

## VI-3-3-7-2 火災防護設備の強度に関する説明書

## 目 次

- VI-3-3-7-2-1 消火水タンクの強度計算書
- VI-3-3-7-2-2 屋外消火系消火水タンクの強度計算書
- VI-3-3-7-2-3 管の基本板厚計算書（火災防護設備）

VI-3-3-7-2-1 消火水タンクの強度計算書

## まえがき

本計算書は、添付書類「VI-3-1-4 クラス3機器の強度計算の基本方針」及び「VI-3-2-6 クラス3容器の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理表を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、添付書類「VI-3-2-1 強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。



・評価条件整理表

機器名	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける 評価結果 の有無	施設時 の適用 規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB 条件		SA 条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
消火水タンク	新設	—	—	—	DB-3	—	—	静水頭	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3

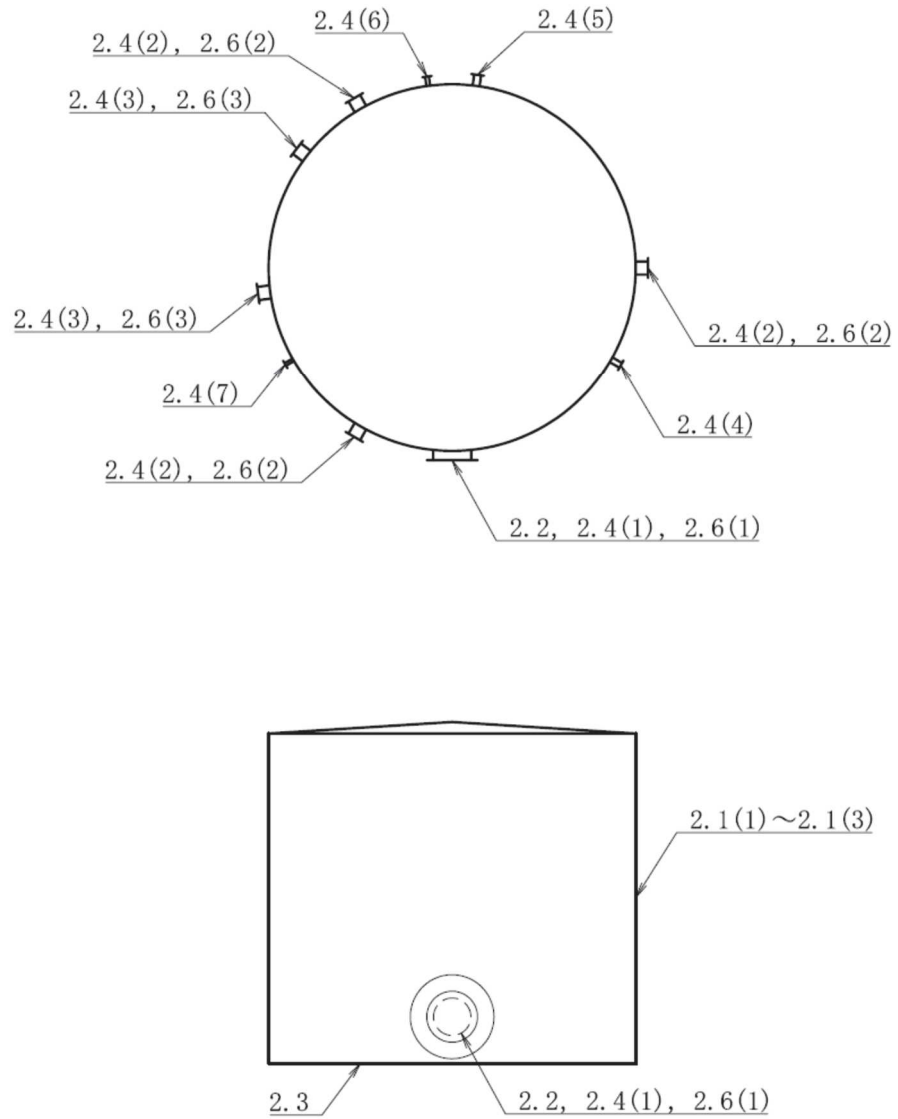
## 目次

1. 計算条件 .....	1
1.1 計算部位 .....	1
1.2 設計条件 .....	2
2. 強度計算 .....	3
2.1 開放タンクの胴の厚さの計算.....	3
2.2 開放タンクの平板の厚さの計算.....	6
2.3 開放タンクの底板の厚さの計算.....	7
2.4 開放タンクの管台の厚さの計算.....	8
2.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算.....	15
2.6 開放タンクの穴の補強計算.....	16

1. 計算条件

1.1 計算部位

概要図に強度計算箇所を示す。



図中の番号は次頁以降の計算項目番号を示す。

図 1-1 概要図

## 1.2 設計条件

最高使用压力 (MPa)	静水頭
最高使用温度 (°C)	40

## 2. 強度計算

### 2.1 開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(1) 胴板最下段
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.94
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s.o}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(2) 胴板 2 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	2.8250
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.19
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	$t$ (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s.o}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(3) 胴板 3 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	1.0500
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	0.45
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s0}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

2.2 開放タンクの平板の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3310

取付方法及び穴の有無

平板名称	(1) 側マンホールふた
平板の取付け方法	(a)
平板の穴の有無	無し

設計・建設規格 PVD-3310

平板の厚さ

平板名称	(1) 側マンホールふた
材料	SS400
最高使用圧力 P (MPa)	0.05
最高使用温度 (°C)	40
許容引張応力 S (MPa)	100
取付方法による係数 K	0.17
平板の径 d (mm)	768.00
必要厚さ t (mm)	7.09
呼び厚さ $t_{p.o}$ (mm)	10.00
最小厚さ $t_p$ (mm)	9.45
評価： $t_p \geq t$ ，よって十分である。	



### 2.3 開放タンクの底板の厚さの計算

(1) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3960 準用)

底板の形：平板

(2) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3970 準用)

底板名称		(1) 底板
材料		SM400C
必要厚さ	$t$ (mm)	3.00
呼び厚さ	$t_{b.o}$ (mm)	9.00
最小厚さ	$t_b$ (mm)	8.35
評価： $t_b \geq t$ ，よって十分である。		

## 2.4 開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(1) 側マンホール
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.6100
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.20
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称			(2) タンクヒータ用座
材料			STPG370
水頭	H	(m)	4.6000
最高使用温度			(°C) 40
管台の内径	$D_i$	(m)	0.1909
液体の比重	$\rho$		1.00
許容引張応力	S	(MPa)	93
継手効率	$\eta$		1.00
継手の種類			継手無し
放射線検査の有無			無し
必要厚さ	$t_1$	(mm)	0.05
必要厚さ	$t_2$	(mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t	(mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$	(mm)	12.70
最小厚さ	$t_n$	(mm)	11.11
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。			

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(3) 消火ポンプ給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	D <sub>i</sub> (m)	0.1909
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	t <sub>1</sub> (mm)	0.05
必要厚さ	t <sub>2</sub> (mm)	3.50
t <sub>1</sub> , t <sub>2</sub> の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	t <sub>no</sub> (mm)	12.70
最小厚さ	t <sub>n</sub> (mm)	11.11
評価: t <sub>n</sub> ≥ t, よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(4) 消防車接続口ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	7.60
最小厚さ	$t_n$ (mm)	6.65
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(5) オーバーフローノズル	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	D <sub>i</sub> (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	t <sub>1</sub> (mm)	0.02
必要厚さ	t <sub>2</sub> (mm)	3.50
t <sub>1</sub> , t <sub>2</sub> の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	t <sub>no</sub> (mm)	7.60
最小厚さ	t <sub>n</sub> (mm)	6.65
評価: t <sub>n</sub> ≥ t, よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(6) ドレンノズル	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0495
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	2.40
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	2.40
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	5.50
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.81
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(7) 補給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0384
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.01
必要厚さ	$t_2$ (mm)	2.20
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	2.20
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	5.10
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.46
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		



2.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算  
設計・建設規格 PVD-3511, PVD-3512

胴板名称	胴板
補強の計算を要する85mmを超える穴の名称	側マンホール (2.6(1)) タンクヒータ用座 (2.6(2)) 消火ポンプ給水ノズル (2.6(3))

2.6 開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 W E L D - 1 2

管台名称		(1) 側マンホール
胴板材料		SS400
管台材料		SS400
強め板材料		SS400
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	100
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	611.00
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	634.00
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.16
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	831.0
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	X (mm)	1222.00
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	1370.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	622.00
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	$2.468 \times 10^3$
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	144.2
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	$3.300 \times 10^3$
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$5.948 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(1) 側マンホール	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$3.480 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-1.606 \times 10^5$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-1.606 \times 10^5$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 W E L D - 1 2

管台名称	(2) タンクヒータ用座	
胴板材料	SS400	
管台材料	STPG370	
強め板材料	SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	194.08
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	228.30
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.06
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	261.1
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	X (mm)	388.16
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	480.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	216.30
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	777.7
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	277.5
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	945.2
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$2.036 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(2) タンクヒータ用座
大きい穴の補強	
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。	
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.259 \times 10^5$
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-4.672 \times 10^4$
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-4.672 \times 10^4$
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。	

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 W E L D - 1 8

管台名称	(3) 消火ポンプ給水ノズル	
胴板材料	SS400	
管台材料	STPG370	
強め板材料	SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	194.08
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	228.30
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.06
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	261.1
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	X (mm)	388.16
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	13.50
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	480.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	216.30
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	6.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	777.7
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	556.4
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	72.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	945.2
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$2.351 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ , よって十分である。		

管台名称	(3) 消火ポンプ給水ノズル	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.574 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

VI-3-3-7-2-2 屋外消火系消火水タンクの強度計算書



## まえがき

本計算書は、添付書類「VI-3-1-4 クラス3機器の強度計算の基本方針」及び「VI-3-2-6 クラス3容器の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理表を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、添付書類「VI-3-2-1 強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

・評価条件整理表

機器名	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける 評価結果 の有無	施設時 の適用 規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB 条件		SA 条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
No. 1 屋外消火系消火水タンク	新設	—	—	—	DB-3	—	—	静水頭	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
No. 2 屋外消火系消火水タンク	新設	—	—	—	DB-3	—	—	静水頭	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3

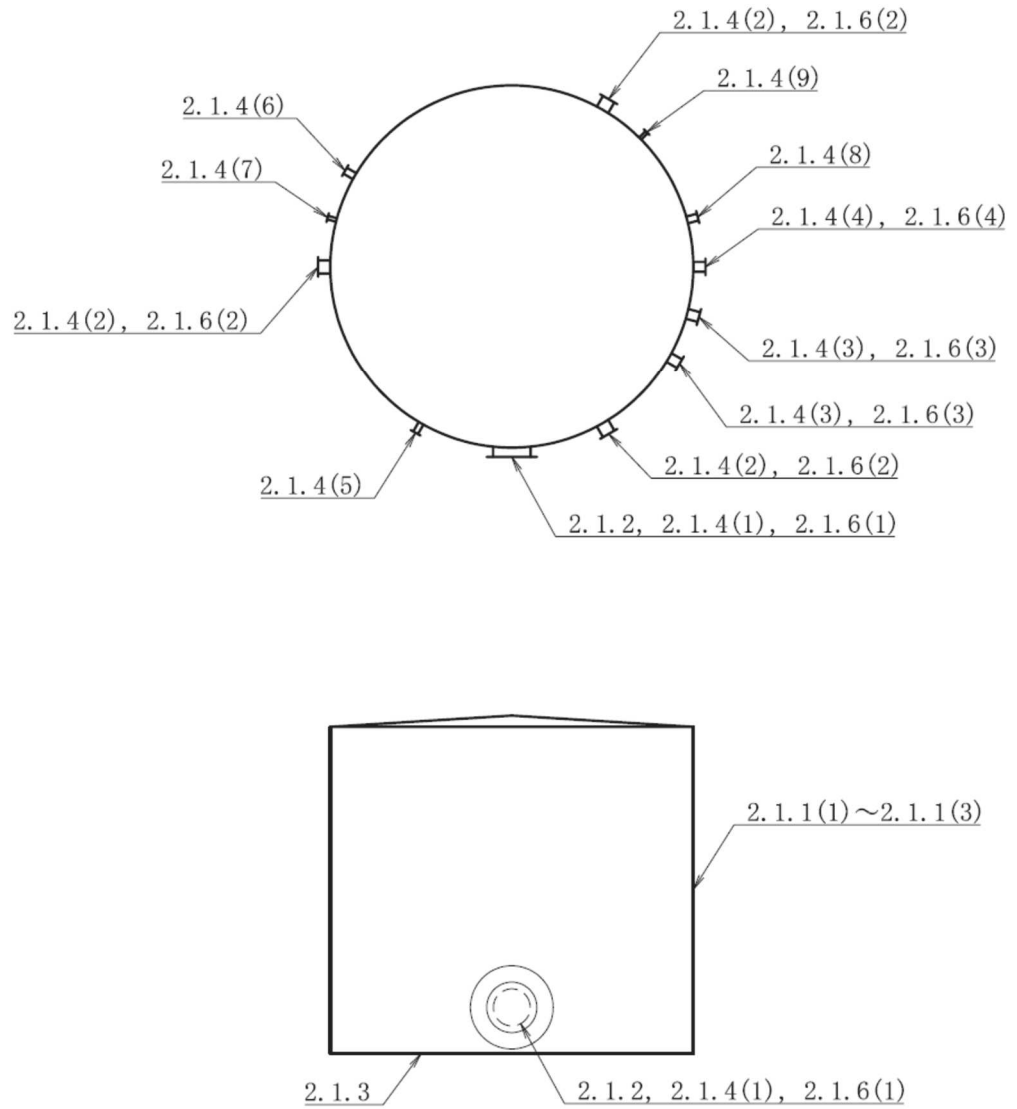
## 目次

1. 計算条件 .....	1
1.1 計算部位 .....	1
1.2 設計条件 .....	3
2. 強度計算 .....	4
2.1 No.1 屋外消火系消火水タンクの強度計算 .....	4
2.1.1 開放タンクの胴の厚さの計算 .....	4
2.1.2 開放タンクの平板の厚さの計算 .....	7
2.1.3 開放タンクの底板の厚さの計算 .....	8
2.1.4 開放タンクの管台の厚さの計算 .....	9
2.1.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算 .....	18
2.1.6 開放タンクの穴の補強計算 .....	19
2.2 No.2 屋外消火系消火水タンクの強度計算 .....	27
2.2.1 開放タンクの胴の厚さの計算 .....	27
2.2.2 開放タンクの平板の厚さの計算 .....	30
2.2.3 開放タンクの底板の厚さの計算 .....	31
2.2.4 開放タンクの管台の厚さの計算 .....	32
2.2.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算 .....	41
2.2.6 開放タンクの穴の補強計算 .....	42

1. 計算条件

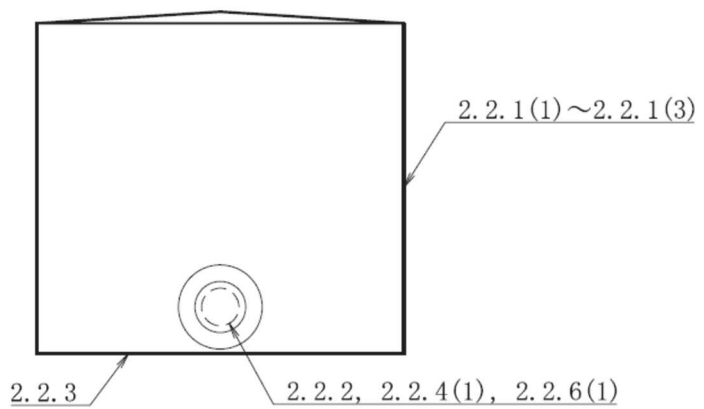
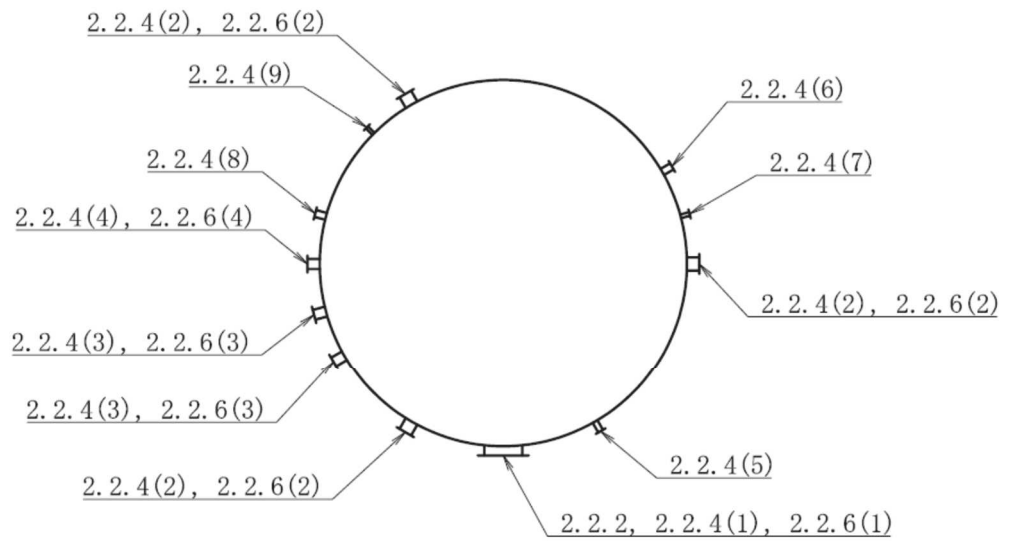
1.1 計算部位

概要図に強度計算箇所を示す。



図中の番号は次頁以降の  
計算項目番号を示す。

図 1-1 No.1 屋外消火系消火水タンク概要図



図中の番号は次頁以降の  
計算項目番号を示す。

図 1-2 No.2 屋外消火系消火水タンク 概要図

## 1.2 設計条件

### (1) No.1 屋外消火系消火水タンク 設計条件

最高使用圧力 (MPa)	静水頭
最高使用温度 (°C)	40

### (2) No.2 屋外消火系消火水タンク 設計条件

最高使用圧力 (MPa)	静水頭
最高使用温度 (°C)	40

## 2. 強度計算

### 2.1 No.1 屋外消火系消火水タンクの強度計算

#### 2.1.1 開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(1) 胴板最下段
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.94
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	$t$ (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s0}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(2) 胴板 2 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	2.8250
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.19
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s0}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		



開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(3) 胴板 3 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	1.0500
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	0.45
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s0}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

2.1.2 開放タンクの平板の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3310

取付方法及び穴の有無

平板名称	(1) 側マンホールふた
平板の取付け方法	(a)
平板の穴の有無	無し

設計・建設規格 PVD-3310

平板の厚さ

平板名称	(1) 側マンホールふた
材料	SS400
最高使用圧力 P (MPa)	0.05
最高使用温度 (°C)	40
許容引張応力 S (MPa)	100
取付方法による係数 K	0.17
平板の径 d (mm)	768.00
必要厚さ t (mm)	7.09
呼び厚さ $t_{p0}$ (mm)	10.00
最小厚さ $t_p$ (mm)	9.45
評価： $t_p \geq t$ ，よって十分である。	

2.1.3 開放タンクの底板の厚さの計算

(1) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3960 準用)

底板の形：平板

(2) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3970 準用)

底板名称		(1) 底板
材料		SM400C
必要厚さ	$t$ (mm)	3.00
呼び厚さ	$t_{bo}$ (mm)	9.00
最小厚さ	$t_b$ (mm)	8.35
評価： $t_b \geq t$ ，よって十分である。		

2.1.4 開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(1) 側マンホール
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.6100
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.20
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(2) タンクヒータ用座	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1909
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.05
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	12.70
最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(3) 消火ポンプ給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1432
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.04
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	11.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1432
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.04
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	11.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(5) 消防車接続口ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	7.60
最小厚さ	$t_n$ (mm)	6.65
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		



開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(6) オーバーフローノズル	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	7.60
最小厚さ	$t_n$ (mm)	6.65
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(7) ドレンノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0495
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	2.40
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	2.40
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	5.50
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.81
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(8) 消火ポンプ戻り管ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0495
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	2.40
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	2.40
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	5.50
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.81
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(9) 補給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0329
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.01
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.90
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	1.90
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	4.90
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.28
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

2.1.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算  
設計・建設規格 PVD-3511, PVD-3512

胴板名称	胴板
補強の計算を要する85mmを超える穴の名称	側マンホール (2.1.6(1)) タンクヒータ用座 (2.1.6(2)) 消火ポンプ給水ノズル (2.1.6(3)) 消火ポンプミニマムフローノズル (2.1.6(4))

2.1.6 開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-12

管台名称		(1) 側マンホール
胴板材料		SS400
管台材料		SS400
強め板材料		SS400
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	100
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	611.00
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	634.00
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.16
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	831.0
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	X (mm)	1222.00
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	1370.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	622.00
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	$2.468 \times 10^3$
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	144.2
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	$3.300 \times 10^3$
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$5.948 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ 、よって十分である。		

管台名称	(1) 側マンホール
大きい穴の補強	
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。	
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$3.480 \times 10^5$
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-1.606 \times 10^5$
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-1.606 \times 10^5$
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。	

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-12

管台名称	(2) タンクヒータ用座	
胴板材料	SS400	
管台材料	STPG370	
強め板材料	SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	194.08
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	228.30
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.06
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	261.1
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	X (mm)	388.16
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	480.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	216.30
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	777.7
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	277.5
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	945.2
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$2.036 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		



管台名称	(2) タンクヒータ用座	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.259 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-18

管台名称		(3) 消火ポンプ給水ノズル
胴板材料		SS400
管台材料		STPG370
強め板材料		SS400
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	145.96
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	177.20
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.04
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	200.3
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	X (mm)	291.92
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	13.50
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	400.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	165.20
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	6.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	584.6
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	482.1
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	72.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	697.0
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$1.836 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(3) 消火ポンプ給水ノズル	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.251 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 W E L D - 1 8

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル	
胴板材料	SS400	
管台材料	STPG370	
強め板材料	SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	145.96
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	177.20
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.04
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	200.3
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	X (mm)	291.92
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	13.50
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	400.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	165.20
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	6.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	584.6
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	482.1
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	72.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	697.0
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$1.836 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル
大きい穴の補強	
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。	
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.251 \times 10^5$
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-3.436 \times 10^4$
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-3.436 \times 10^4$
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。	

2.2 No.2 屋外消火系消火水タンクの強度計算

2.2.1 開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(1) 胴板最下段
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.94
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s.o}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(2) 胴板 2 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	2.8250
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.19
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s.o}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの胴の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3920 準用)

胴板名称		(3) 胴板 3 段目
材料		SS400
水頭	H (m)	1.0500
最高使用温度	(°C)	40
胴の内径	$D_i$ (m)	6.00
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	3.00
必要厚さ	$t_2$ (mm)	0.45
必要厚さ	$t_3$ (mm)	4.50
$t_1, t_2, t_3$ の大きい値	t (mm)	4.50
呼び厚さ	$t_{s.o}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。		



2.2.2 開放タンクの平板の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3310

取付方法及び穴の有無

平板名称	(1) 側マンホールふた
平板の取付け方法	(a)
平板の穴の有無	無し

設計・建設規格 PVD-3310

平板の厚さ

平板名称	(1) 側マンホールふた
材料	SS400
最高使用圧力 P (MPa)	0.05
最高使用温度 (°C)	40
許容引張応力 S (MPa)	100
取付方法による係数 K	0.17
平板の径 d (mm)	768.00
必要厚さ t (mm)	7.09
呼び厚さ $t_{p0}$ (mm)	10.00
最小厚さ $t_p$ (mm)	9.45
評価： $t_p \geq t$ ，よって十分である。	

2.2.3 開放タンクの底板の厚さの計算

(1) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3960 準用)

底板の形：平板

(2) 設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3970 準用)

底板名称		(1) 底板
材料		SM400C
必要厚さ	$t$ (mm)	3.00
呼び厚さ	$t_{bo}$ (mm)	9.00
最小厚さ	$t_b$ (mm)	8.35
評価： $t_b \geq t$ ，よって十分である。		

2.2.4 開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(1) 側マンホール
材料		SS400
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.6100
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	100
継手効率	$\eta$	0.70
継手の種類		突合せ両側溶接
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.20
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	6.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(2) タンクヒータ用座
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1909
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.05
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	12.70
最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(3) 消火ポンプ給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1432
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.04
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	11.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル	
材料	STPG370	
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.1432
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類	継手無し	
放射線検査の有無	無し	
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.04
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	11.00
最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(5) 消防車接続口ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	7.60
最小厚さ	$t_n$ (mm)	6.65
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(6) オーバーフローノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0739
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	3.50
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	3.50
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	7.60
最小厚さ	$t_n$ (mm)	6.65
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		



開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(7) ドレンノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	D <sub>i</sub> (m)	0.0495
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	t <sub>1</sub> (mm)	0.02
必要厚さ	t <sub>2</sub> (mm)	2.40
t <sub>1</sub> , t <sub>2</sub> の大きい値	t (mm)	2.40
呼び厚さ	t <sub>no</sub> (mm)	5.50
最小厚さ	t <sub>n</sub> (mm)	4.81
評価: t <sub>n</sub> ≥ t, よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(8) 消火ポンプ戻り管ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0495
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.02
必要厚さ	$t_2$ (mm)	2.40
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	2.40
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	5.50
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.81
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

開放タンクの管台の厚さの計算

設計・建設規格 PVD-3010 (PVC-3980 準用)

管台名称		(9) 補給水ノズル
材料		STPG370
水頭	H (m)	4.6000
最高使用温度	(°C)	40
管台の内径	$D_i$ (m)	0.0329
液体の比重	$\rho$	1.00
許容引張応力	S (MPa)	93
継手効率	$\eta$	1.00
継手の種類		継手無し
放射線検査の有無		無し
必要厚さ	$t_1$ (mm)	0.01
必要厚さ	$t_2$ (mm)	1.90
$t_1, t_2$ の大きい値	t (mm)	1.90
呼び厚さ	$t_{no}$ (mm)	4.90
最小厚さ	$t_n$ (mm)	4.28
評価： $t_n \geq t$ ，よって十分である。		

2.2.5 開放タンクの補強を要しない穴の最大径の計算  
 設計・建設規格 PVD-3511, PVD-3512

胴板名称	胴板
補強の計算を要する85mmを超える穴の名称	側マンホール (2.2.6(1)) タンクヒータ用座 (2.2.6(2)) 消火ポンプ給水ノズル (2.2.6(3)) 消火ポンプミニマムフローノズル (2.2.6(4))

2.2.6 開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-12

管台名称		(1) 側マンホール
胴板材料		SS400
管台材料		SS400
強め板材料		SS400
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	100
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	611.00
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	634.00
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	5.50
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.16
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	831.0
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	611.00
補強の有効範囲	X (mm)	1222.00
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	1370.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	622.00
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	$2.468 \times 10^3$
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	144.2
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	$3.300 \times 10^3$
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$5.948 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ , よって十分である。		

管台名称	(1) 側マンホール
大きい穴の補強	
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。	
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$3.480 \times 10^5$
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-1.606 \times 10^5$
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-1.606 \times 10^5$
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。	

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-12

管台名称		(2) タンクヒータ用座
胴板材料		SS400
管台材料		STPG370
強め板材料		SS400
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	194.08
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	228.30
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	11.11
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.06
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	266.1
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	194.08
補強の有効範囲	X (mm)	388.16
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	0.00
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	480.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	216.30
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	0.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	777.7
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	277.5
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	36.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	945.2
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$2.036 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ , よって十分である。		

管台名称	(2) タンクヒータ用座	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.259 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-4.672 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		



開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-18

管台名称		(3) 消火ポンプ給水ノズル
胴板材料		SS400
管台材料		STPG370
強め板材料		SS400
最高使用圧力	$P$ (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	$d$ (mm)	145.96
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	177.20
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	$F$	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.04
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	200.3
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	$X$ (mm)	291.92
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	13.50
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	400.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	165.20
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	6.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	584.6
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	482.1
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	72.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	697.0
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$1.836 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(3) 消火ポンプ給水ノズル	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.251 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

開放タンクの穴の補強計算

設計・建設規格 PVD-3010, PVD-3510 (PVC-3160, PVC-3950 準用)

参照附図 WELD-18

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル	
胴板材料	SS400	
管台材料	STPG370	
強め板材料	SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	$S_s$ (MPa)	100
管台の許容引張応力	$S_n$ (MPa)	93
強め板の許容引張応力	$S_e$ (MPa)	100
穴の径	d (mm)	145.96
管台が取付く穴の径	$d_w$ (mm)	177.20
胴板の最小厚さ	$t_s$ (mm)	5.40
管台の最小厚さ	$t_n$ (mm)	9.62
胴板の継手効率	$\eta$	1.00
係数	F	1.00
胴の内径	$D_i$ (mm)	6000.00
胴板の計算上必要な厚さ	$t_{sr}$ (mm)	1.36
管台の計算上必要な厚さ	$t_{nr}$ (mm)	0.04
穴の補強に必要な面積	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	200.3
補強の有効範囲	$X_1$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	$X_2$ (mm)	145.96
補強の有効範囲	X (mm)	291.92
補強の有効範囲	$Y_1$ (mm)	13.50
補強の有効範囲	$Y_2$ (mm)	13.50
強め板の最小厚さ	$t_e$ (mm)	5.50
強め板の外径	$B_e$ (mm)	400.00
管台の外径	$D_{on}$ (mm)	165.20
溶接寸法	$L_1$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_2$ (mm)	6.00
溶接寸法	$L_3$ (mm)	6.00
胴板の有効補強面積	$A_1$ (mm <sup>2</sup> )	584.6
管台の有効補強面積	$A_2$ (mm <sup>2</sup> )	482.1
すみ肉溶接部の有効補強面積	$A_3$ (mm <sup>2</sup> )	72.00
強め板の有効補強面積	$A_4$ (mm <sup>2</sup> )	697.0
補強に有効な総面積	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$1.836 \times 10^3$
評価： $A_o > A_r$ ，よって十分である。		

管台名称	(4) 消火ポンプミニマムフローノズル	
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径 $d_j$ (mm)	1000.00	
評価： $d \leq d_j$ ，よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重 $W_1$ (N)	$1.251 \times 10^5$	
溶接部にかかる荷重 $W_2$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
溶接部の負うべき荷重 $W$ (N)	$-3.436 \times 10^4$	
評価： $W < 0$ ，よって溶接部の強度計算は必要ない。		

VI-3-3-7-2-3 管の基本板厚計算書（火災防護設備）

## まえがき

本計算書は、添付書類「VI-3-1-4 クラス3機器の強度計算の基本方針」及び「VI-3-2-7 クラス3管の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理結果を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、添付書類「VI-3-2-1 強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

・評価条件整理表

水消火設備

管No.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する既設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける 評価結果 の有無	施設時の 適用規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (℃)	圧力 (MPa)						温度 (℃)
1	既設	有	有	Non	DB-3	—	無	1.15	40	—	—	—	設計・建設規格	設計・建設規格	—	DB-3
1	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.15	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
2	既設	有	有	Non	DB-3	—	無	1.15	40	—	—	—	設計・建設規格	設計・建設規格	—	DB-3
3	既設	有	有	Non	DB-3	—	無	1.15	40	—	—	—	設計・建設規格	設計・建設規格	—	DB-3
4	既設	有	有	Non	DB-3	—	無	1.15	40	—	—	—	設計・建設規格	設計・建設規格	—	DB-3
4	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.15	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
5	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.37	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
6	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.37	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
E1	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.15	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
E2	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.37	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3

ハロンガス消火設備

管No.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する既設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける評 価結果の 有無	施設時の 適用規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (℃)	圧力 (MPa)						温度 (℃)
1	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
2	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
3	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
4	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
5	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
6	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
7	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*
8	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
9	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
10	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
11	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
12	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3

注記\* : DB クラス「—」である管については、保守的に評価クラス「DB-3」としてクラス3管の評価を行う。



管No.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する既設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける評 価結果の 有無	施設時の 適用規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
13	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
14	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
15	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
16	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
17	新設	—	—	—	DB-3	—	—	5.20	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3

ケーブルトレイ消火設備

管No.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する既設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける評 価結果の 有無	施設時の 適用規格	評価区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
1	新設	—	—	—	DB-3 —*	—	—	4.6	40	—	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3*

注記\* : DB クラス「—」である管については、保守的に評価クラス「DB-3」としてクラス 3 管の評価を行う。

・適用規格の選定

水消火設備

管No.	評価項目	評価区分	判定基準	適用規格
1～6	管の板厚計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E1～E2	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格

ハロンガス消火設備

管No.	評価項目	評価区分	判定基準	適用規格
1～17	管の板厚計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
SP1	管の穴と補強計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
T1～T8	管の穴と補強計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格

ケーブルトレイ消火設備

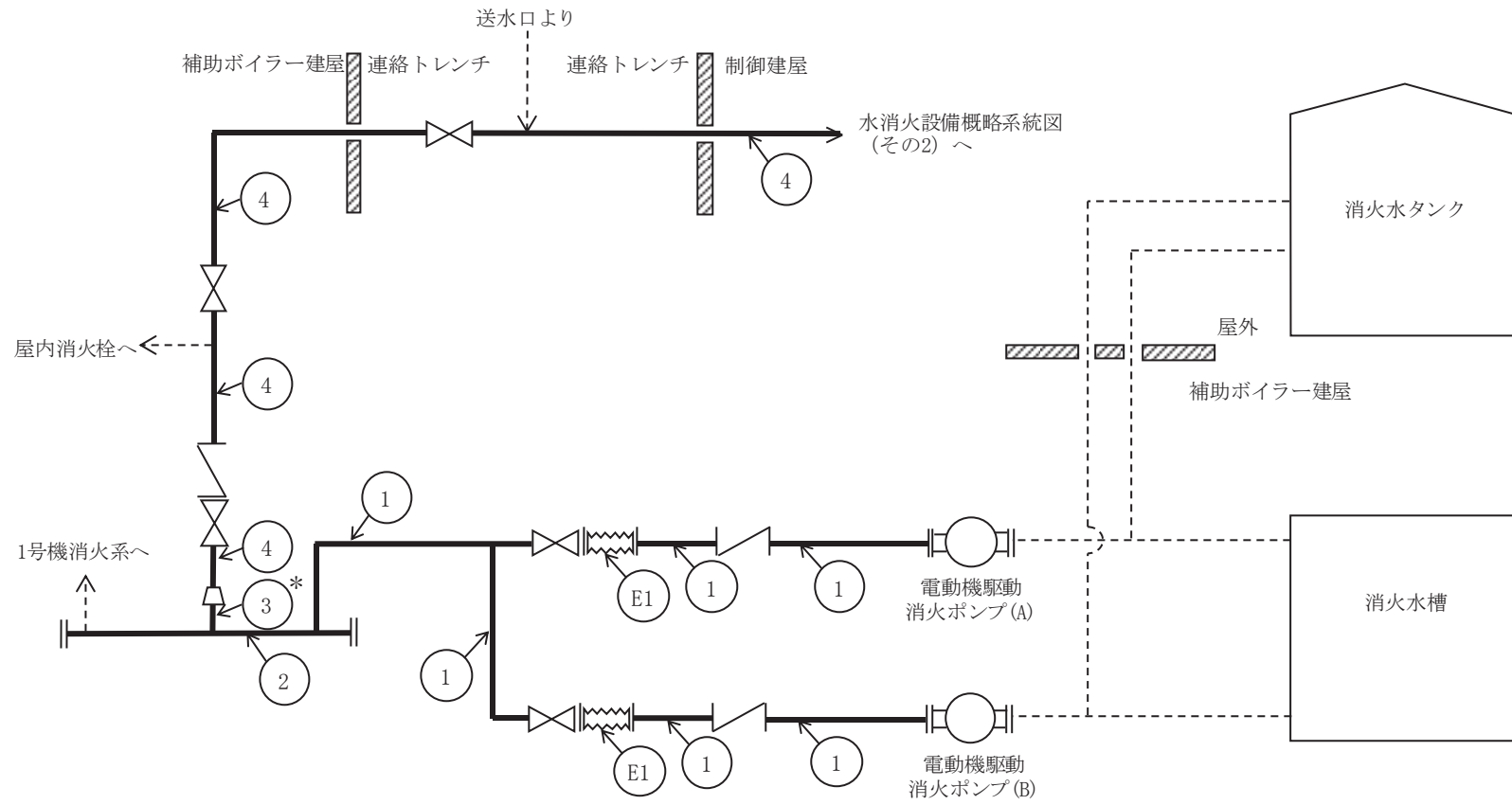
管No.	評価項目	評価区分	判定基準	適用規格
1	管の板厚計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格

## 目次

1. 水消火設備	1
1.1 概略系統図	1
1.2 管の強度計算書	6
1.3 伸縮継手の強度計算書	7
2. ハロンガス消火設備	8
2.1 概略系統図	8
2.2 管の強度計算書	67
2.3 管の穴と補強計算書	69
3. ケーブルトレイ消火設備	78
3.1 概略系統図	78
3.2 管の強度計算書	192

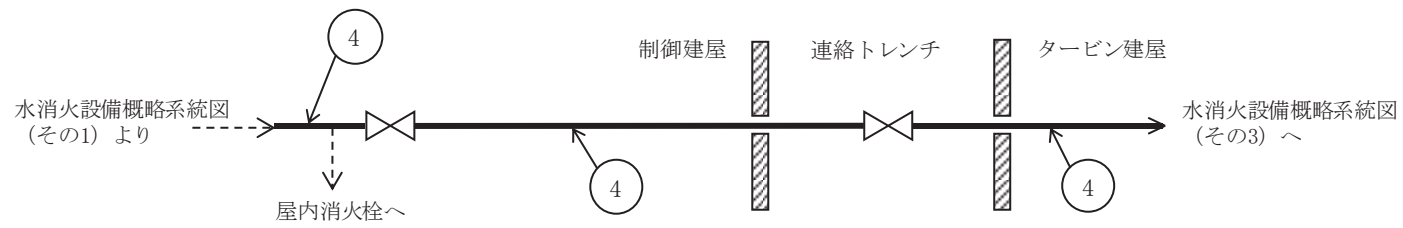
1. 水消火設備

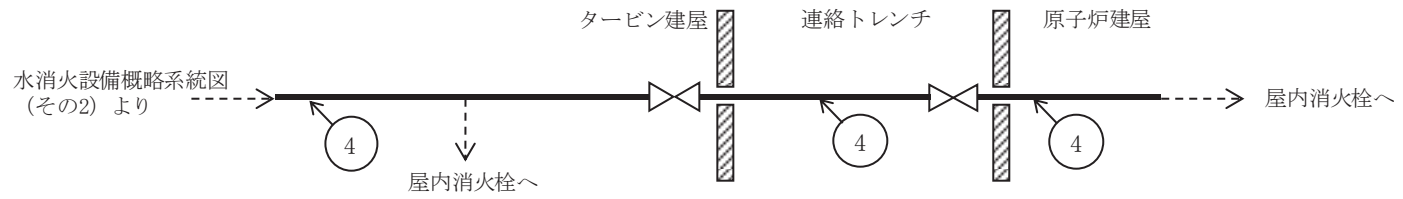
1.1 概略系統図

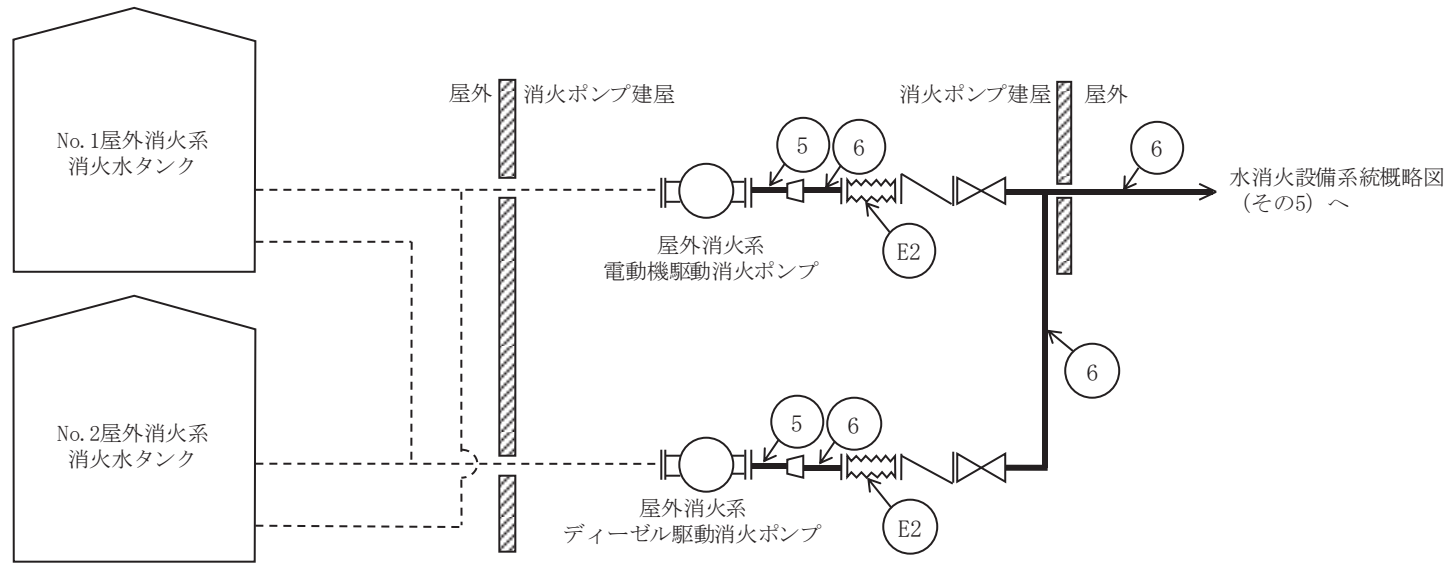


注記\* : 管継手

水消火設備概略系統図 (その1)

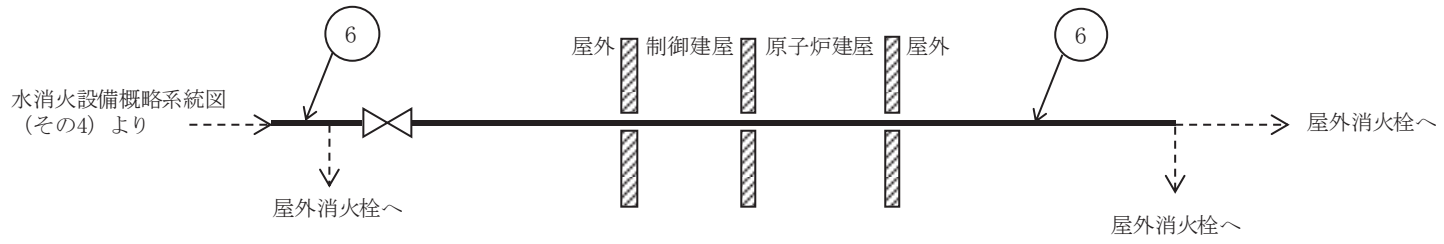






水消火設備概略系統図 (その 4)





1.2 管の強度計算書 (クラス 3 管)

設計・建設規格 PPD-3411

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温 度 (°C)	外 径 D <sub>o</sub> (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	$\eta$	Q	t <sub>s</sub> (mm)	t (mm)	算 式	t <sub>r</sub> (mm)
1	1.15	40	216.30	8.20	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	7.17	1.34	C	3.80
2	1.15	40	318.50	10.30	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	9.01	1.96	C	3.80
3	1.15	40	165.20	7.10	STPT370	S	3	93	1.00	12.5%	6.21	1.02	C	3.80
4	1.15	40	114.30	6.00	SPTG370	S	3	93	1.00	12.5%	5.25	0.71	C	3.40
5	1.37	40	114.30	6.00	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	5.25	0.84	C	3.40
6	1.37	40	165.20	7.10	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	6.21	1.21	C	3.80

評価：  $t_s \geq t_r$  , よって十分である。

1.3 伸縮継手の強度計算書 (クラス 3 管)

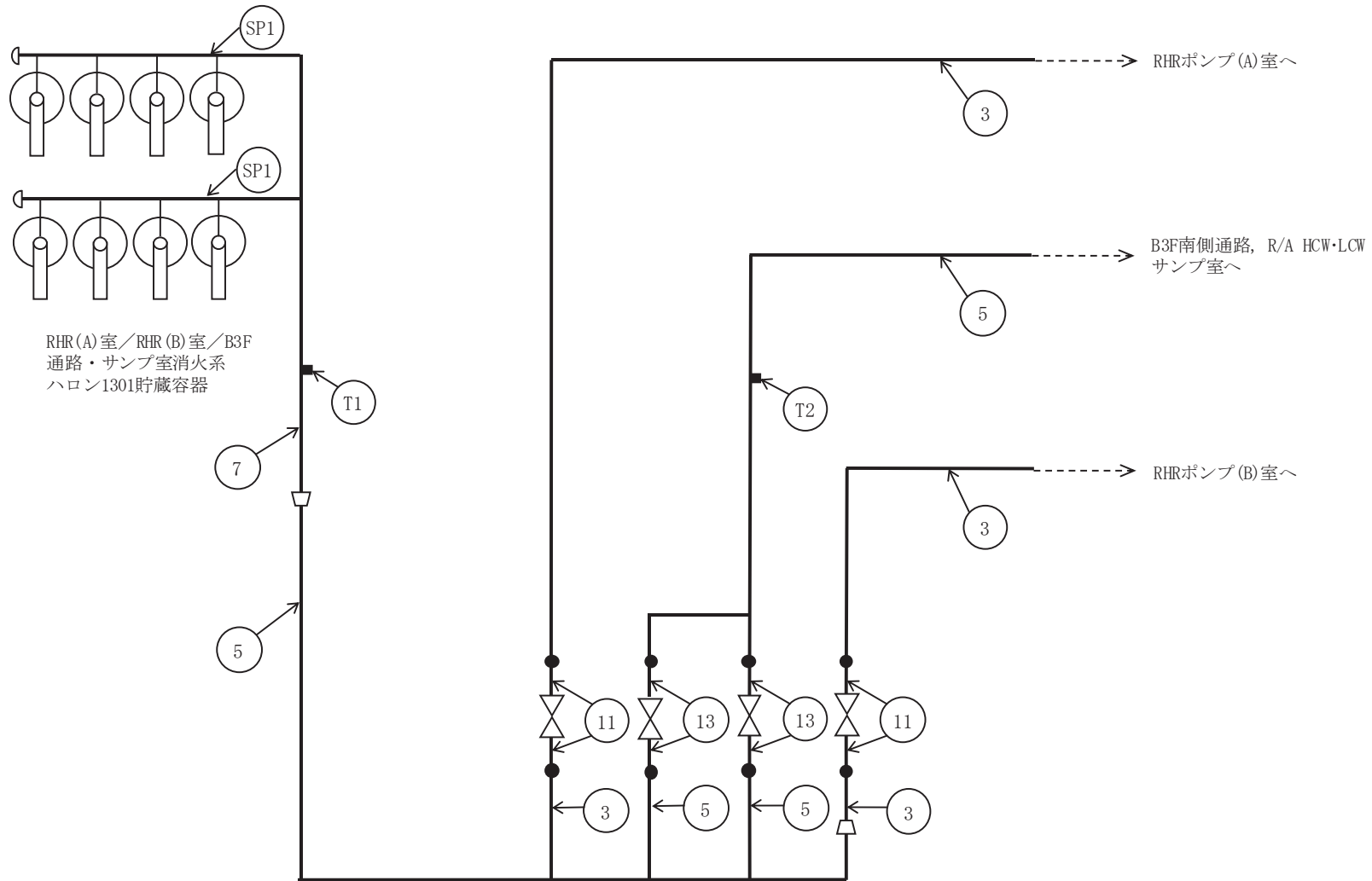
設計・建設規格 PPD-3416

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温 度 (°C)	材 料	縦弾性係数 E (MPa)	t (mm)	全伸縮量 $\delta$ (mm)	b (mm)	h (mm)	n	c	算 式	継手部応力 $\sigma$ (MPa)	N $\times 10^3$	Nr $\times 10^3$	U
E1	1.15	40	SUS304	194000	1.00	9.39	12.50	14.00	20	1	A	851	7.86	7.00	0.891
E2	1.37	40	SUS304	194000	1.00	0.59	12.50	14.00	14	1	A	201	1224	7.00	0.006

評価：U ≤ 1, よって十分である。

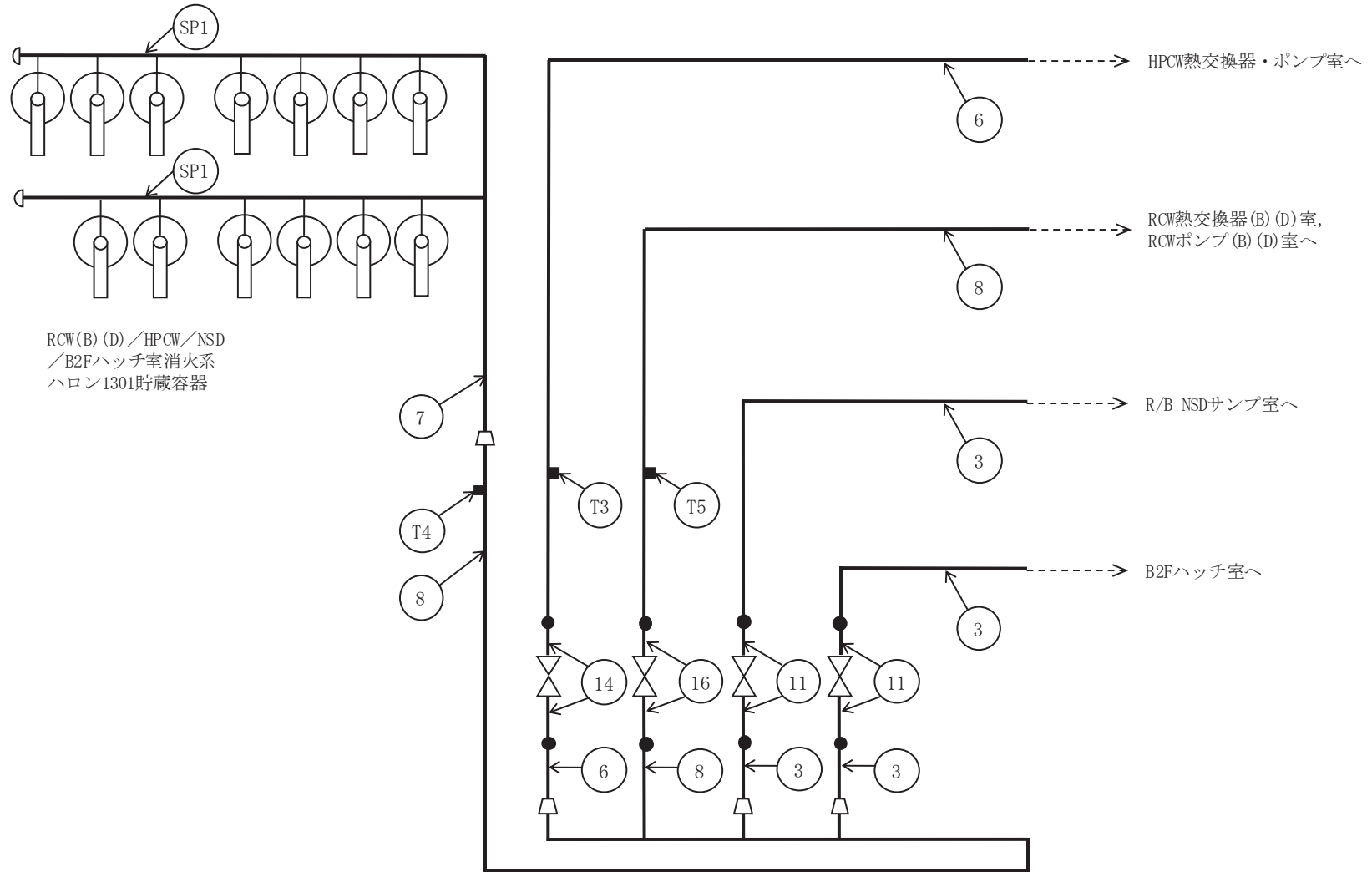
2. ハロンガス消火設備

2.1 概略系統図

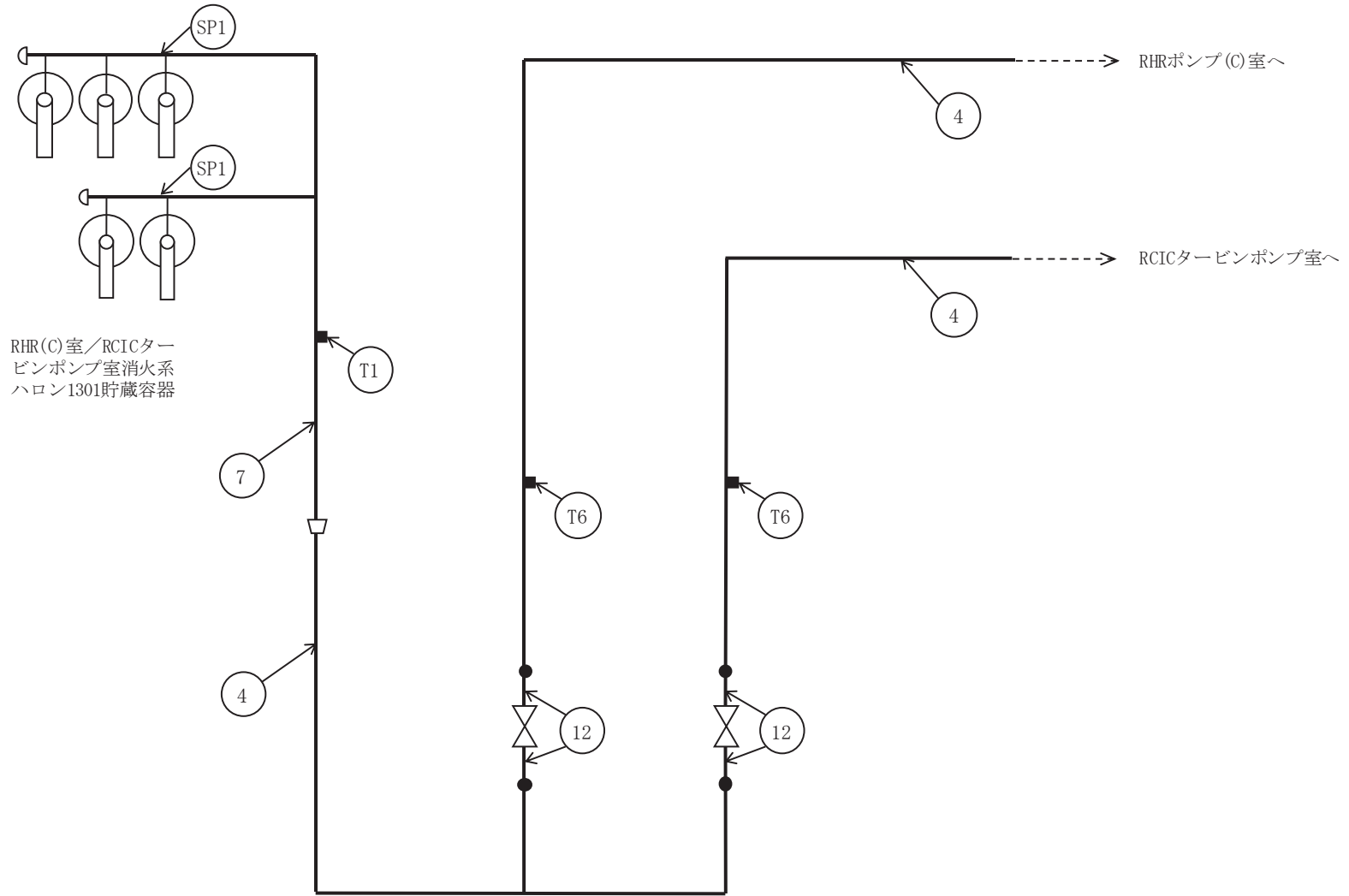


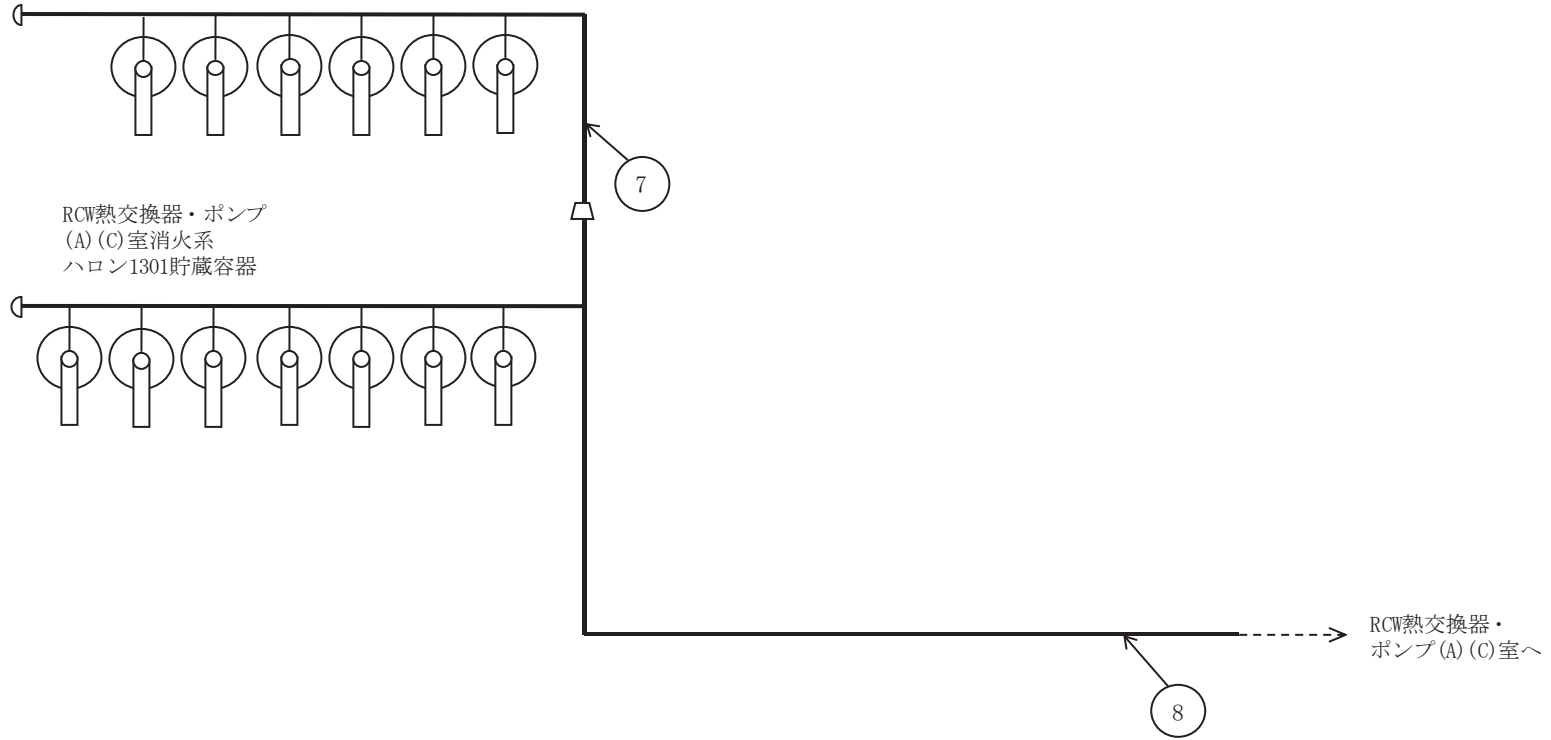
ハロンガス消火設備概略系統図 (その1)



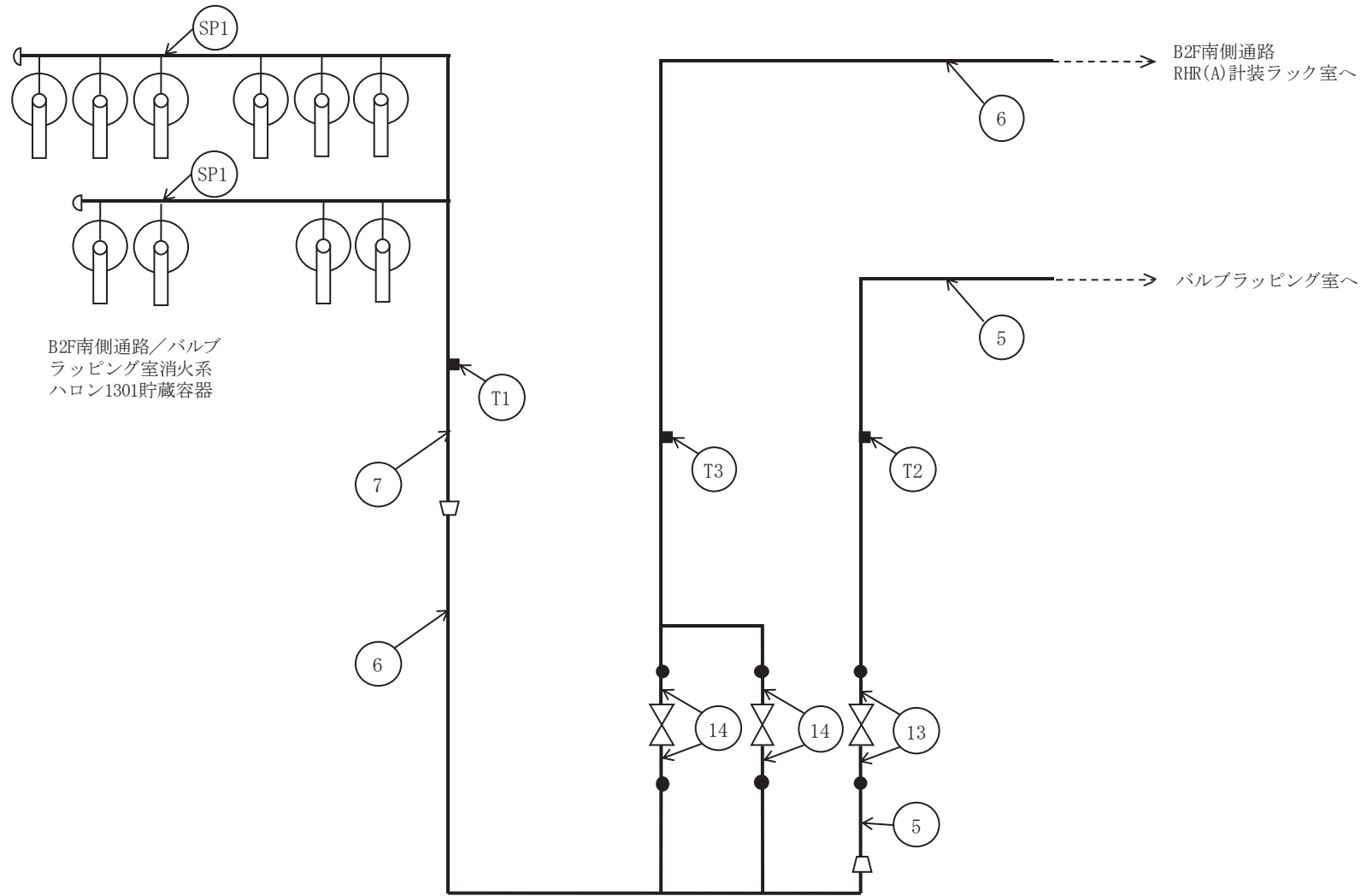


ハロンガス消火設備概略系統図 (その 3)

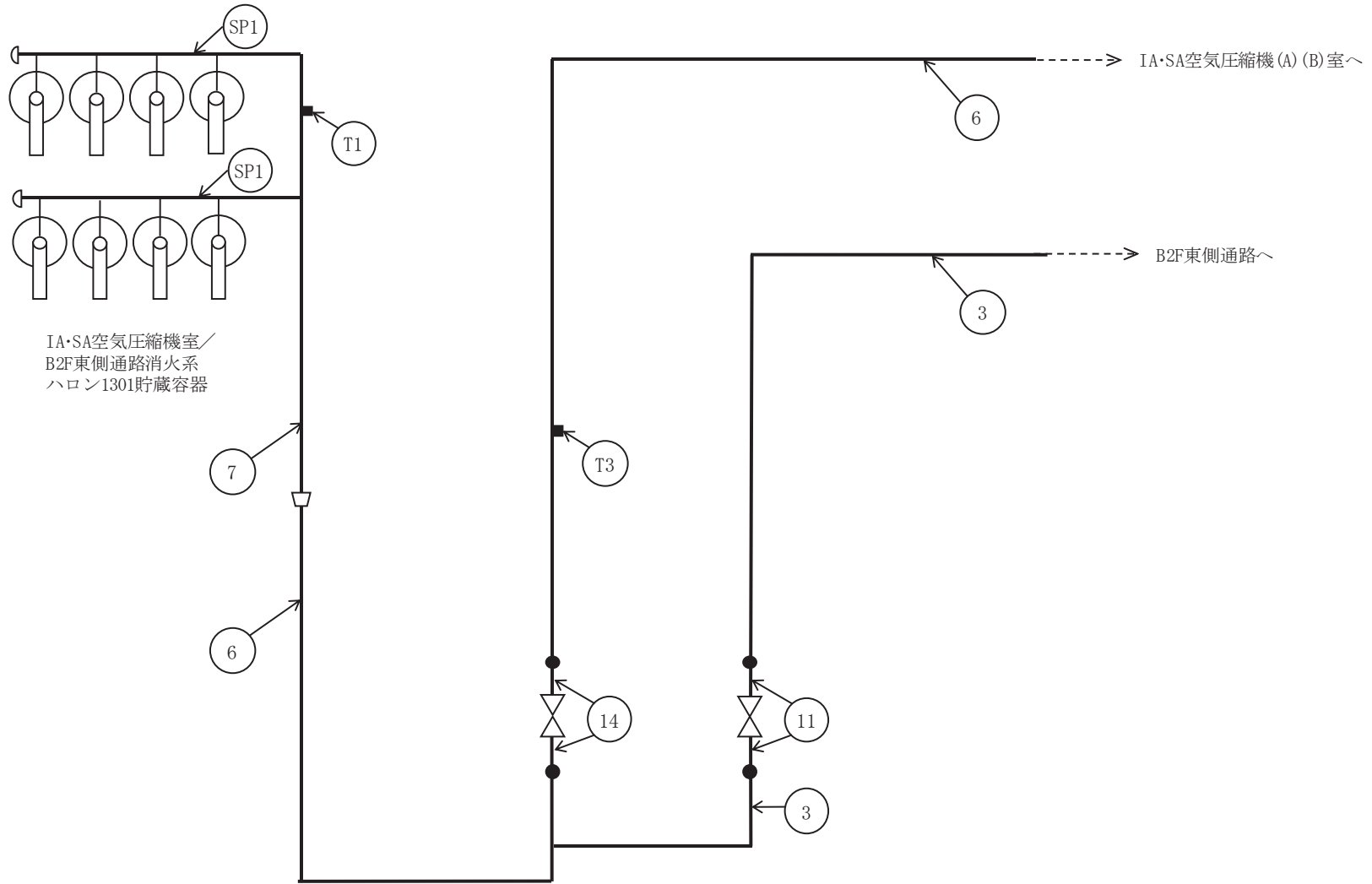




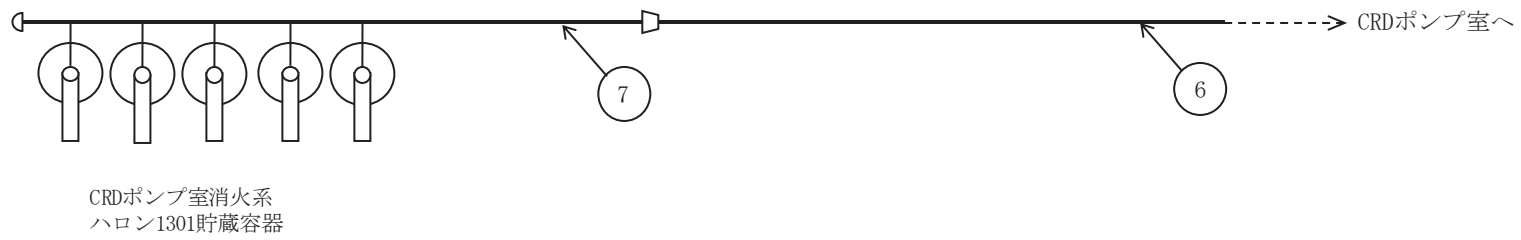


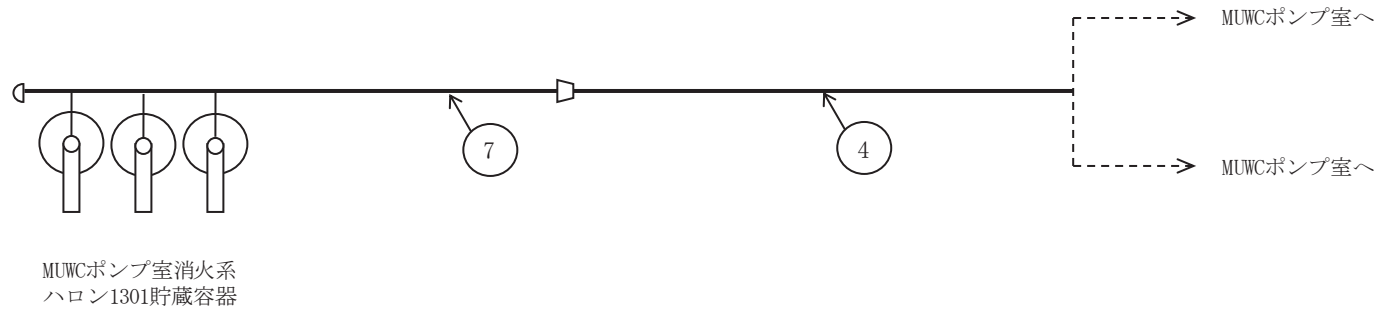


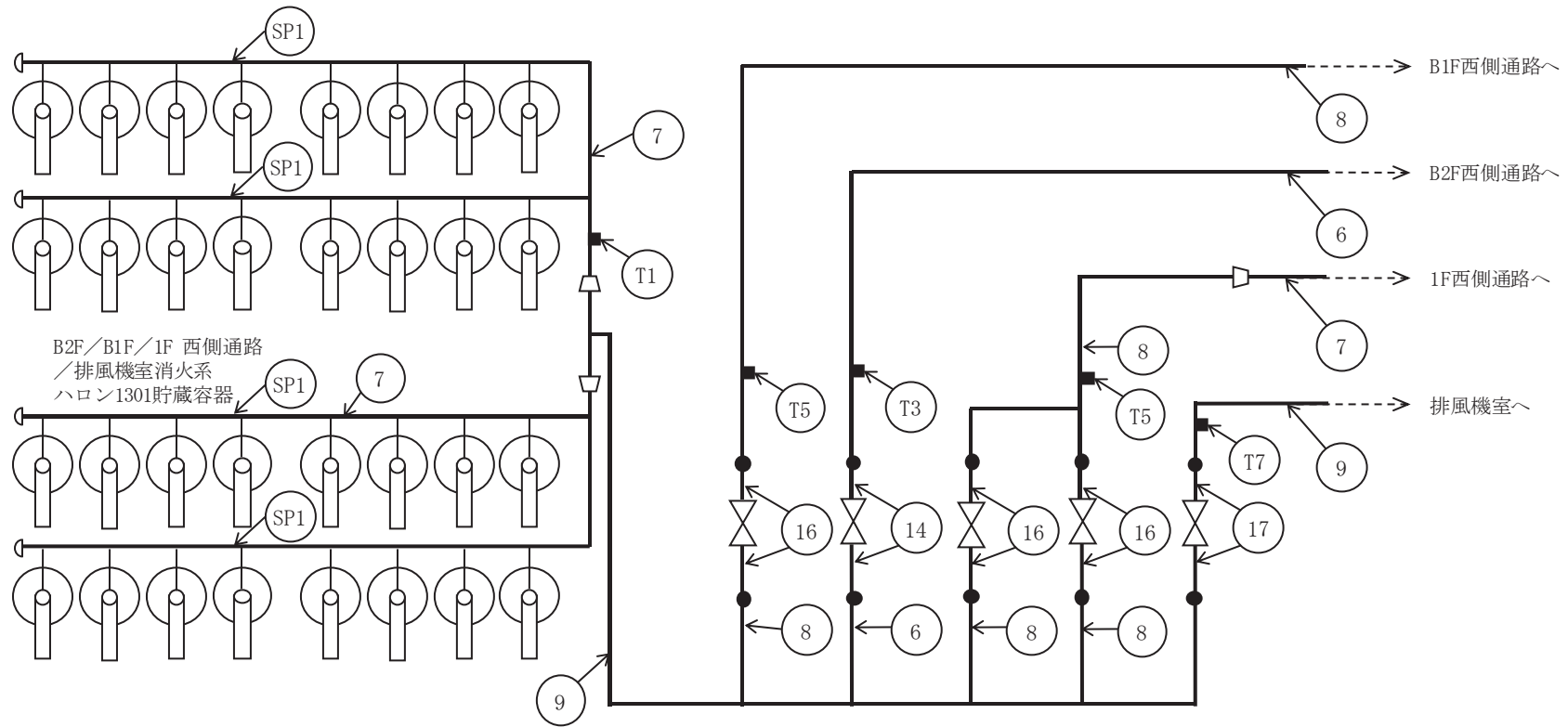
ハロンガス消火設備概略系統図 (その6)

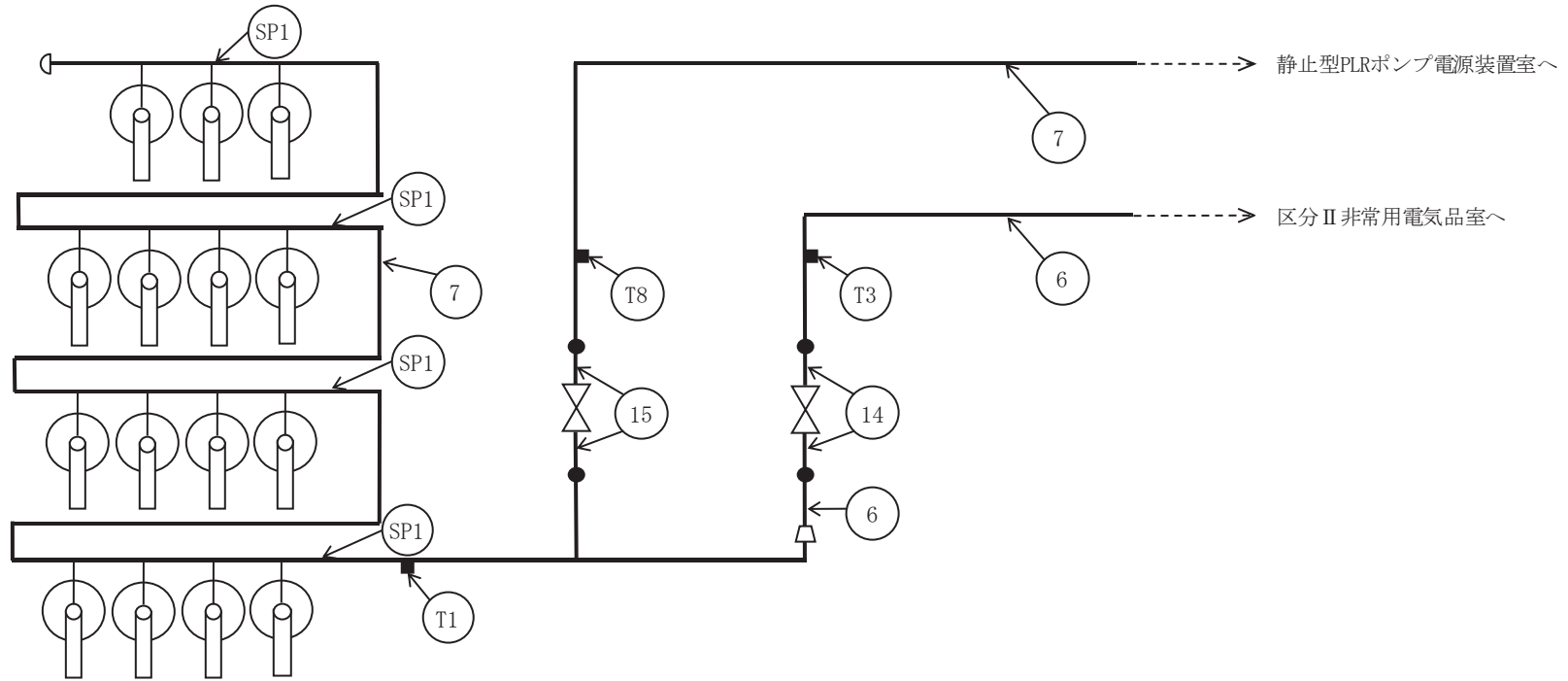


ハロンガス消火設備概略系統図 (その7)

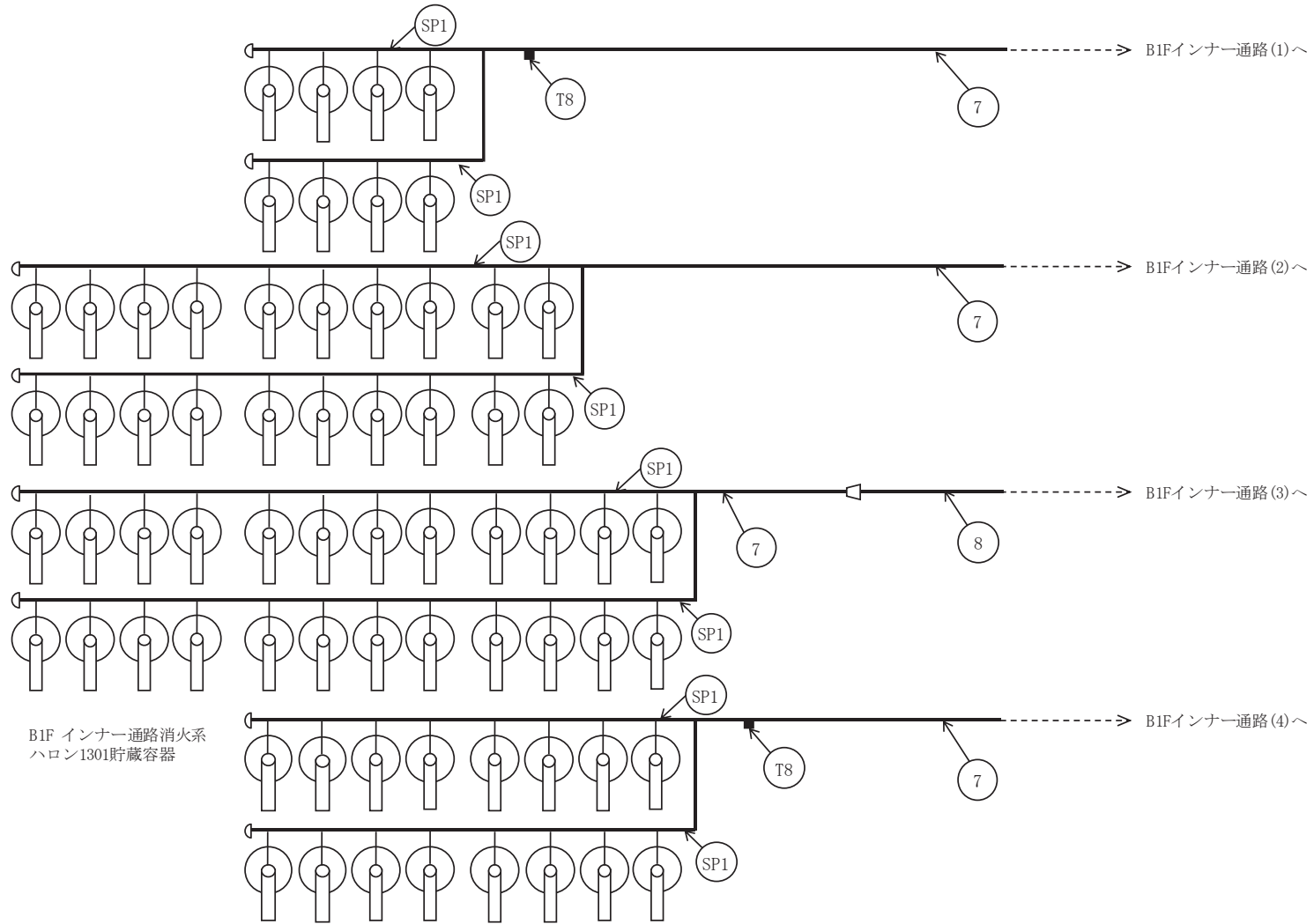








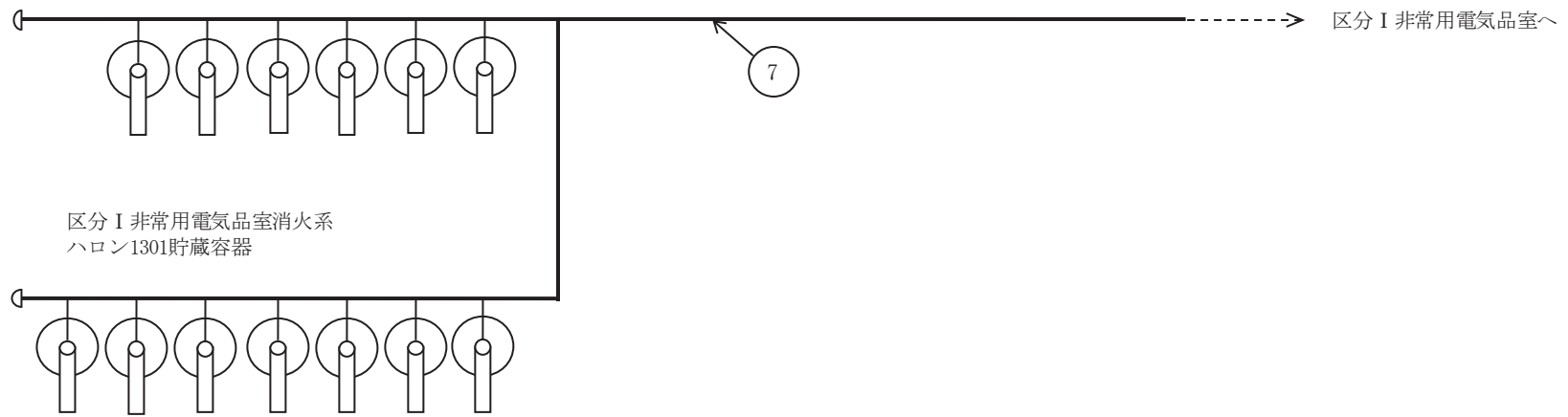
PLR-VVVF室／区分II  
非常用電気品室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

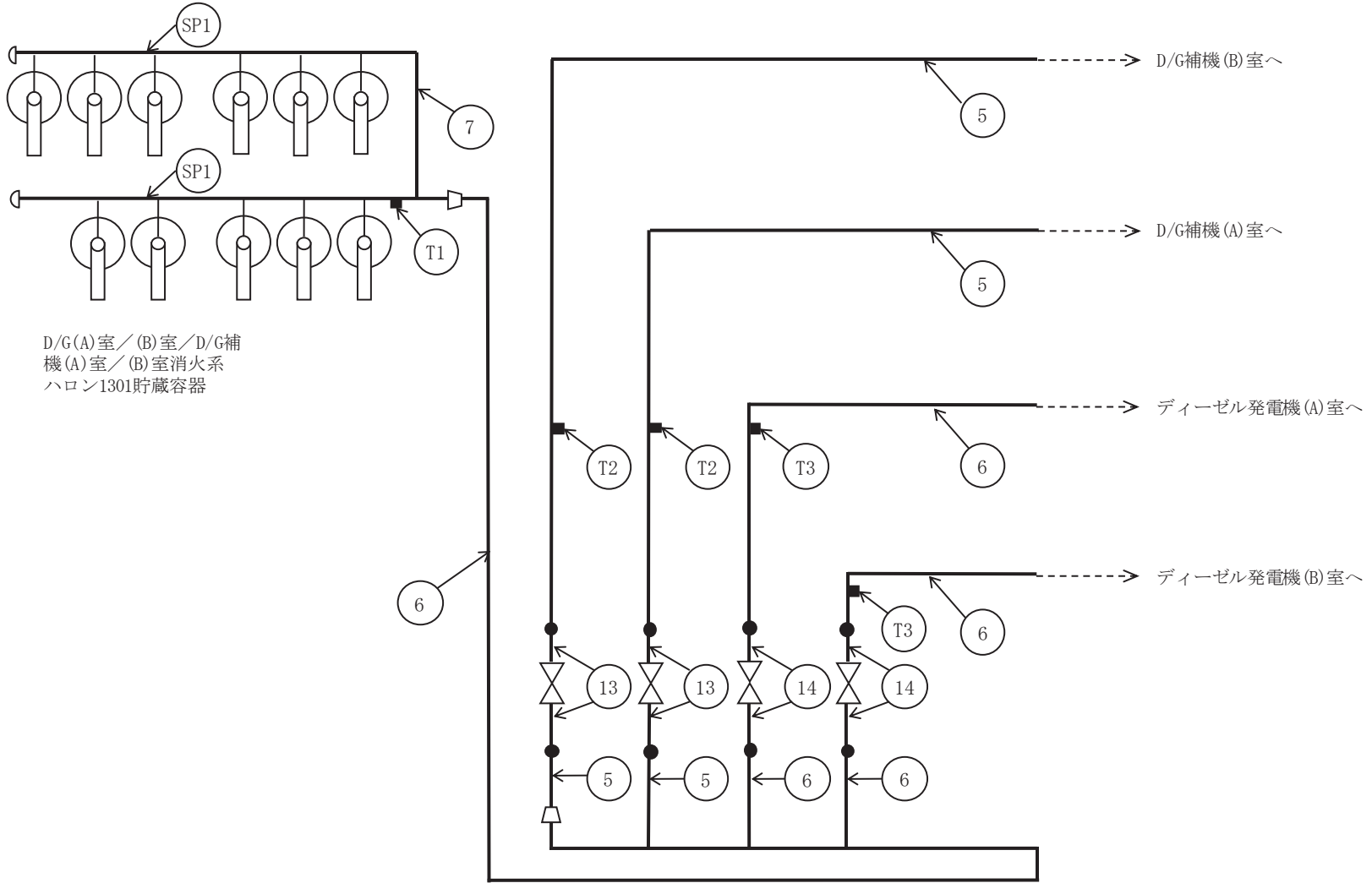




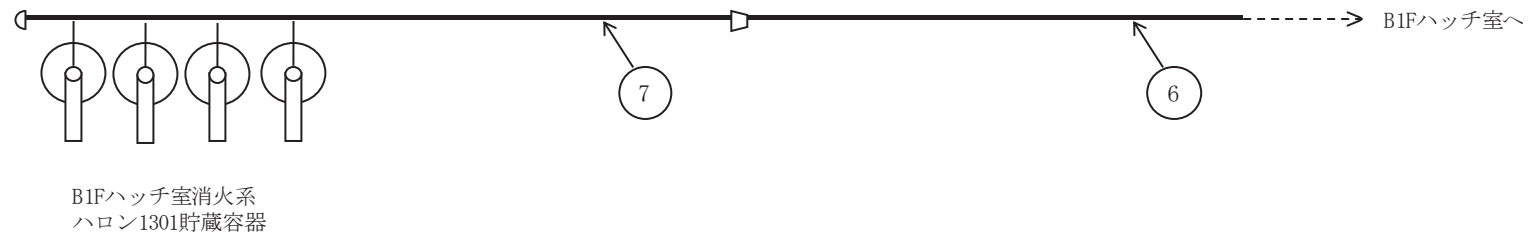
注記\*：管継手



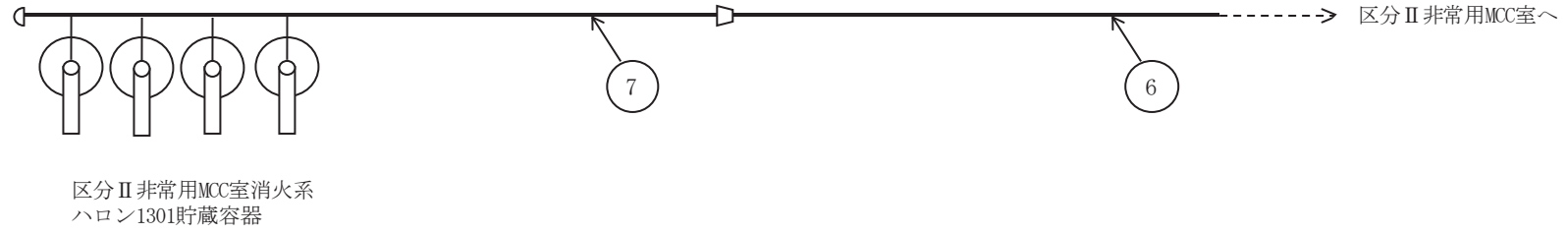




ハロンガス消火設備概略系統図 (その 15)









導電率計ラック室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

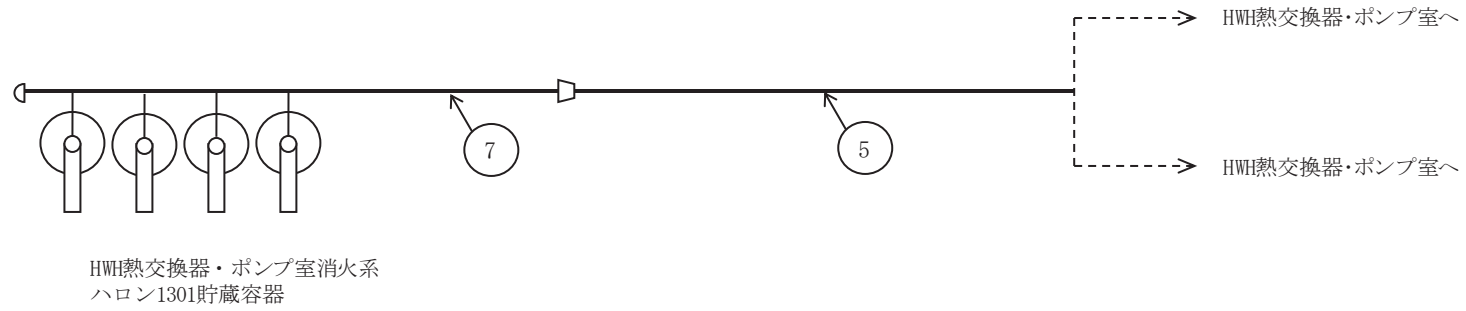
注記\* : 管継手

ハロンガス消火設備概略系統図 (その19)

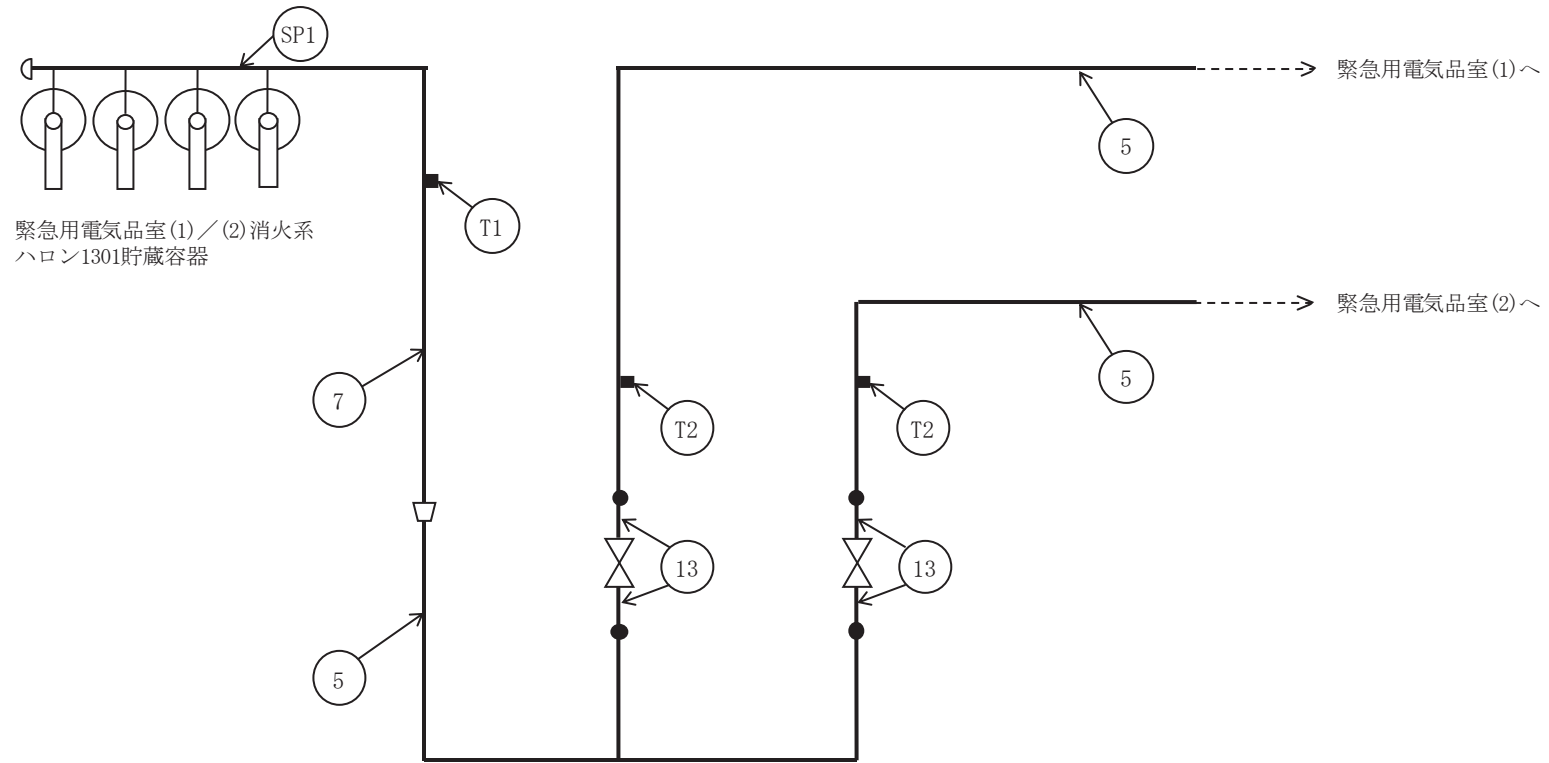


FPCポンプ(A)(B)室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

注記\* : 管継手

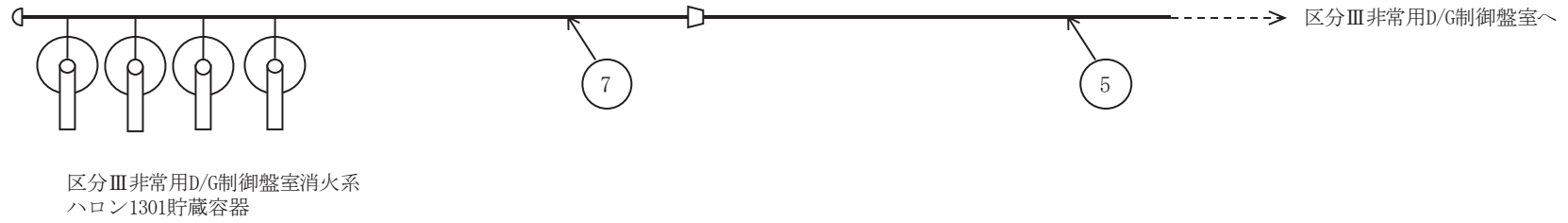


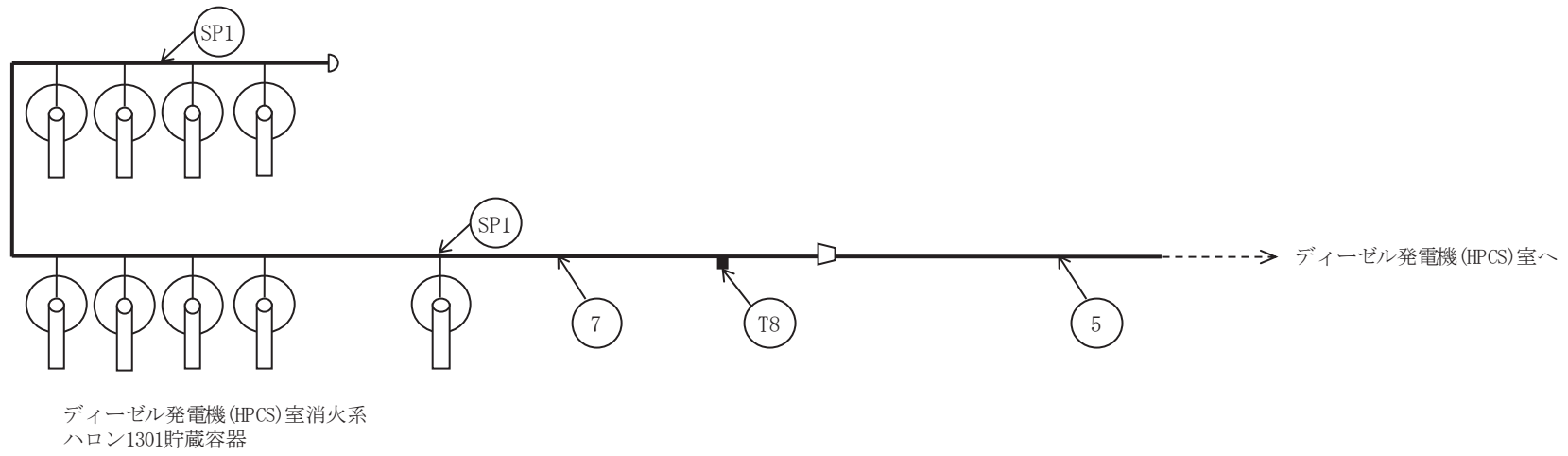


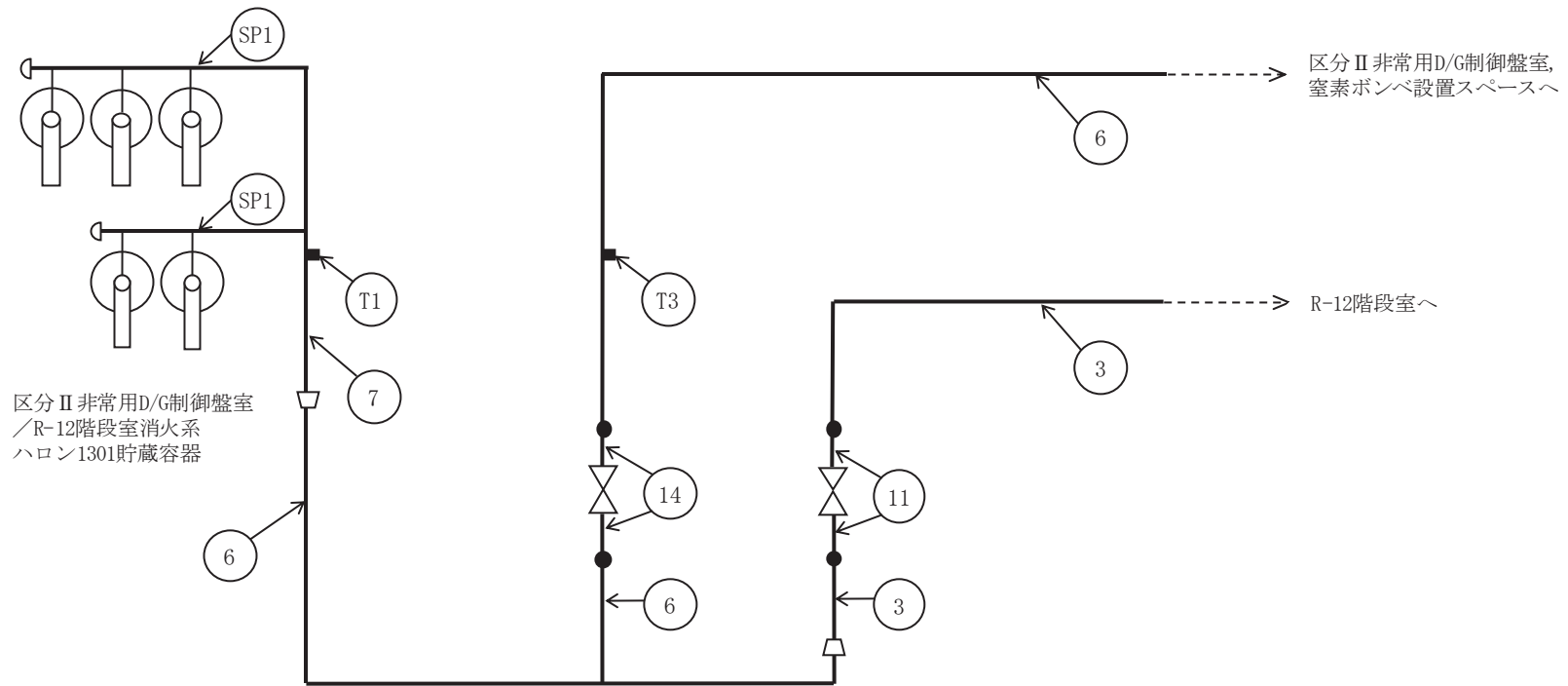


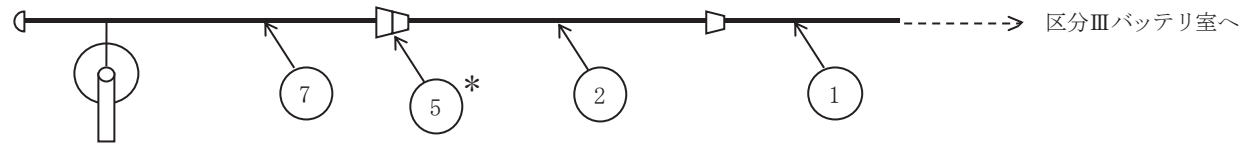


注記\*：管継手



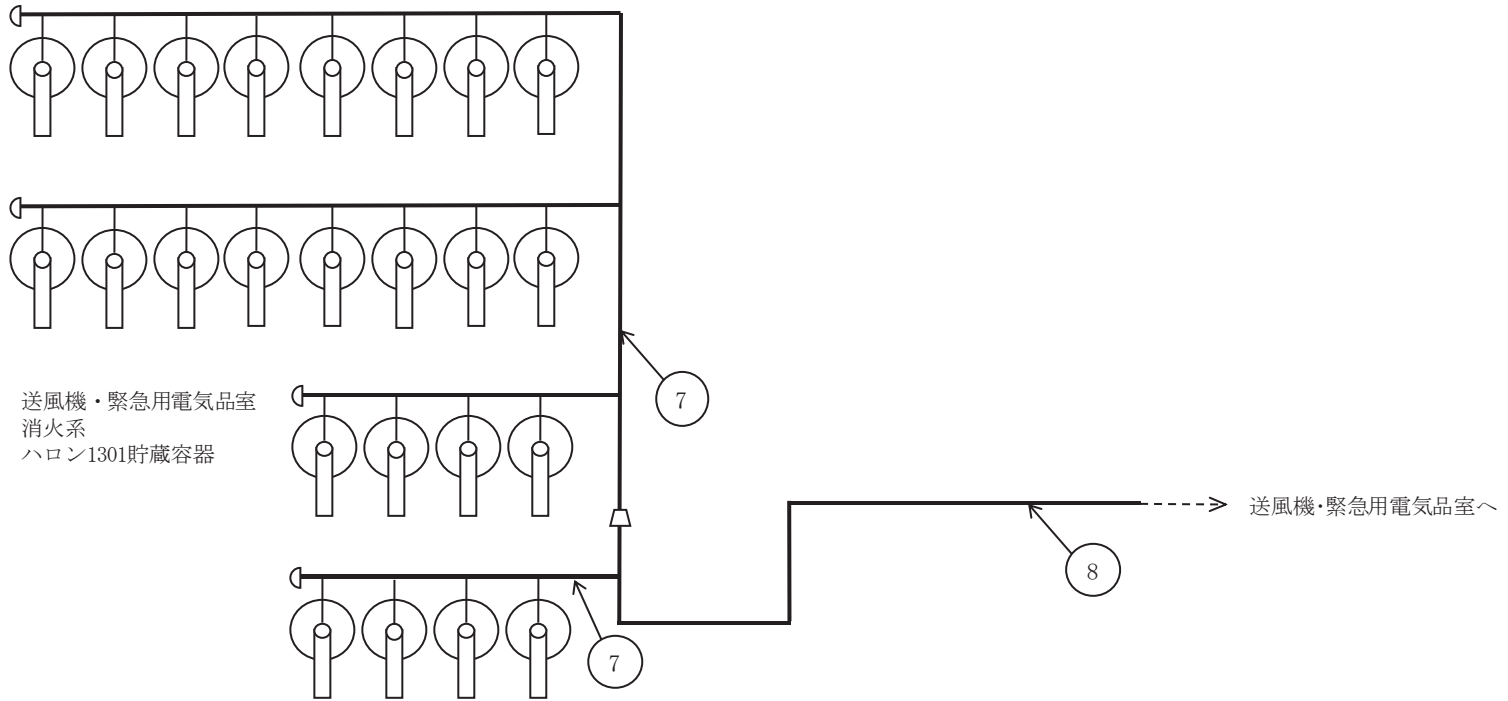




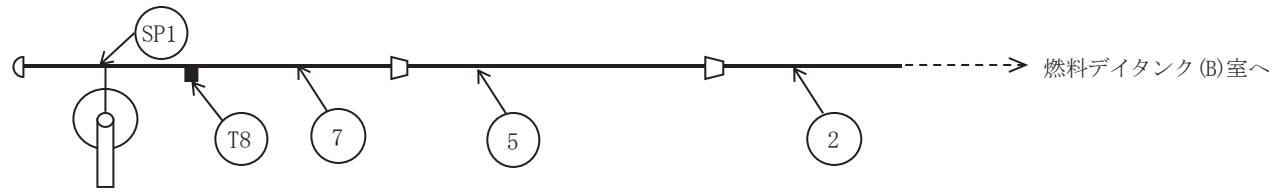


区分Ⅲバッテリー室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

注記\*：管継手



ハロンガス消火設備概略系統図 (その 28)

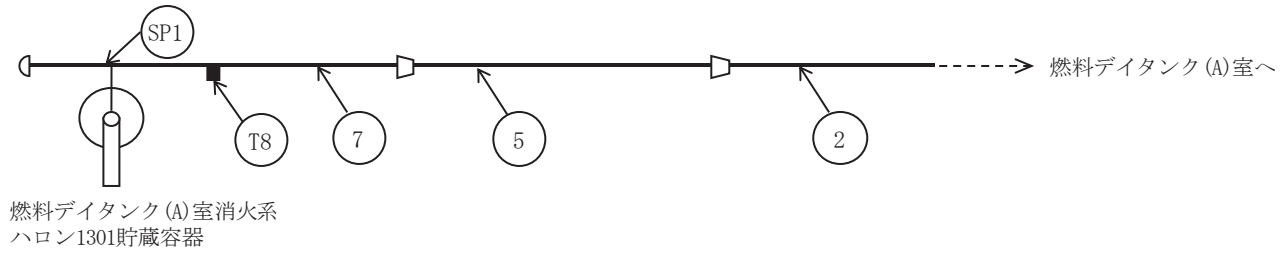


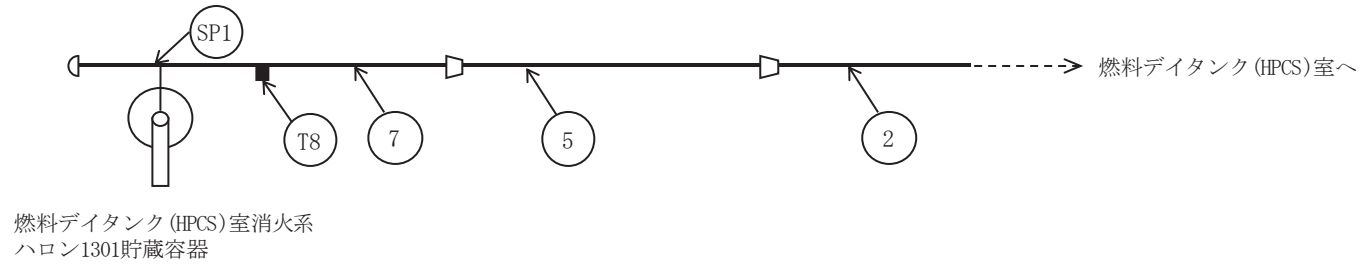
燃料デイトンク (B)室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

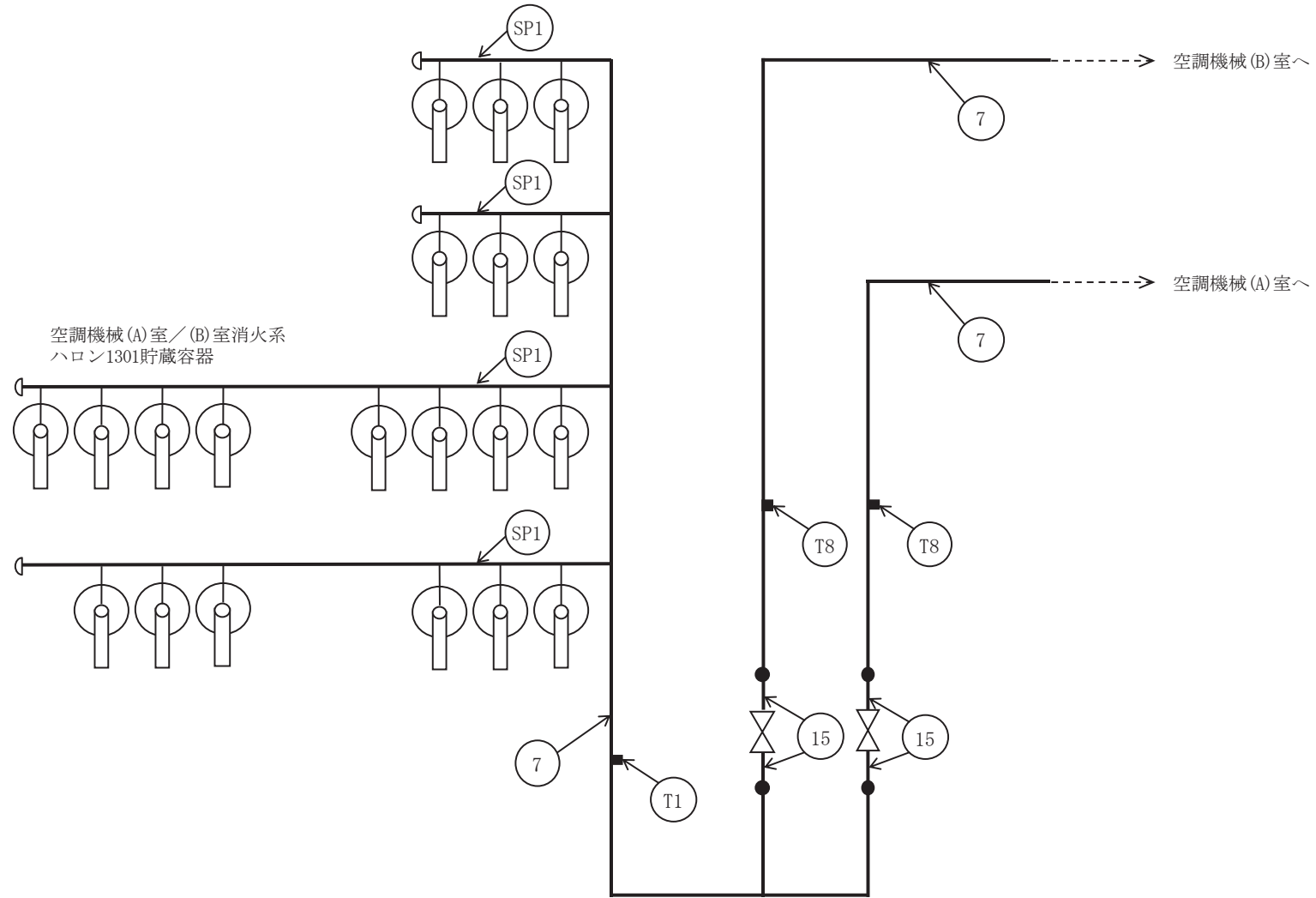


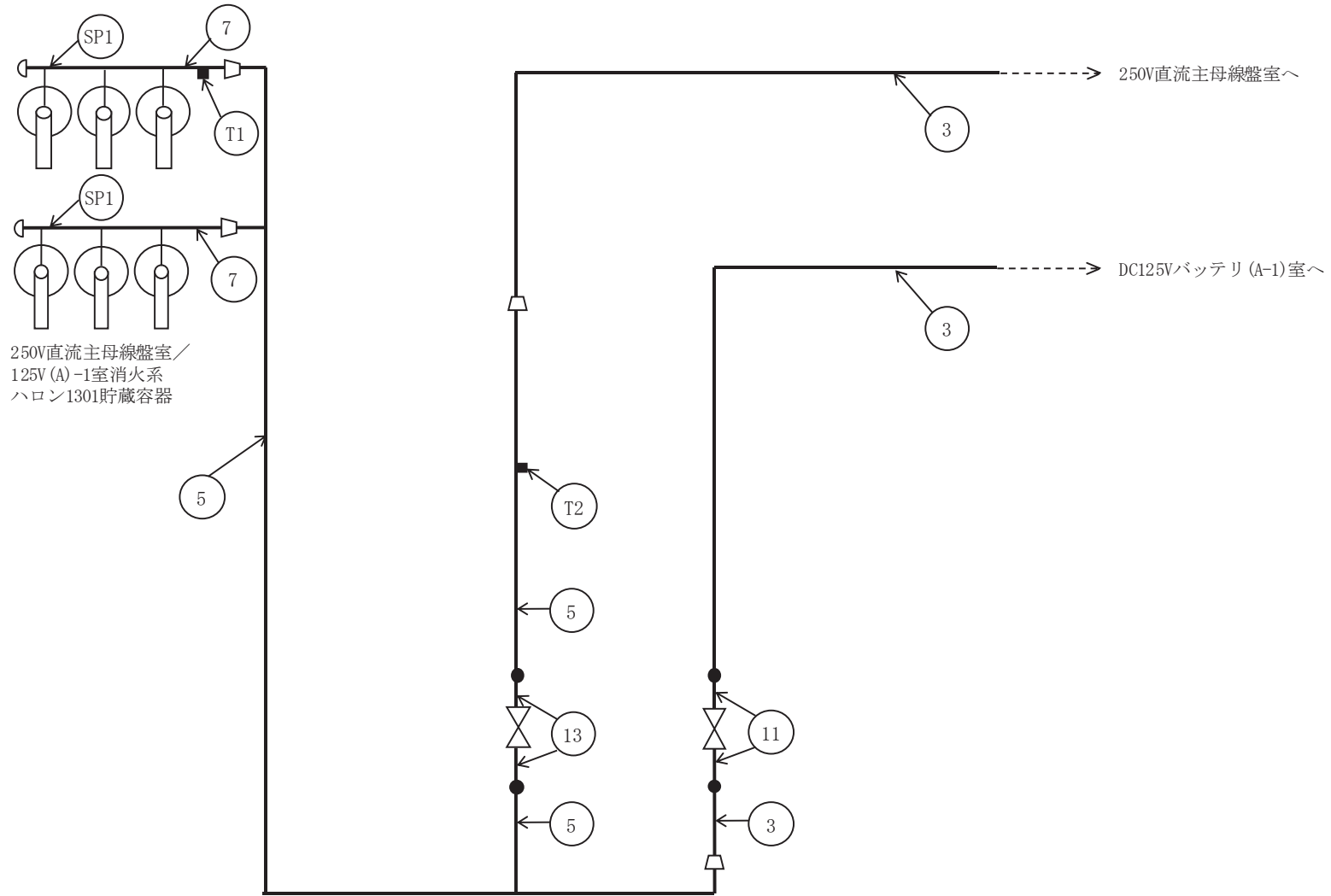




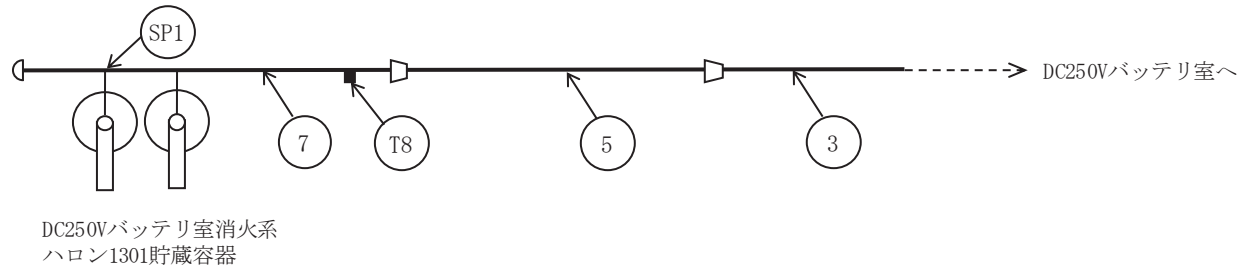


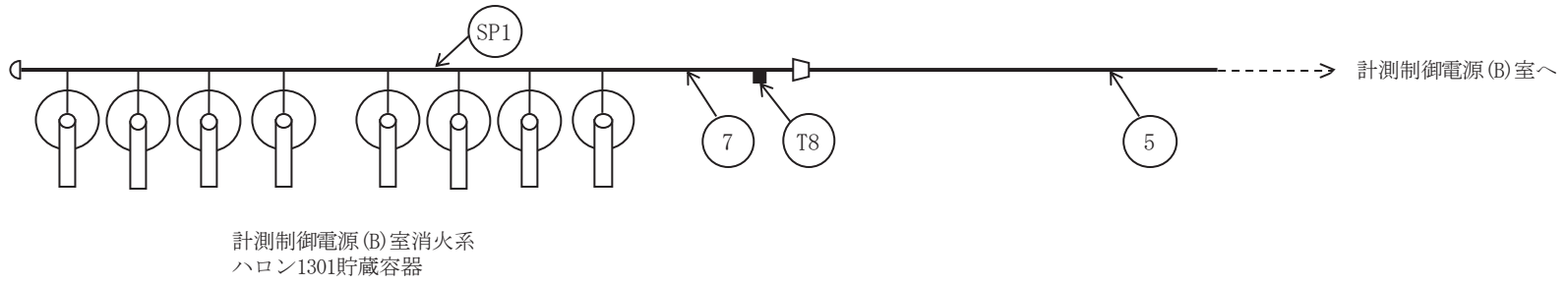




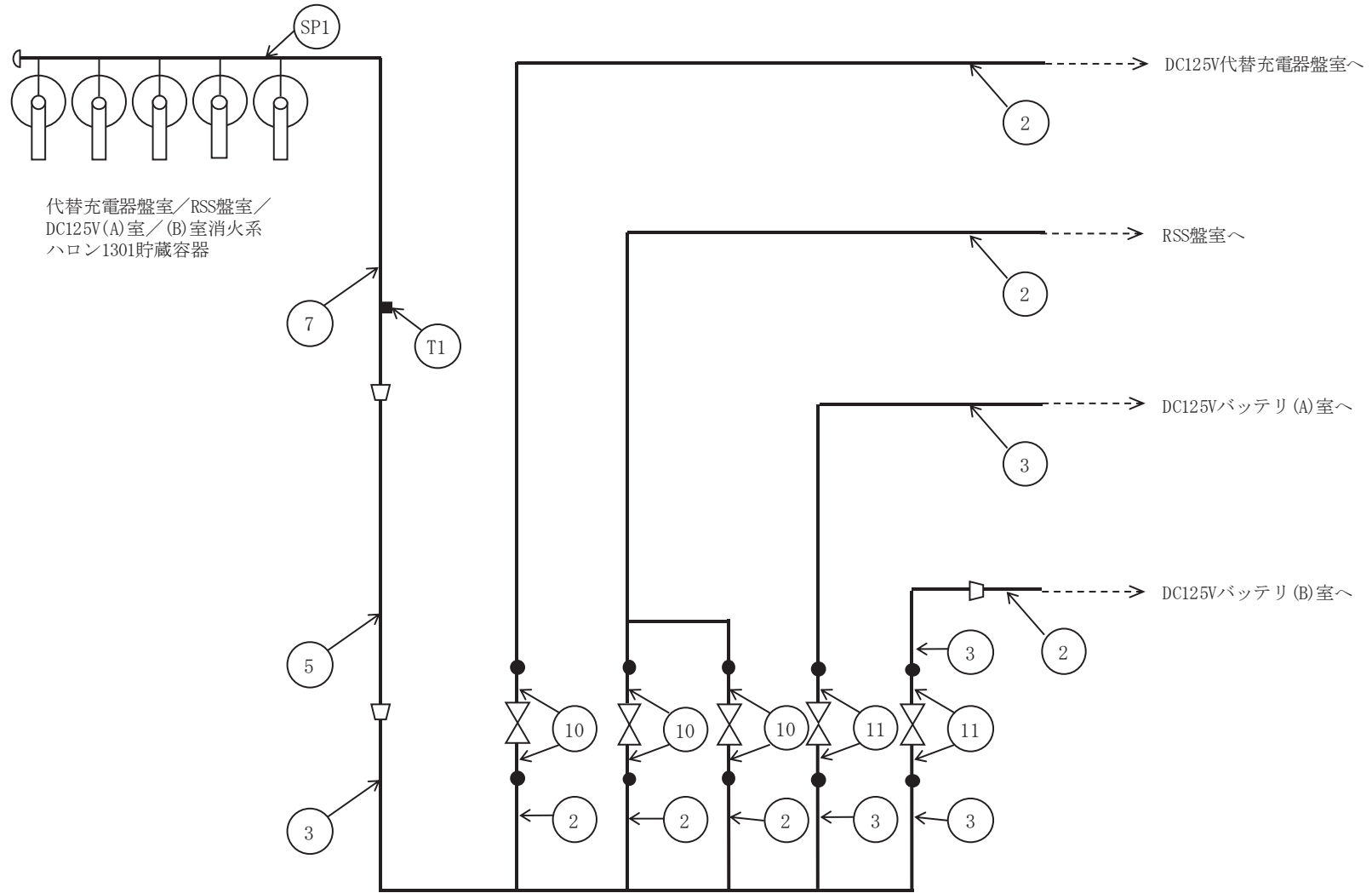


ハロンガス消火設備概略系統図 (その 35)

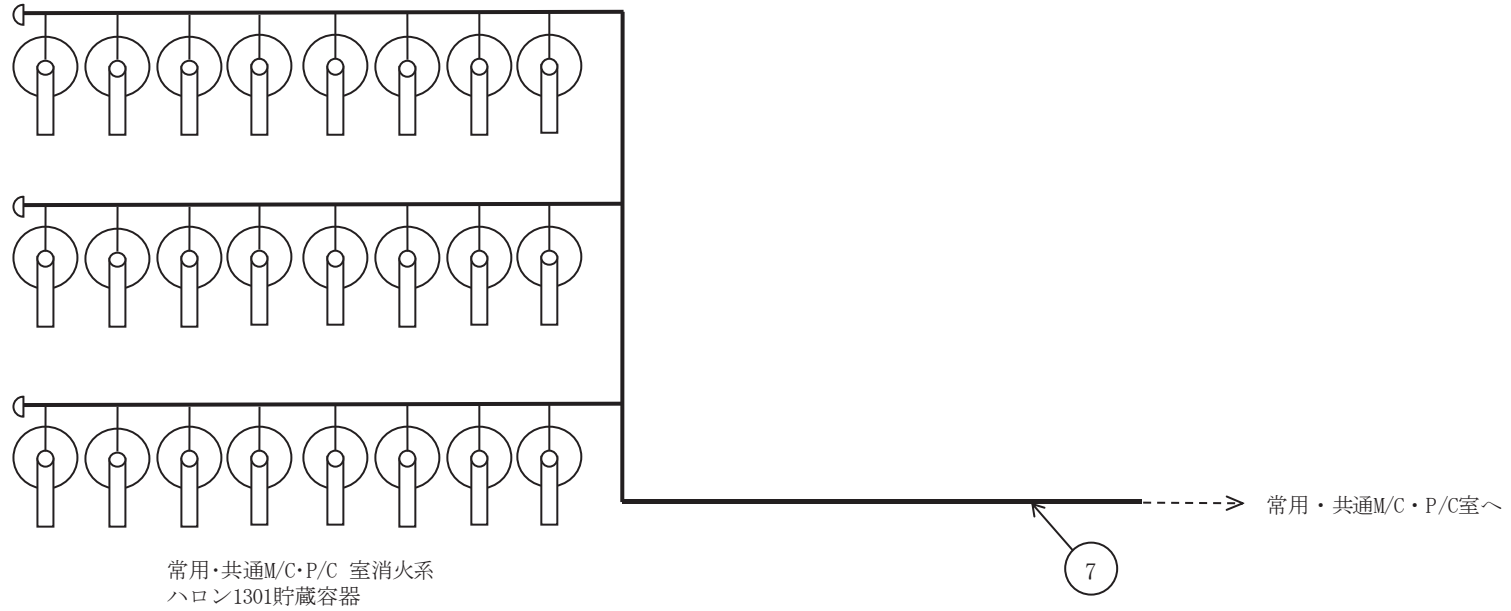


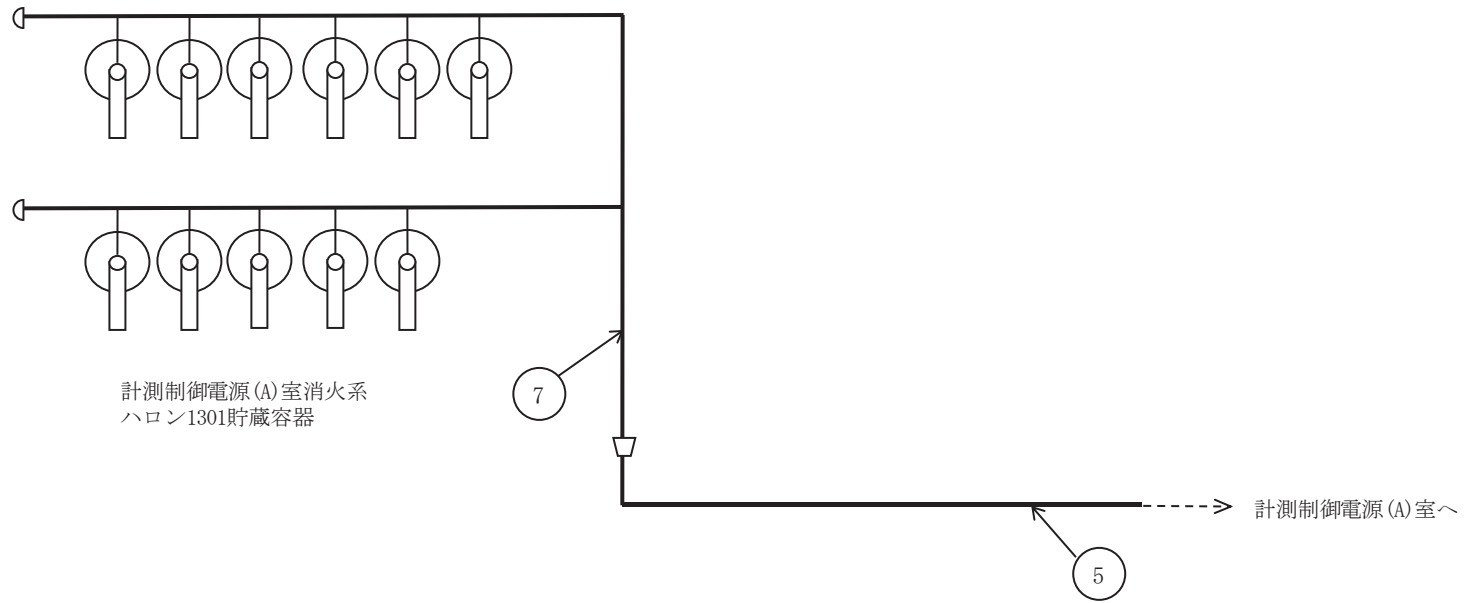


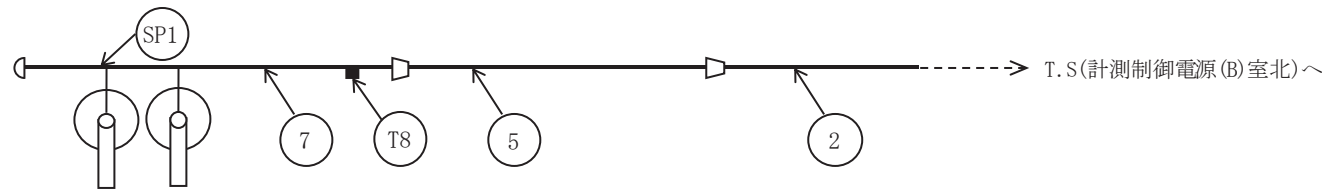




ハロンガス消火設備概略系統図 (その38)







T.S(計測制御電源(B)室北)消火系  
ハロン1301貯蔵容器

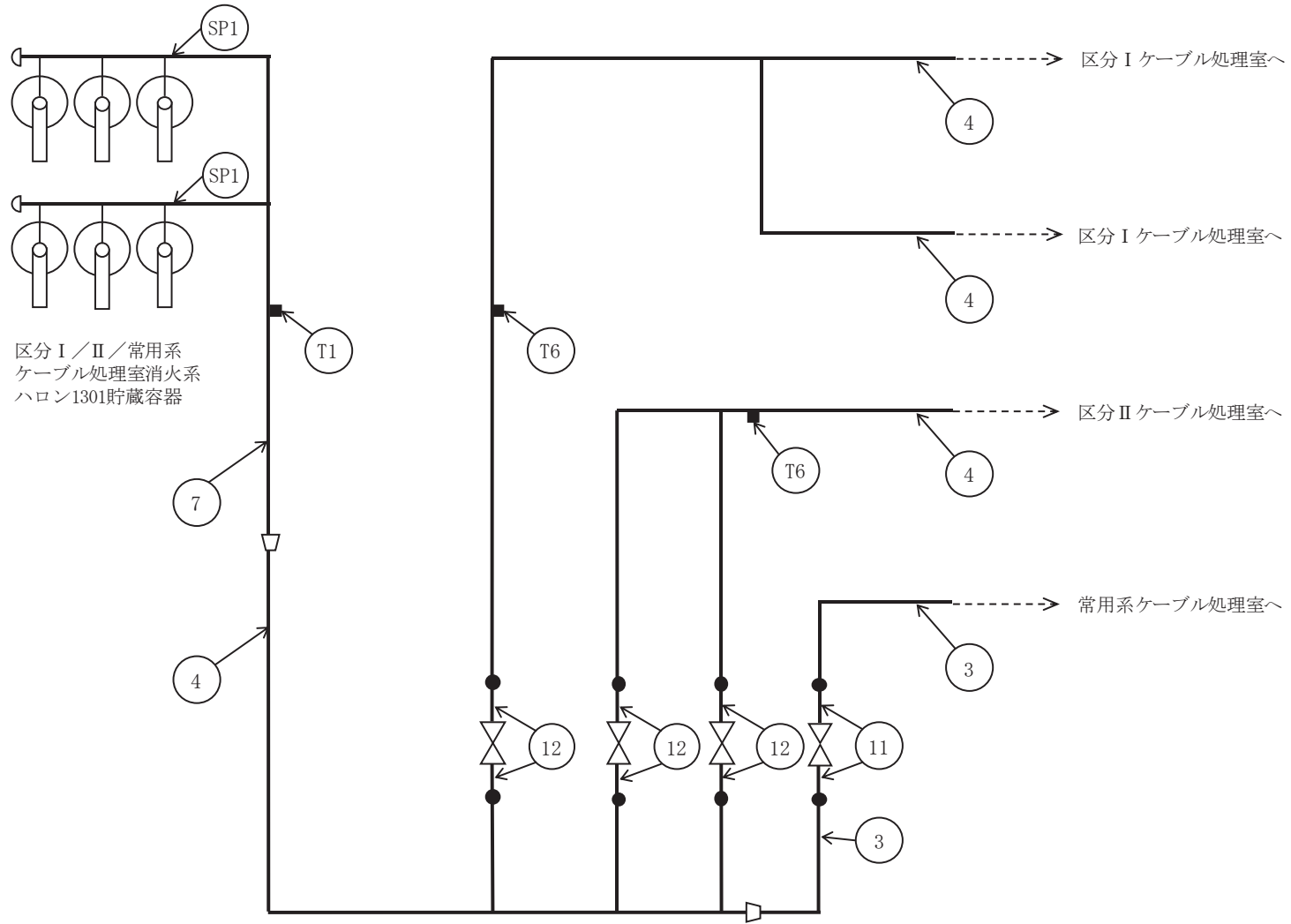


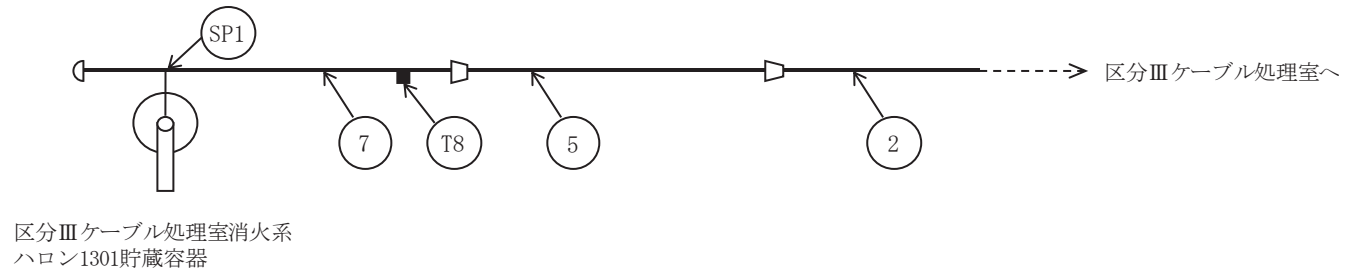
注記\* : 管継手



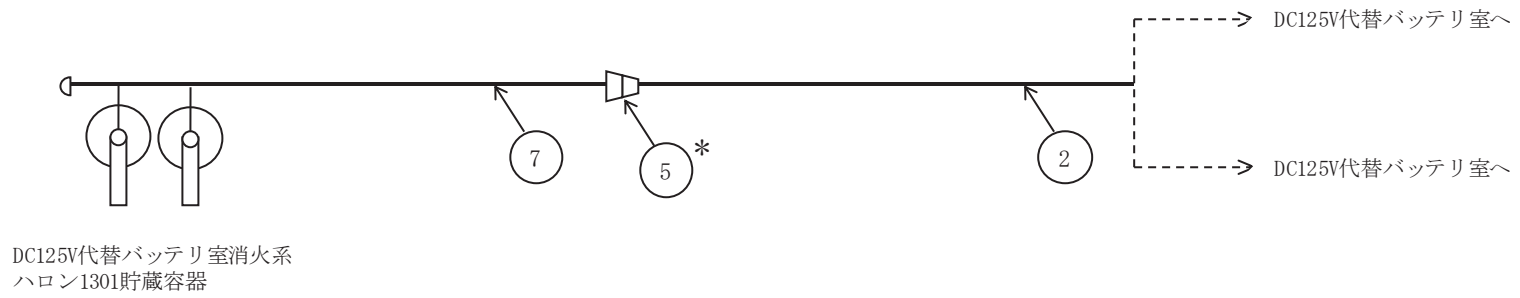
T.S(更衣室西) 消火系  
ハロン1301貯蔵容器

注記\* : 管継手

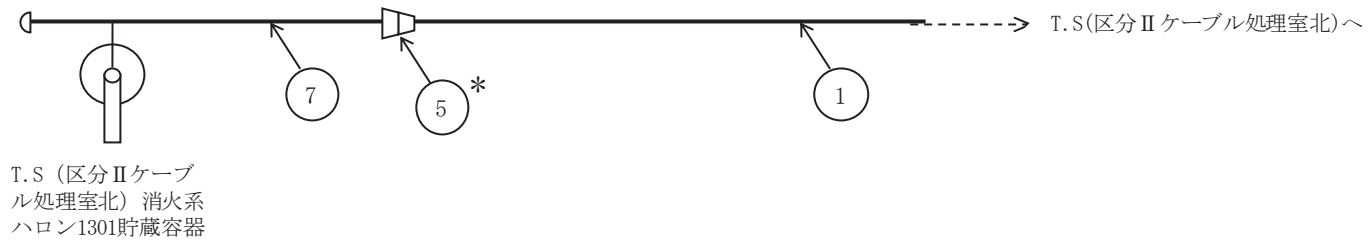






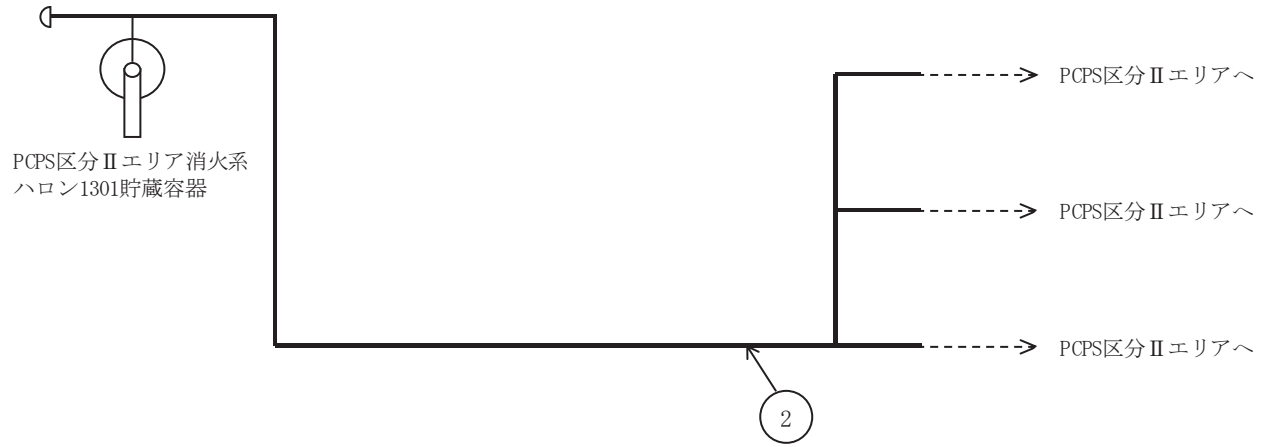


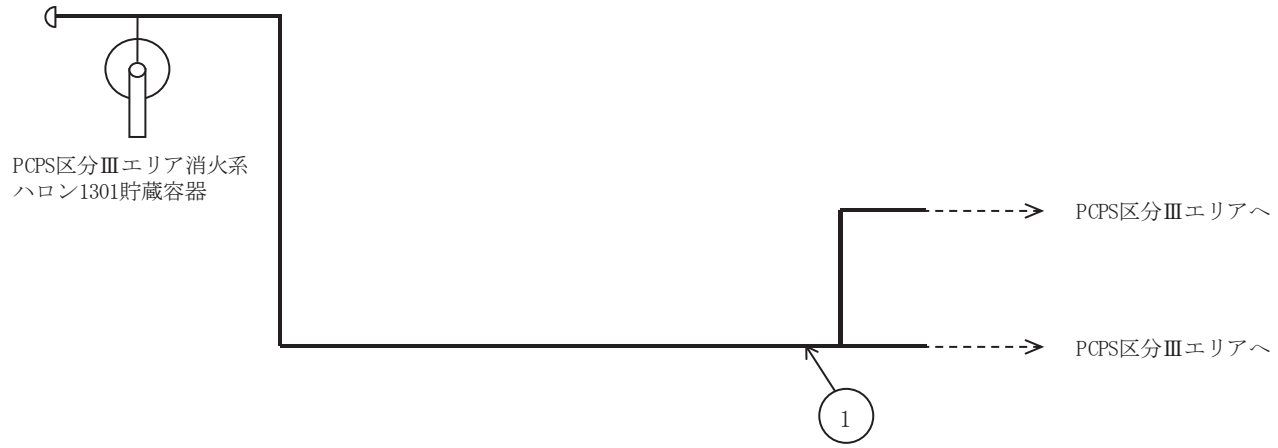
注記\*：管継手



注記\* : 管継手



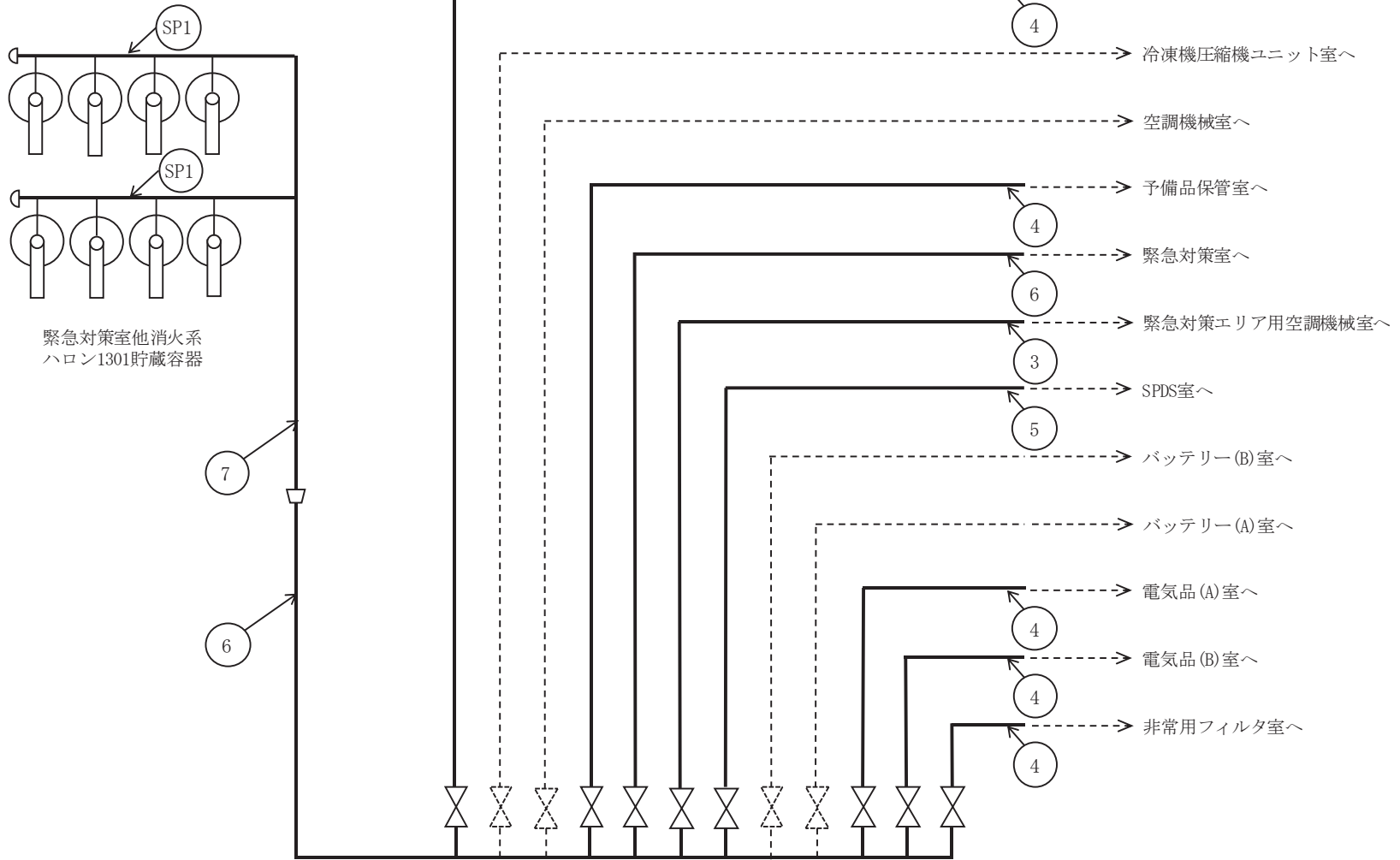




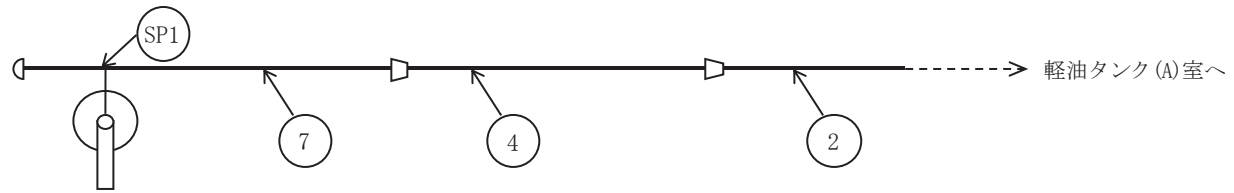


PCPS区分NONエリア消火系  
ハロン1301貯蔵容器



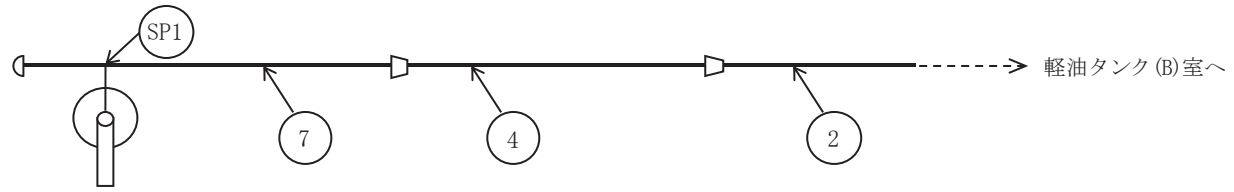


ハロンガス消火設備概略系統図 (その 52)

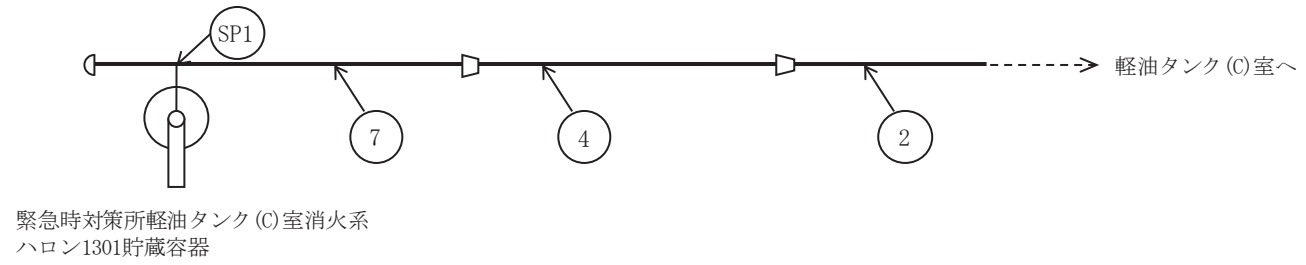


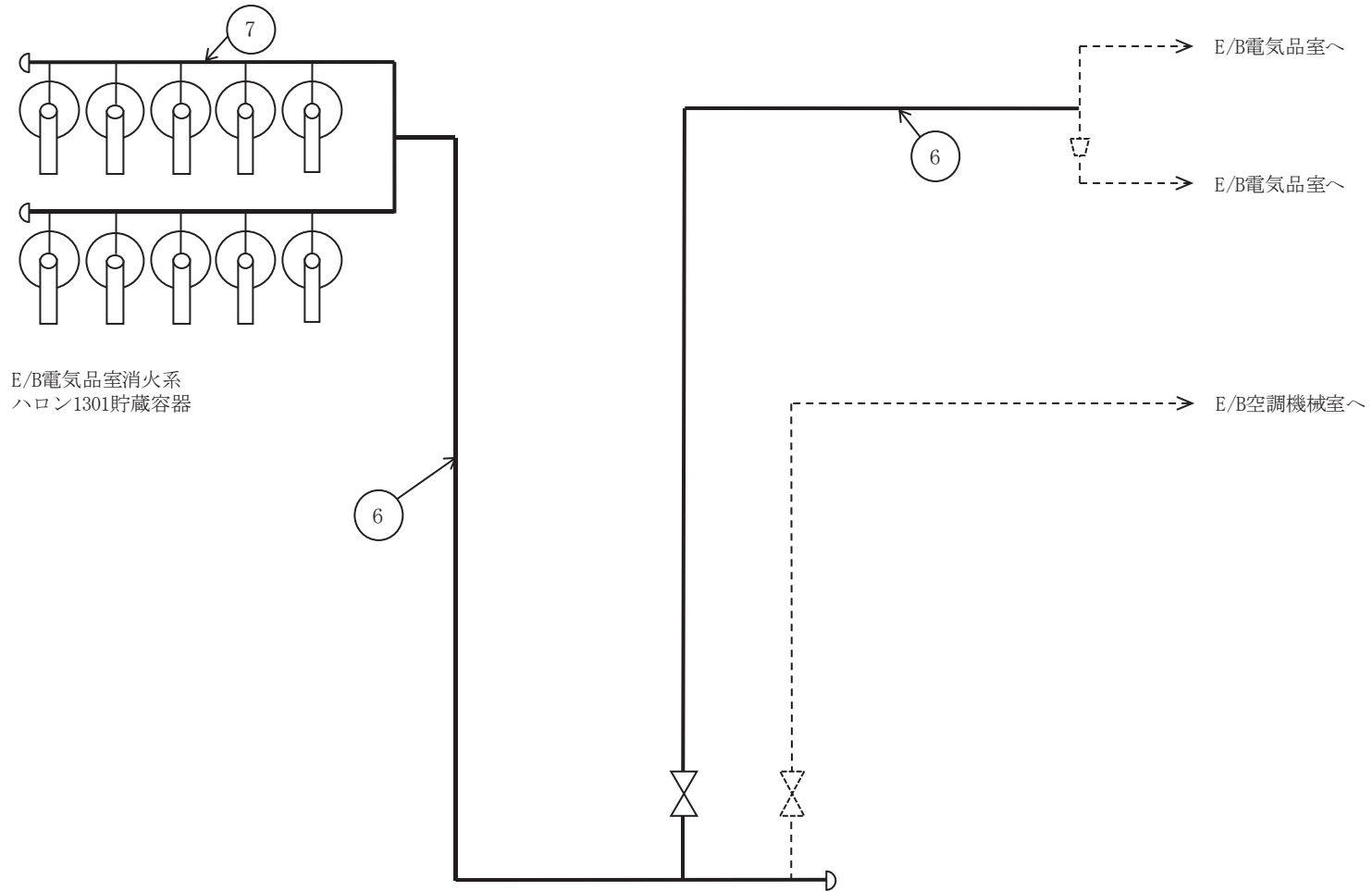
緊急時対策所軽油タンク (A)室消火系  
ハロン1301貯蔵容器

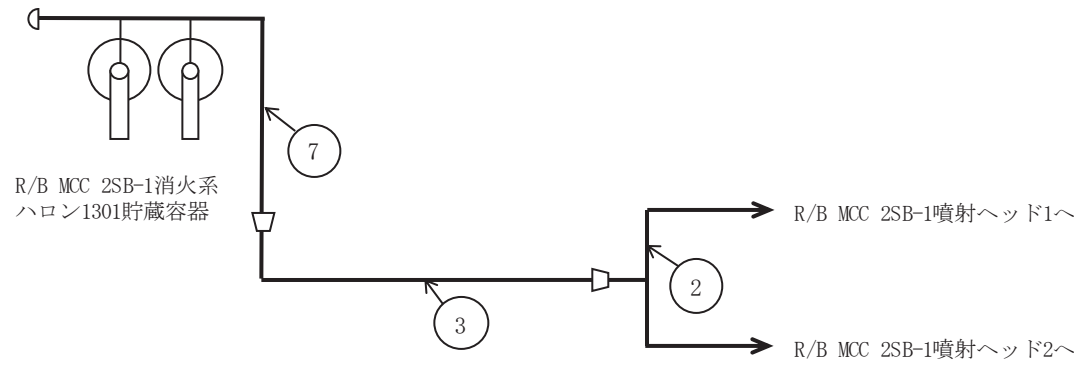


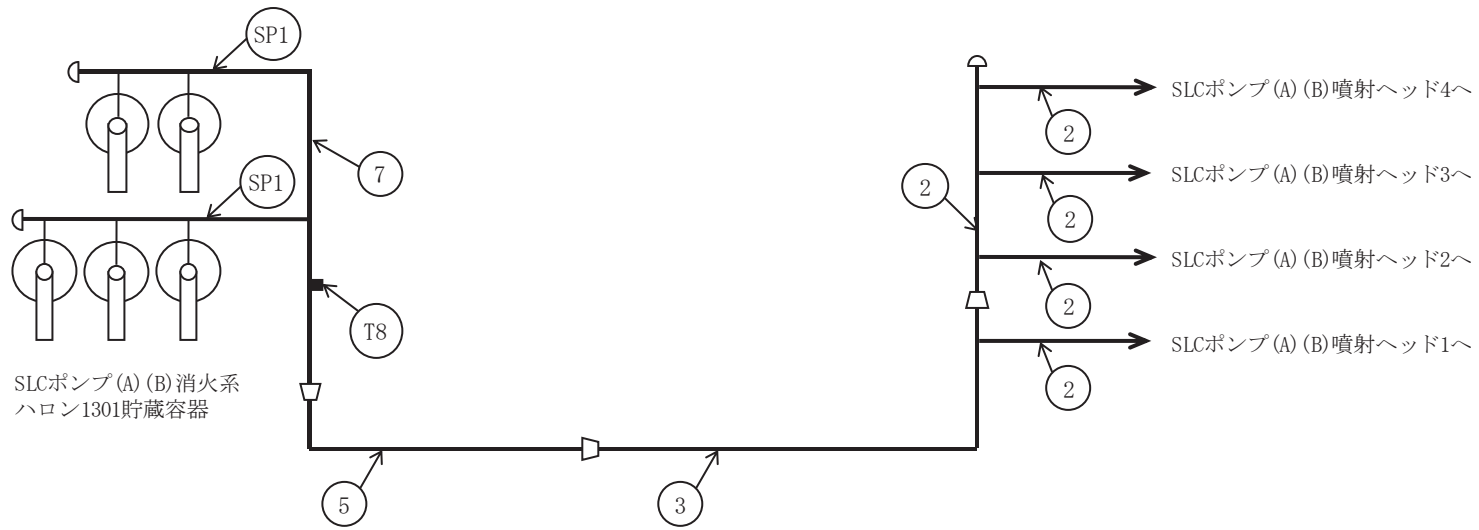


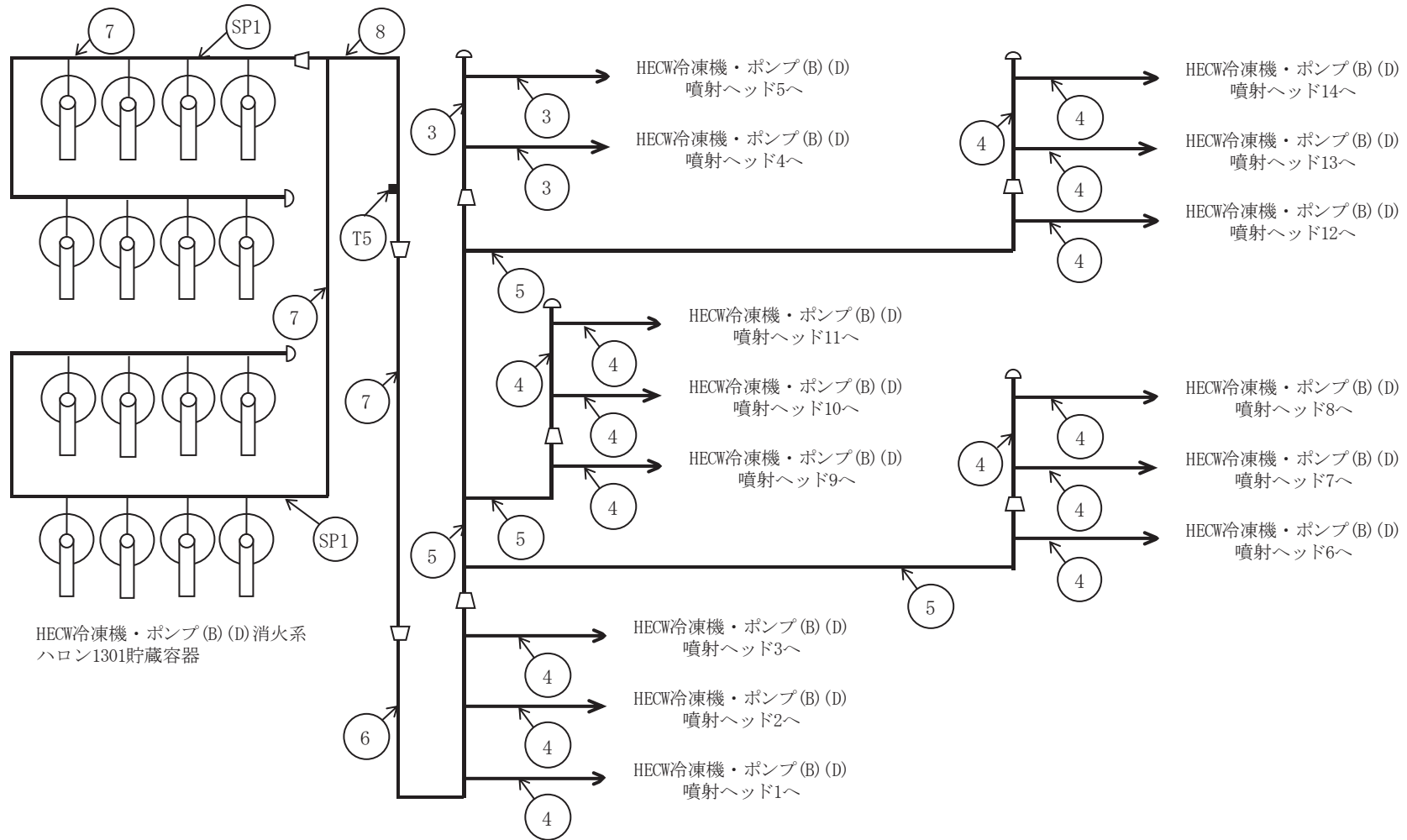
緊急時対策所軽油タンク (B)室消火系  
ハロン1301貯蔵容器











HECW冷凍機・ポンプ(B)(D)消火系  
ハロン1301貯蔵容器

ハロンガス消火設備概略系統図 (その 59)

2.2 管の強度計算書 (クラス 3 管)

設計・建設規格 PPD-3411

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温 度 (°C)	外径 D <sub>o</sub> (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	$\eta$	Q	t <sub>s</sub> (mm)	t (mm)	算 式	t <sub>r</sub> (mm)
1	5.20	40	27.20	2.90	SUS304TP	S	3	129	1.00	0.50mm	2.40	0.54	A	0.54
2	5.20	40	34.00	3.40	SUS304TP	S	3	129	1.00	0.50mm	2.90	0.68	A	0.68
3	5.20	40	42.70	3.60	SUS304TP	S	3	129	1.00	0.50mm	3.10	0.85	A	0.85
4	5.20	40	48.60	3.70	SUS304TP	S	3	129	1.00	0.50mm	3.20	0.97	A	0.97
5	5.20	40	60.50	3.90	SUS304TP	S	3	129	1.00	0.50mm	3.40	1.20	A	1.20
6	5.20	40	76.30	5.20	SUS304TP	S	3	129	1.00	12.5%	4.55	1.52	A	1.52
7	5.20	40	89.10	5.50	SUS304TP	S	3	129	1.00	12.5%	4.81	1.77	A	1.77
8	5.20	40	114.30	6.00	SUS304TP	S	3	129	1.00	12.5%	5.25	2.27	A	2.27
9	5.20	40	139.80	6.60	SUS304TP	S	3	129	1.00	12.5%	5.77	2.78	A	2.78

評価 :  $t_s \geq t_r$ , よって十分である。

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温 度 (°C)	外径 D <sub>o</sub> (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	$\eta$	Q	t <sub>s</sub> (mm)	t (mm)	算 式	t <sub>r</sub> (mm)
10	5.20	40	34.00	4.50	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	3.93	0.93	C	1.70
11	5.20	40	42.70	4.90	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	4.28	1.17	C	1.90
12	5.20	40	48.60	5.10	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	4.46	1.33	C	2.20
13	5.20	40	60.50	5.50	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	4.81	1.66	C	2.40
14	5.20	40	76.30	7.00	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	6.12	2.09	C	2.70
15	5.20	40	89.10	7.60	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	6.65	2.44	C	3.00
16	5.20	40	114.30	8.60	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	7.52	3.13	C	3.40
17	5.20	40	139.80	9.50	STPG370	S	3	93	1.00	12.5%	8.31	3.83	A	3.83

評価：  $t_s \geq t_r$ ， よって十分である。



### 2.3 管の穴と補強計算書 (クラス3管)

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		SP1	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	89.10
	内径	$D_{ir}$ (mm)	78.10
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	5.50
	厚さの負の許容差	$Q_r$	12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	4.81
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	42.70
	内径	$D_{ib}$ (mm)	26.00
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	8.35
穴の径	d (mm)	26.00	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	19.53	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	19.53	
K		0.4101	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	50.91	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	50.91	
評価: $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T1
形式		A
最高使用圧力	P (MPa)	5.20
最高使用温度	(°C)	40
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90
主 管	材料	SUS304TP
	許容引張応力	$S_r$ (MPa) 129
	外径	$D_{or}$ (mm) 89.10
	内径	$D_{ir}$ (mm) 78.10
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm) 5.50
	厚さの負の許容差	$Q_r$ 12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm) 4.81
	継手効率	$\eta$ 1.00
管 台	材料	SUS304
	外径	$D_{ob}$ (mm) 22.50
	内径	$D_{ib}$ (mm) 14.30
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm) 4.10
穴の径	d (mm)	14.30
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	19.53
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	19.53
K		0.4101
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	50.91
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	50.91
評価： $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。		

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T2	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	60.50
	内径	$D_{ir}$ (mm)	52.70
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	3.90
	厚さの負の許容差	$Q_r$ (mm)	0.50
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	3.40
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm)	7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	3.30
穴の径	d (mm)	7.80	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	13.18	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	13.18	
K		0.3941	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	40.21	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	40.21	
評価： $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T3	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	76.30
	内径	$D_{ir}$ (mm)	65.90
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	5.20
	厚さの負の許容差	$Q_r$	12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	4.55
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm)	7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	3.30
穴の径	d (mm)	7.80	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	16.48	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	16.48	
K		0.3714	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	48.47	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	48.47	
評価： $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T4	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	114.30
	内径	$D_{ir}$ (mm)	102.30
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	6.00
	厚さの負の許容差	$Q_r$	12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	5.25
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	22.50
	内径	$D_{ib}$ (mm)	14.30
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	4.10
穴の径	d (mm)	14.30	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	25.58	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	25.58	
K		0.4822	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	54.52	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	54.52	
評価: $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T5
形式		A
最高使用圧力	P (MPa)	5.20
最高使用温度	(°C)	40
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90
主 管	材料	SUS304TP
	許容引張応力	$S_r$ (MPa) 129
	外径	$D_{or}$ (mm) 114.30
	内径	$D_{ir}$ (mm) 102.30
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm) 6.00
	厚さの負の許容差	$Q_r$ 12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm) 5.25
	継手効率	$\eta$ 1.00
管 台	材料	SUS304
	外径	$D_{ob}$ (mm) 14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm) 7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm) 3.30
穴の径	d (mm)	7.80
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	25.58
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	25.58
K		0.4822
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	54.52
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	54.52
評価: $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。		

O 2 ③ VI-3-3-7-2-3 R 0

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T6	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	48.60
	内径	$D_{ir}$ (mm)	41.20
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	3.70
	厚さの負の許容差	$Q_r$ (mm)	0.50
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	3.20
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm)	7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	3.30
穴の径	d (mm)	7.80	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	10.30	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	10.30	
K		0.3364	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	37.76	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	37.76	
評価: $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

NO.		T7
形式		A
最高使用圧力	P (MPa)	5.20
最高使用温度	(°C)	40
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90
主 管	材料	SUS304TP
	許容引張応力	$S_r$ (MPa) 129
	外径	$D_{or}$ (mm) 139.80
	内径	$D_{ir}$ (mm) 126.60
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm) 6.60
	厚さの負の許容差	$Q_r$ 12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm) 5.77
	継手効率	$\eta$ 1.00
管 台	材料	SUS304
	外径	$D_{ob}$ (mm) 14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm) 7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm) 3.30
穴の径	$d$ (mm)	7.80
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	31.65
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	31.65
K		0.5362
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	58.02
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	58.02
評価： $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。		

O 2 ③ VI-3-3-7-2-3 R 0

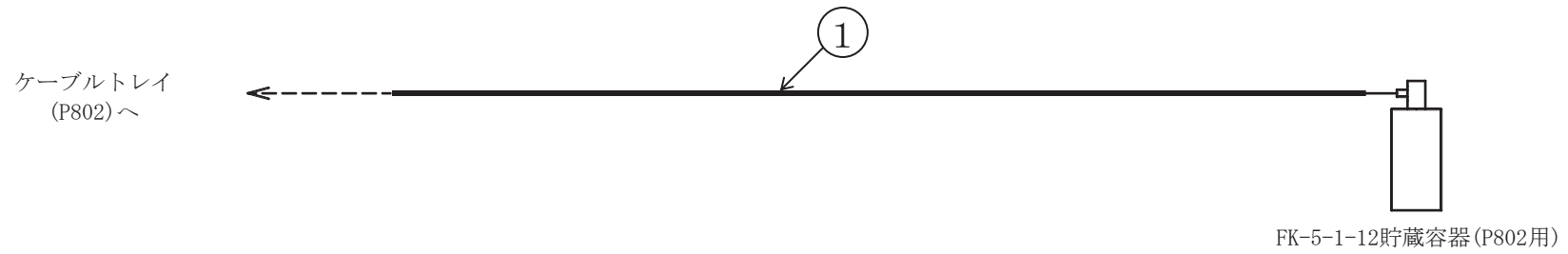
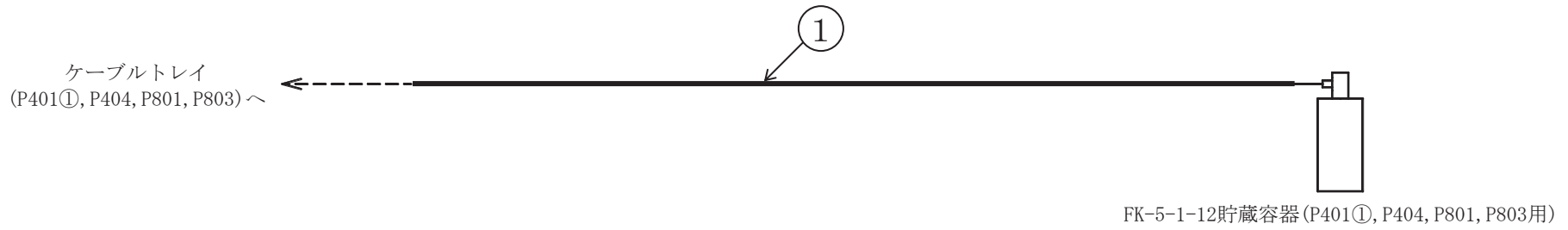
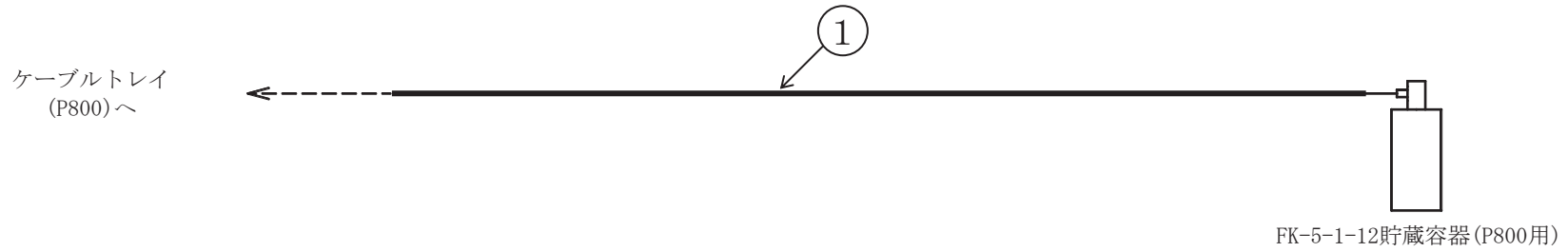


設計・建設規格 PPD-3420, PPD-3422

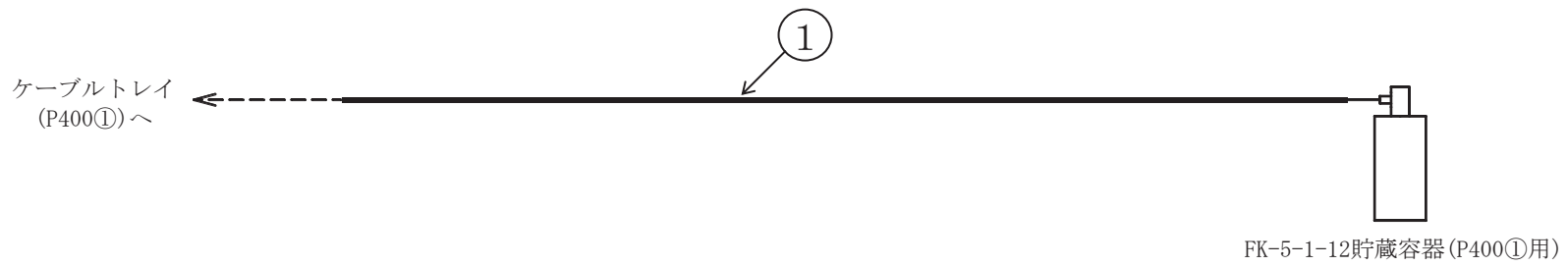
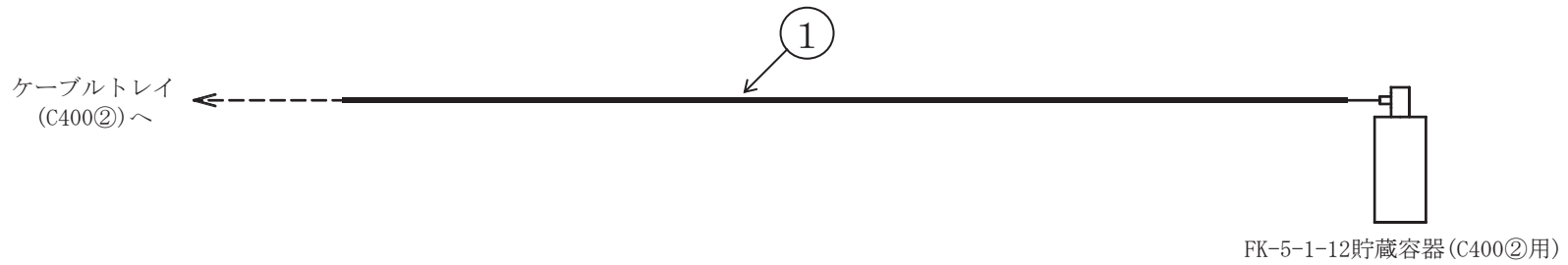
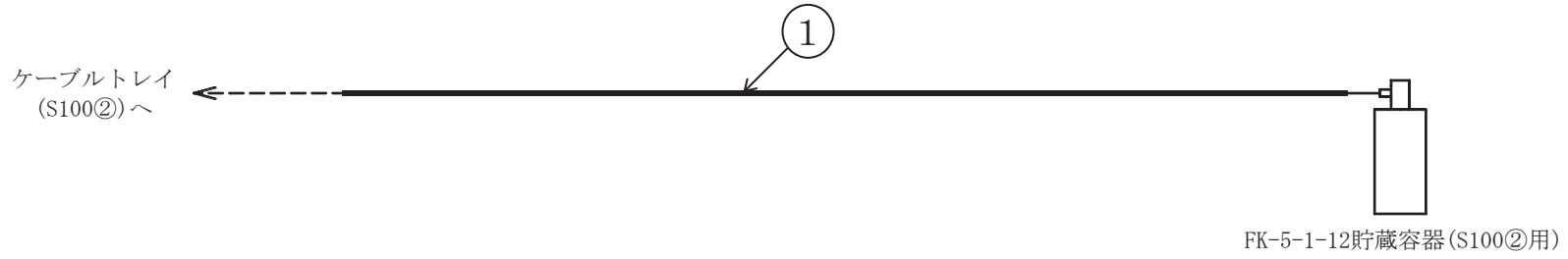
NO.		T8	
形式		A	
最高使用圧力	P (MPa)	5.20	
最高使用温度	(°C)	40	
主管と管台の角度	$\alpha$ (°)	90	
主 管	材料	SUS304TP	
	許容引張応力	$S_r$ (MPa)	129
	外径	$D_{or}$ (mm)	89.10
	内径	$D_{ir}$ (mm)	78.10
	公称厚さ	$t_{ro}$ (mm)	5.50
	厚さの負の許容差	$Q_r$	12.5%
	最小厚さ	$t_r$ (mm)	4.81
	継手効率	$\eta$	1.00
管 台	材料	SUS304	
	外径	$D_{ob}$ (mm)	14.40
	内径	$D_{ib}$ (mm)	7.80
	公称厚さ	$t_{bn}$ (mm)	3.30
穴の径	d (mm)	7.80	
$d_{r1} = D_{ir} / 4$	(mm)	19.53	
61, $d_{r1}$ の小さい値	(mm)	19.53	
K		0.4101	
200, $d_{r2}$ の小さい値	(mm)	50.91	
補強不要な穴の最大径	$d_{fr}$ (mm)	50.91	
評価： $d \leq d_{fr}$ よって管の穴の補強計算は必要ない。			

3. ケーブルトレイ消火設備

3.1 概略系統図

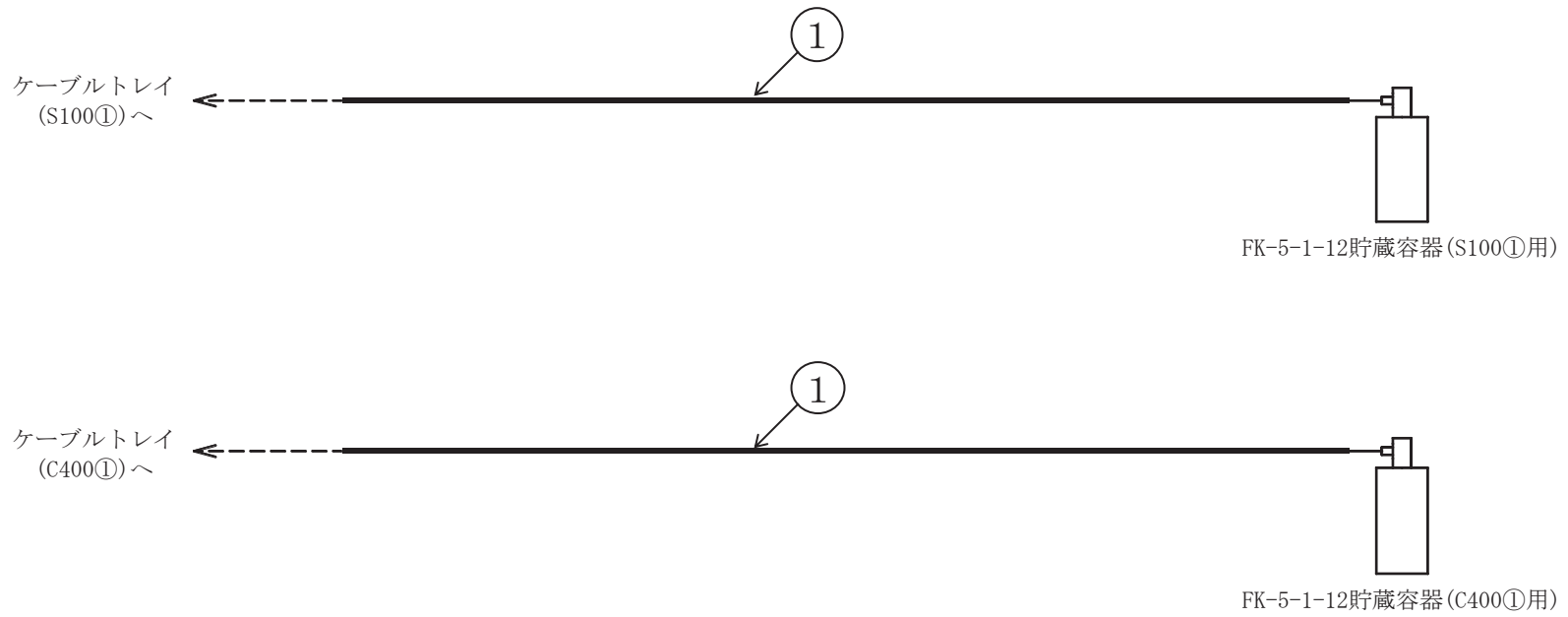


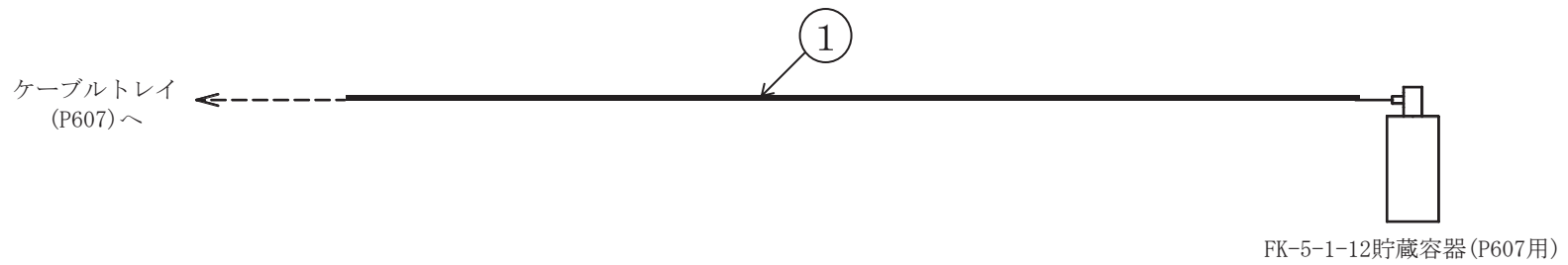
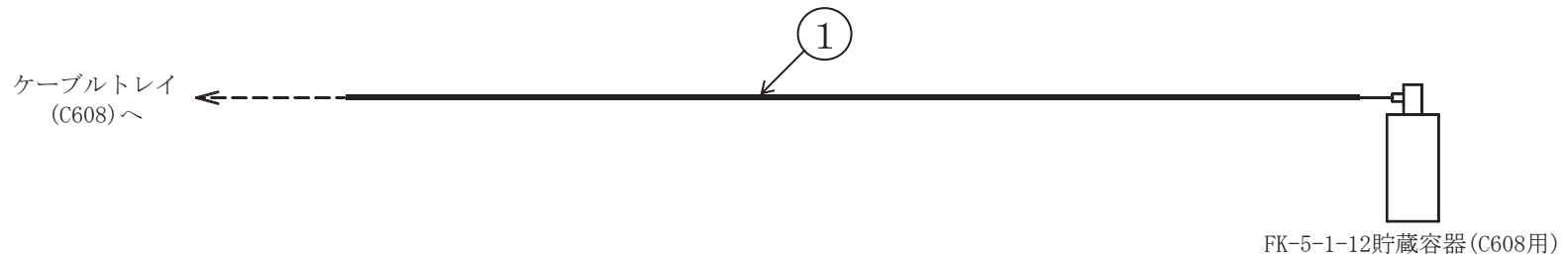
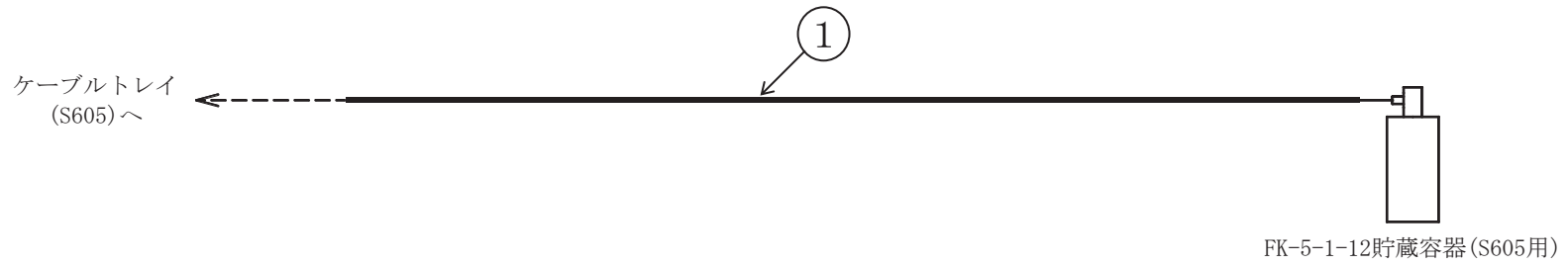
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 1)

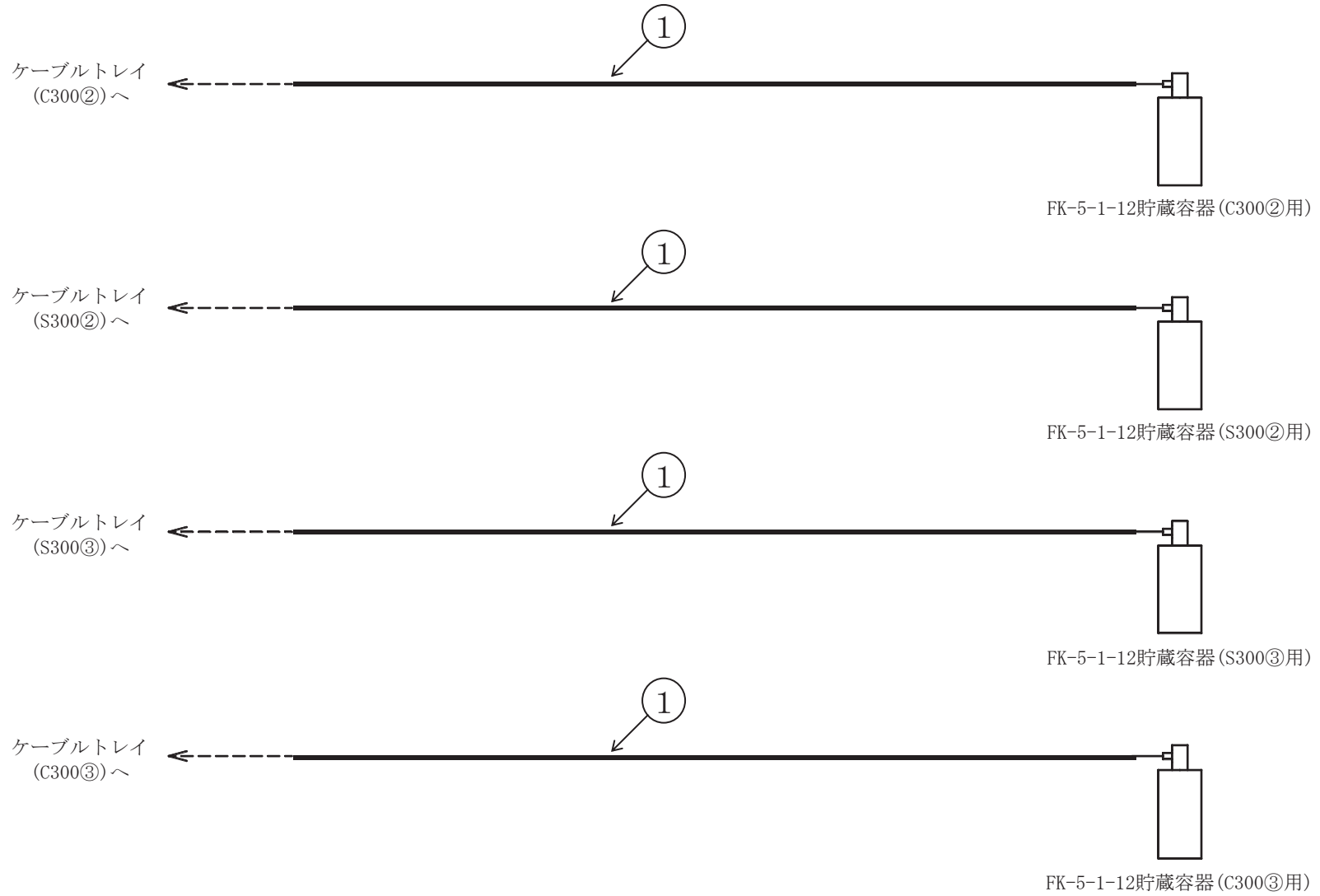


79

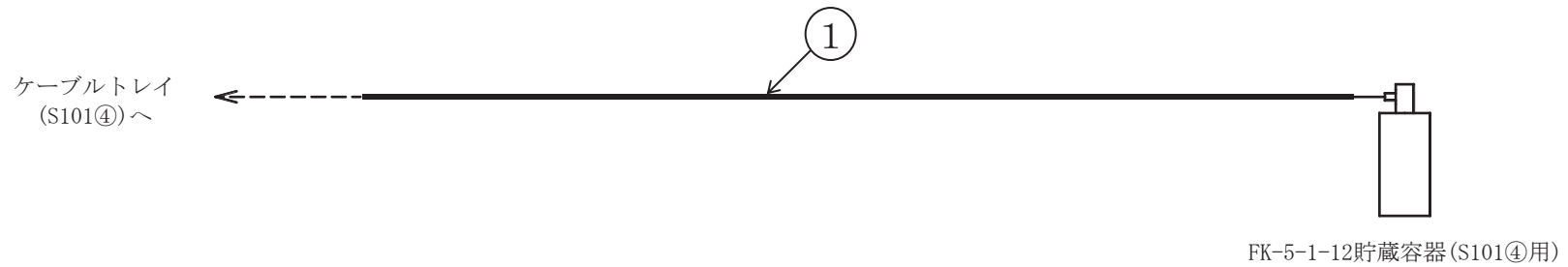
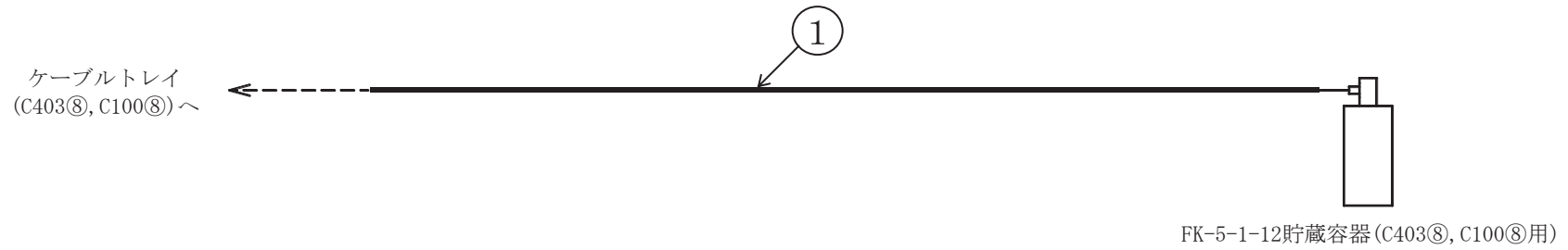
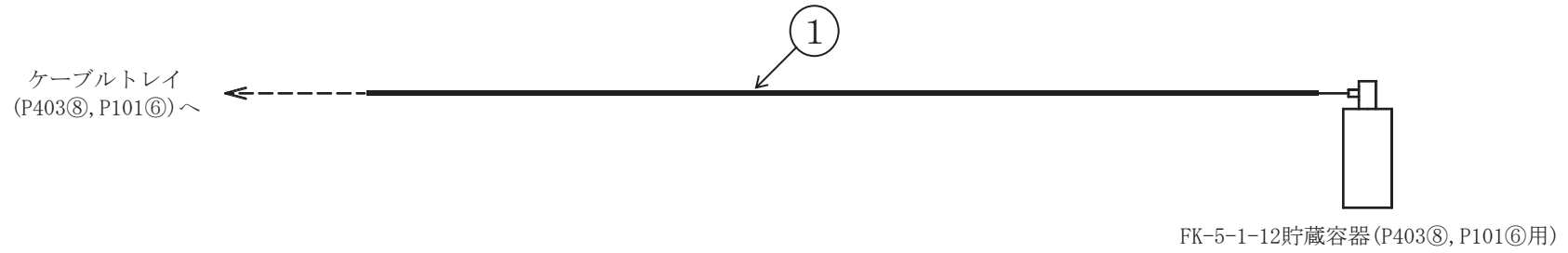
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 2)



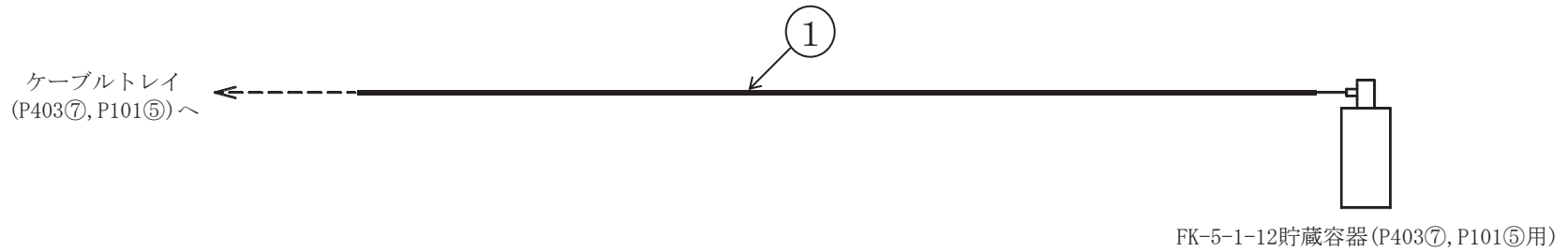
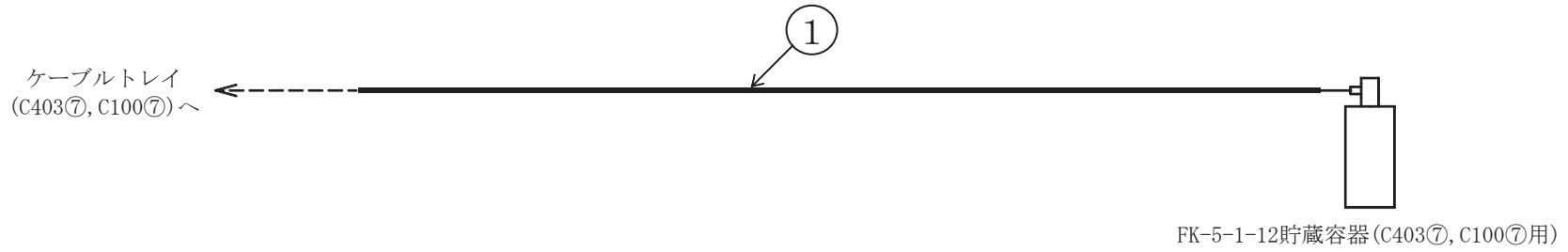
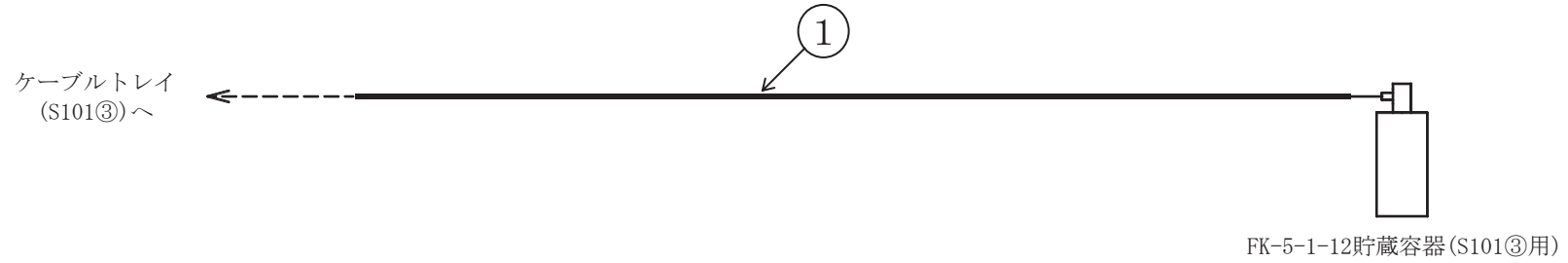




ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 5)

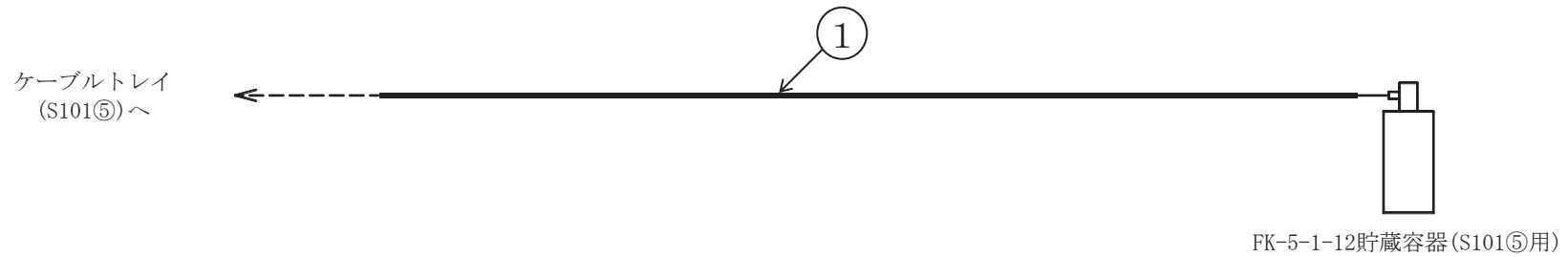
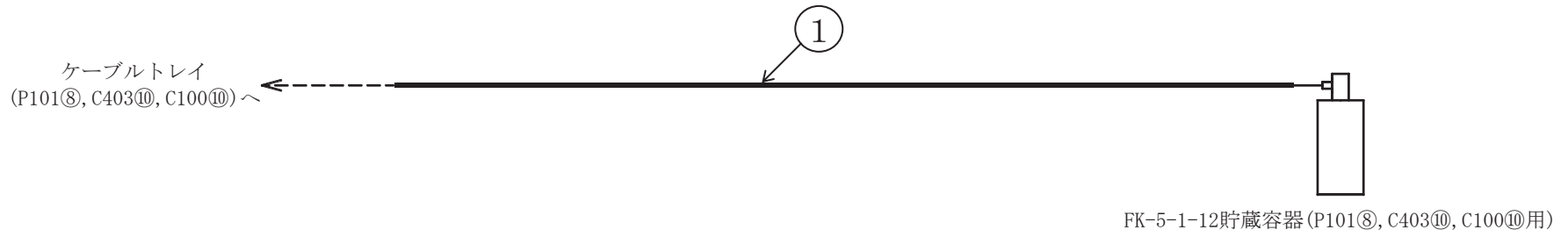
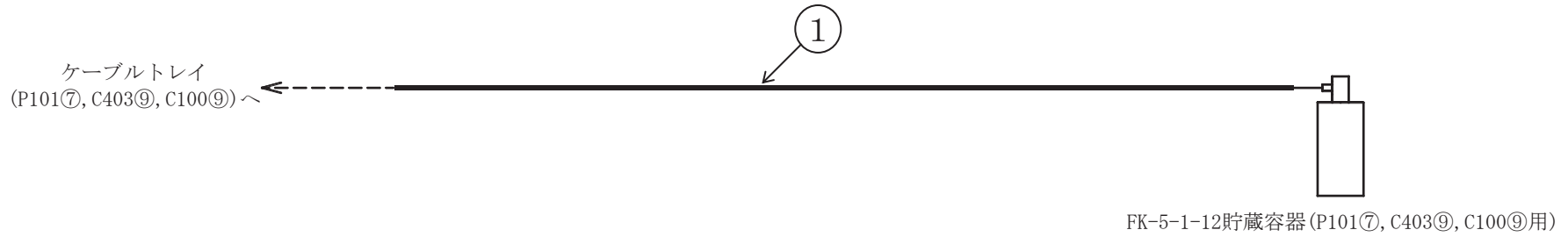


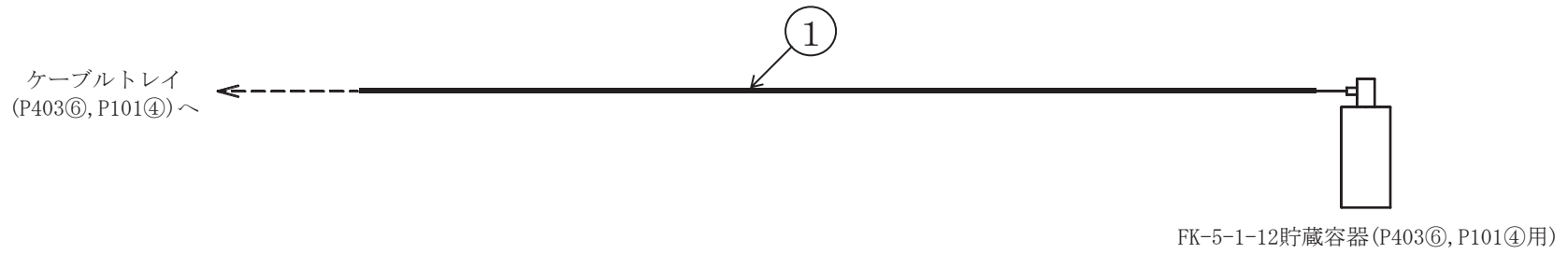
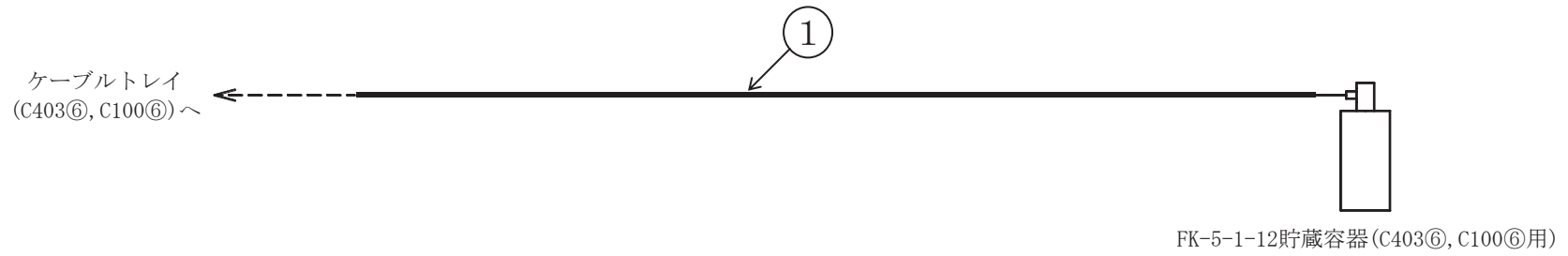
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 6)

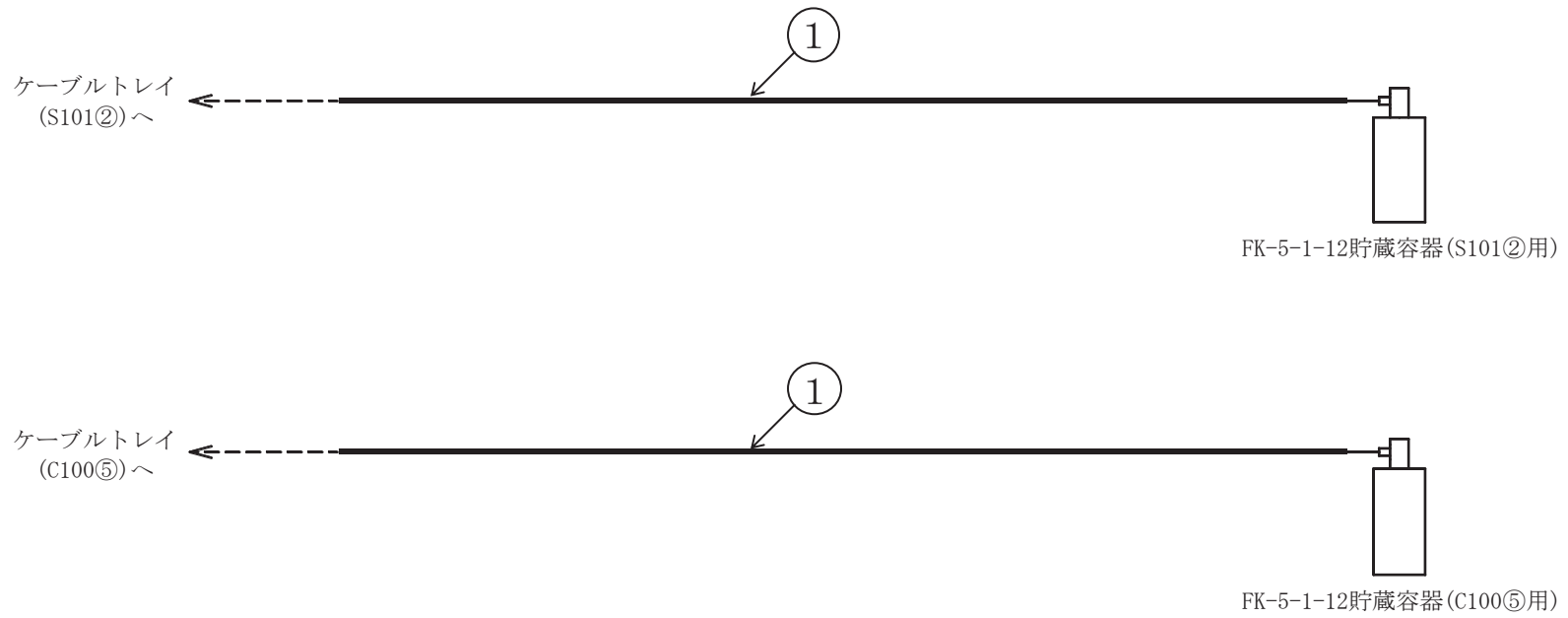


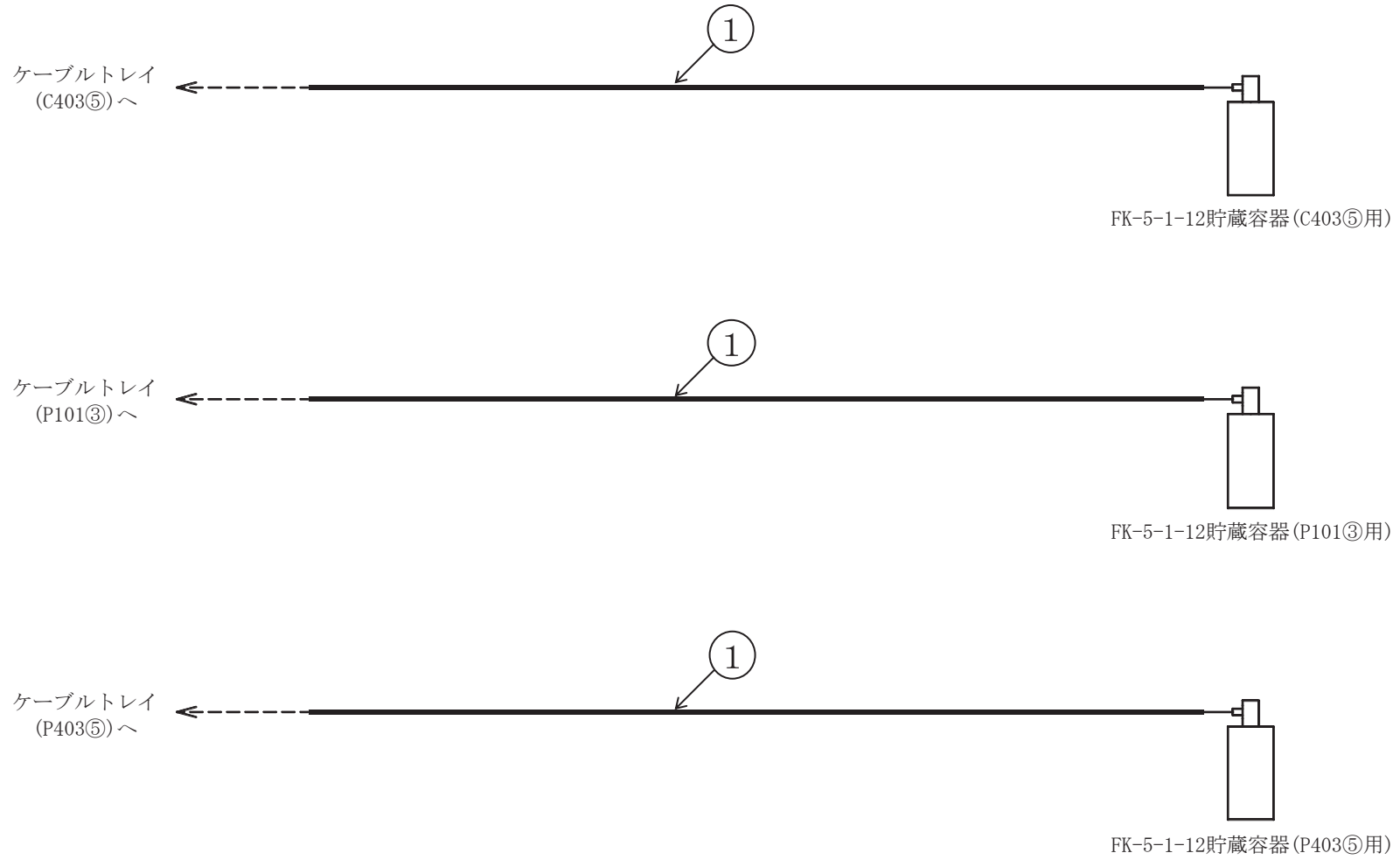
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 7)

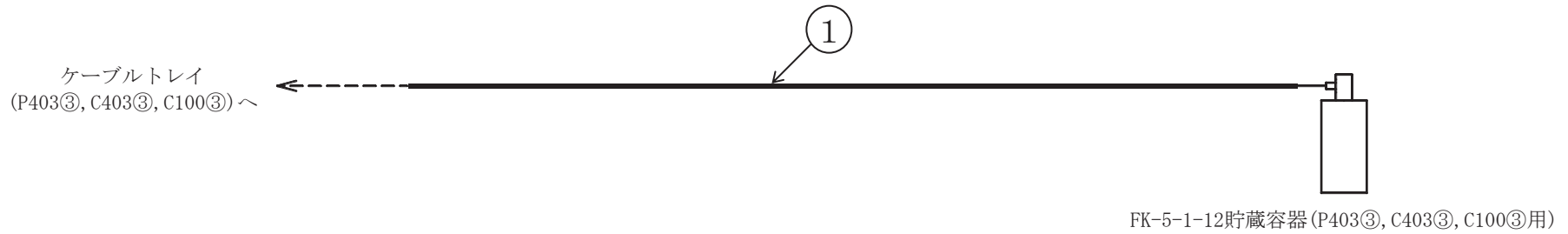
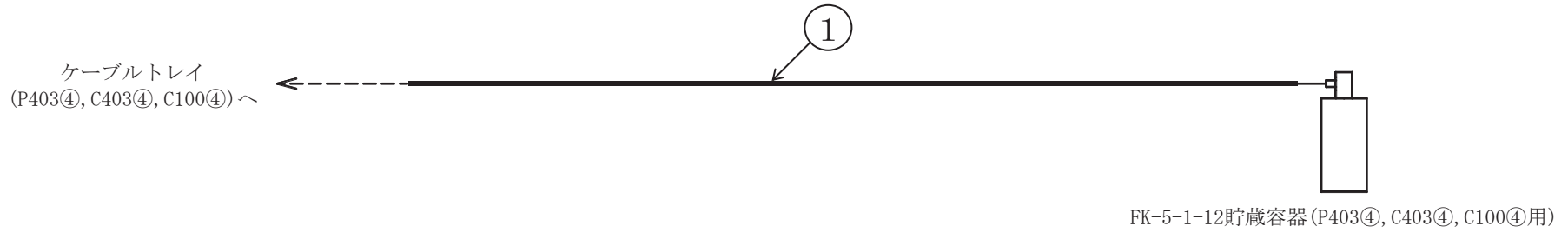
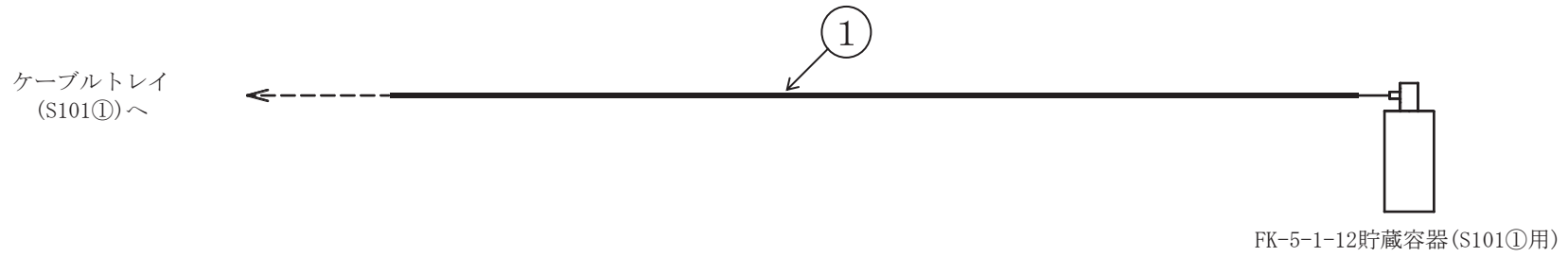


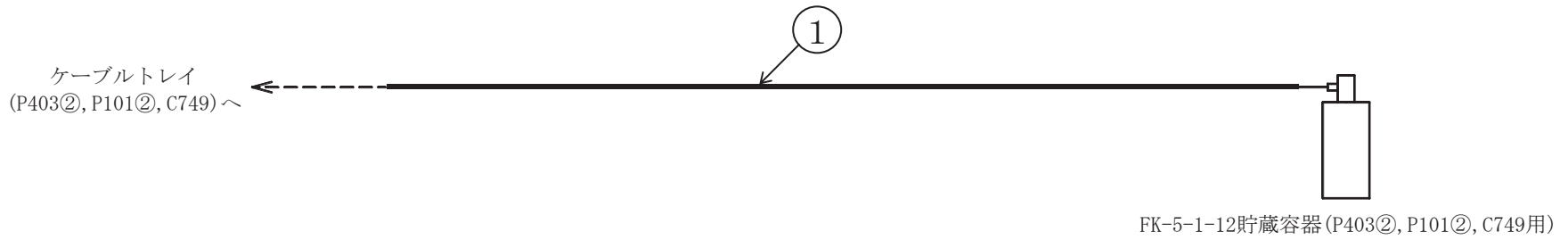
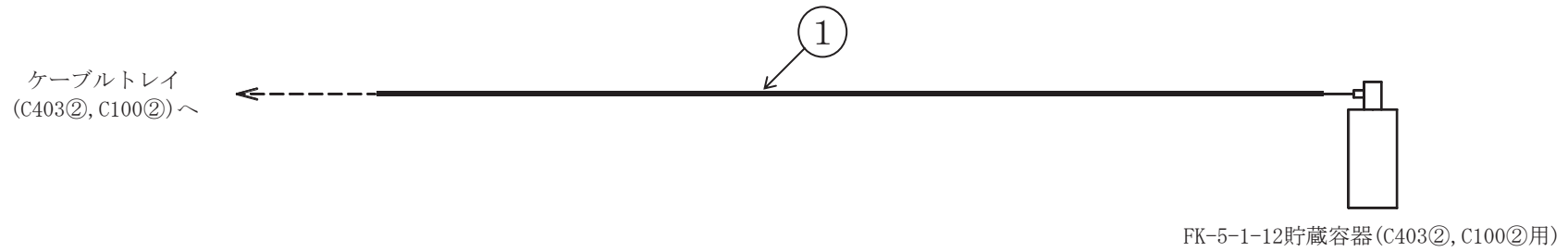


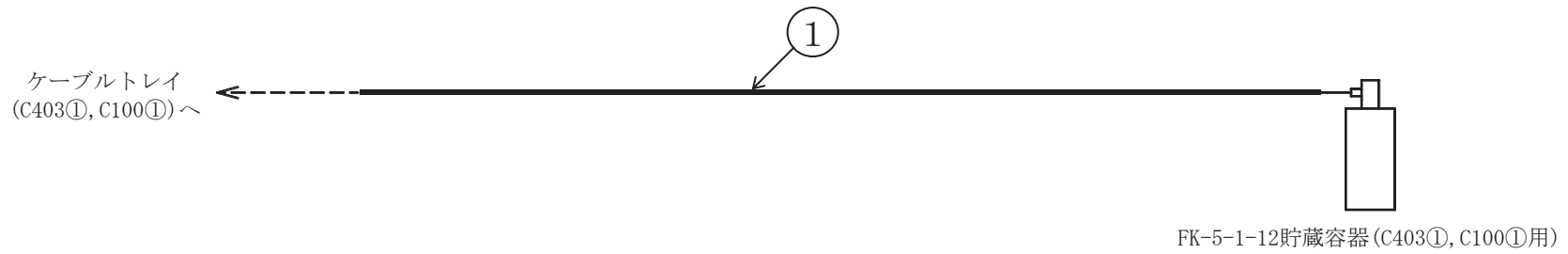
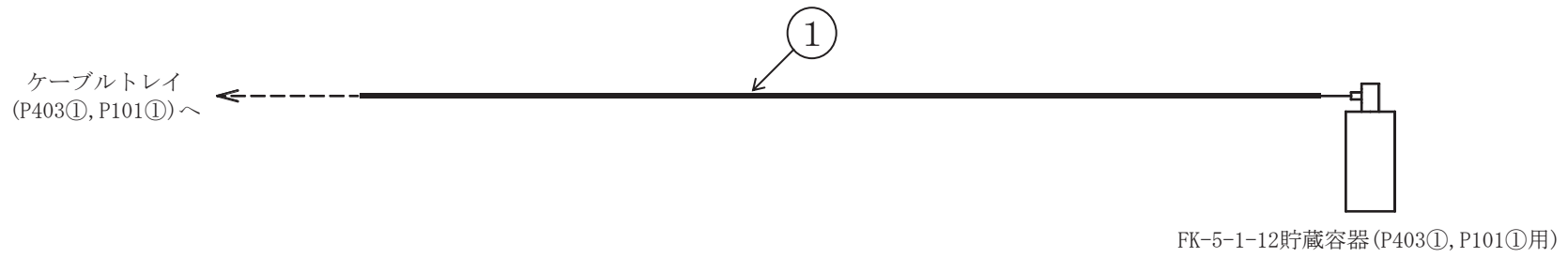


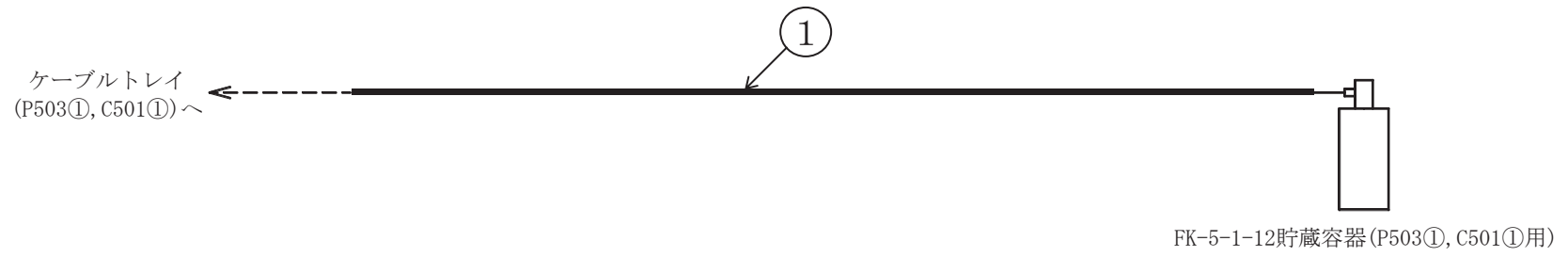




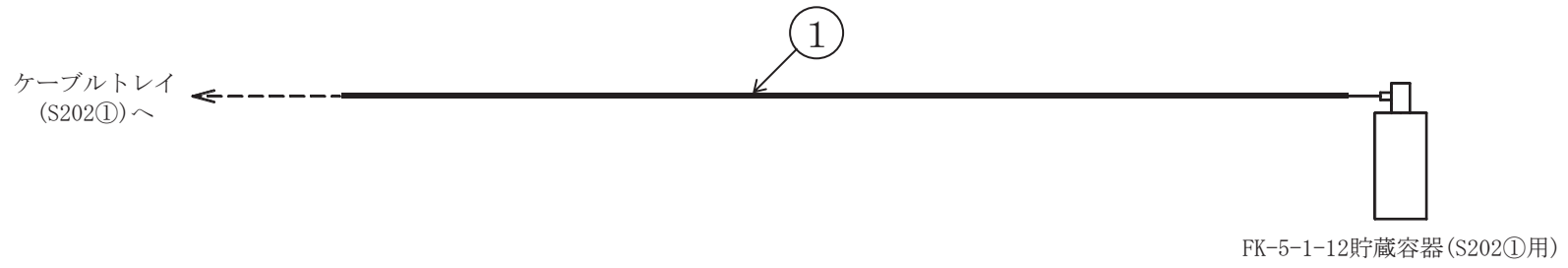


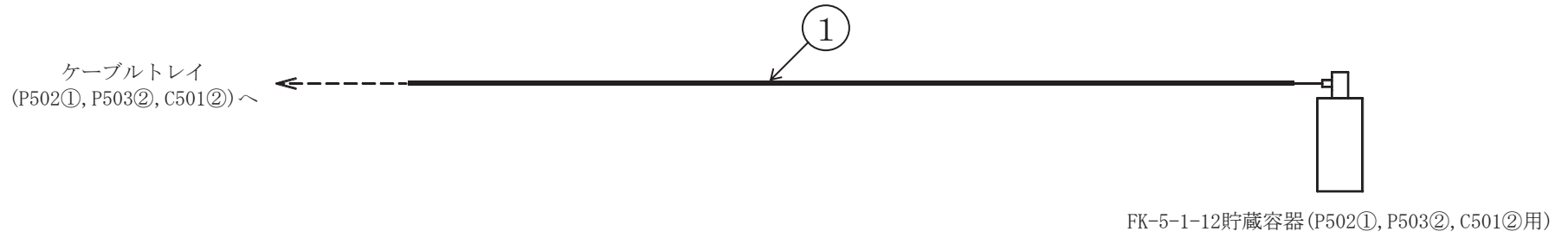


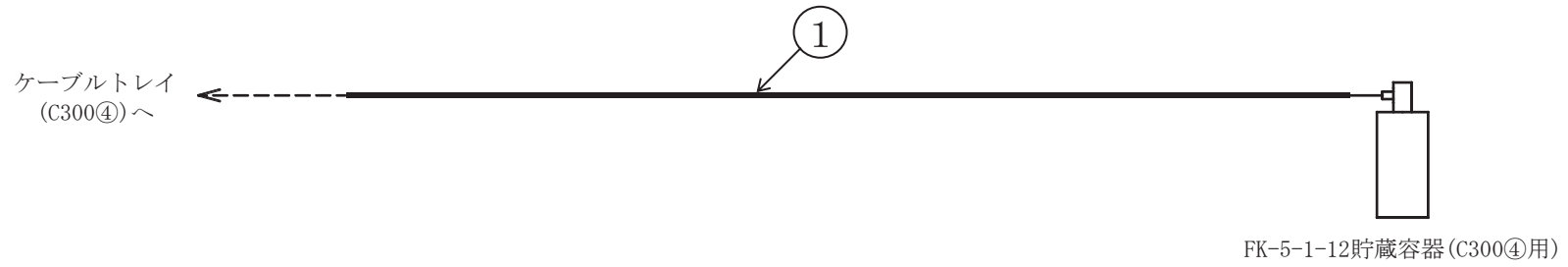
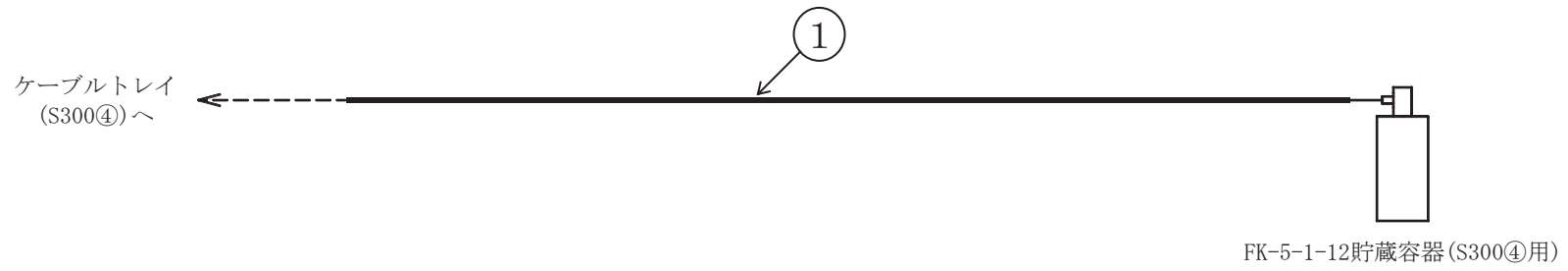


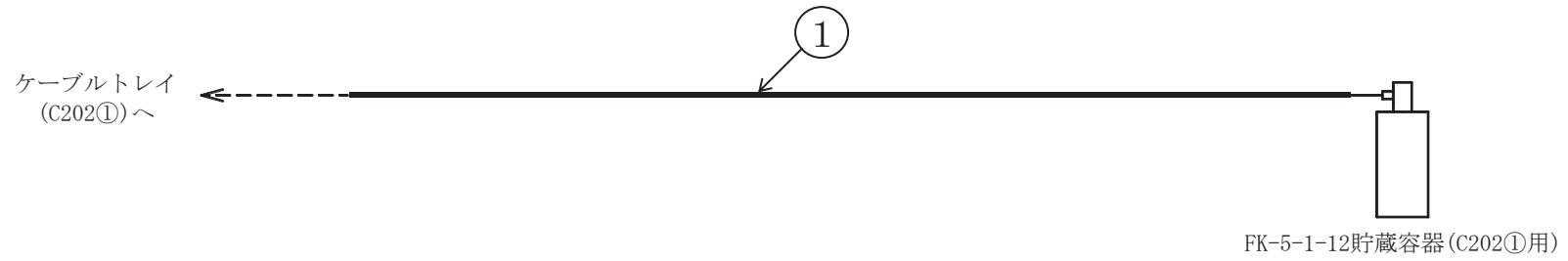
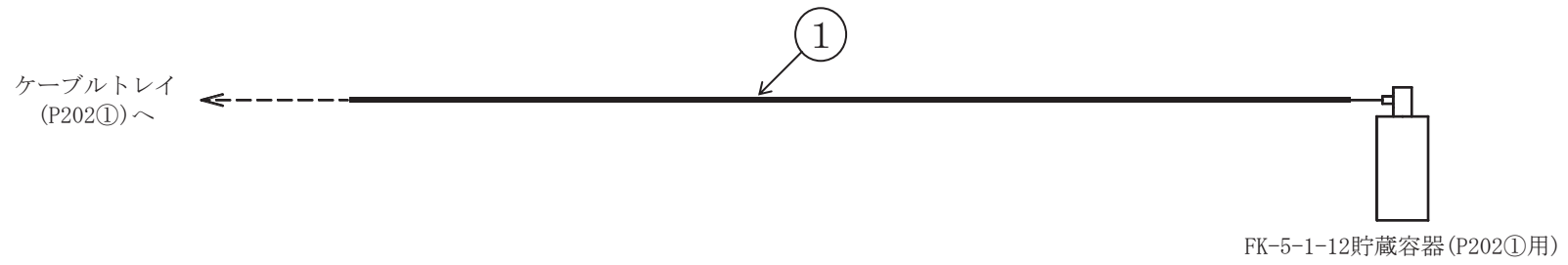


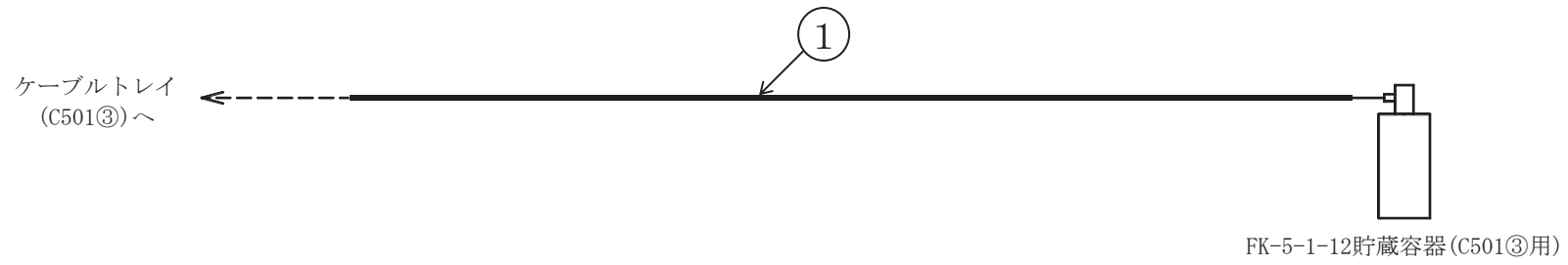
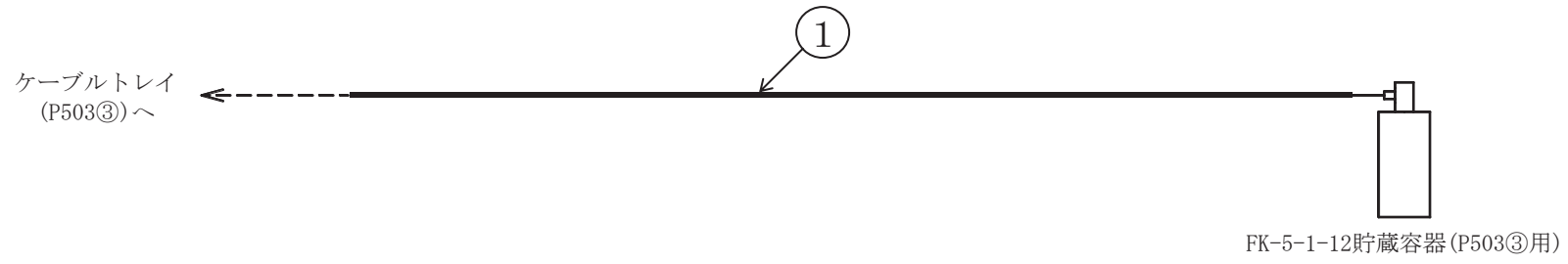
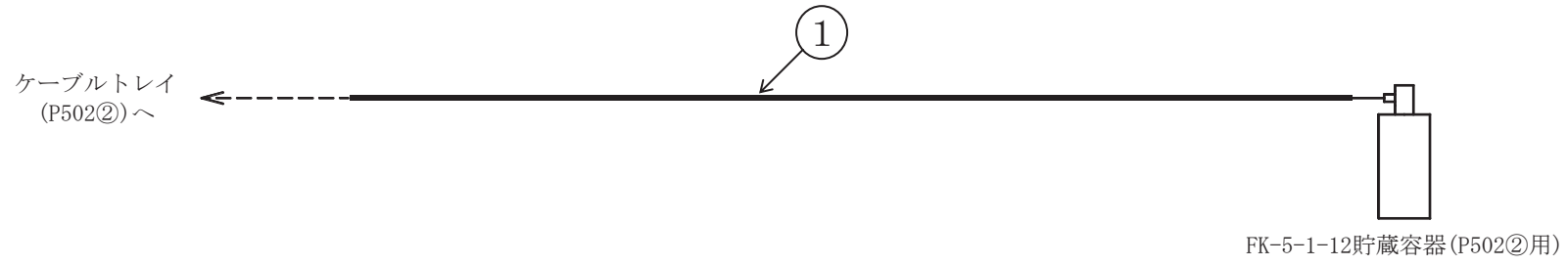


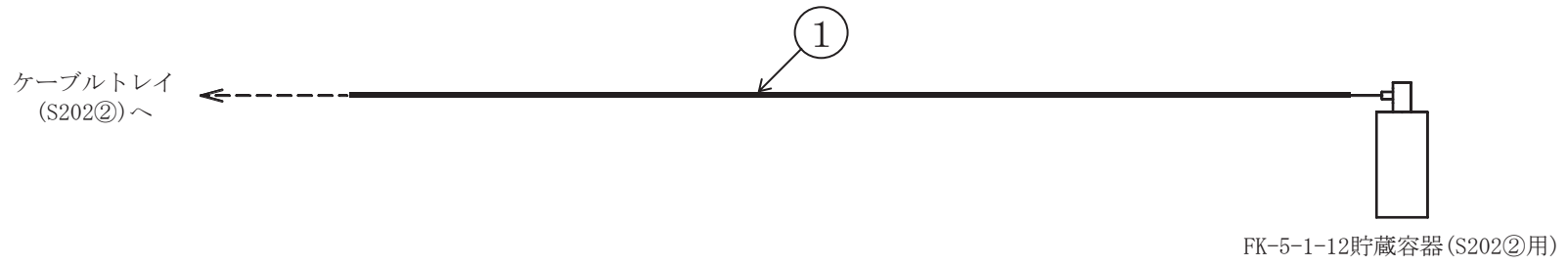


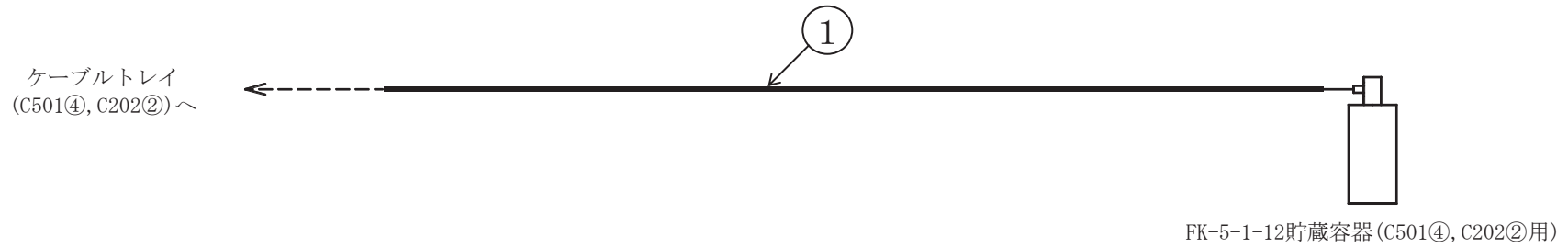
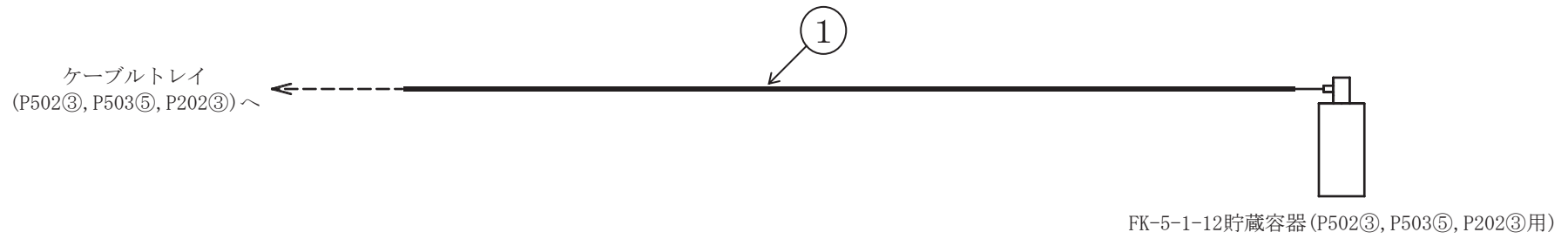




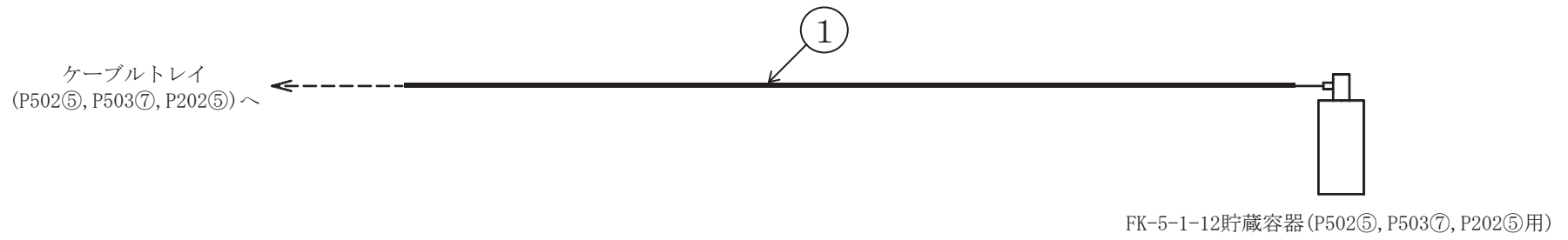






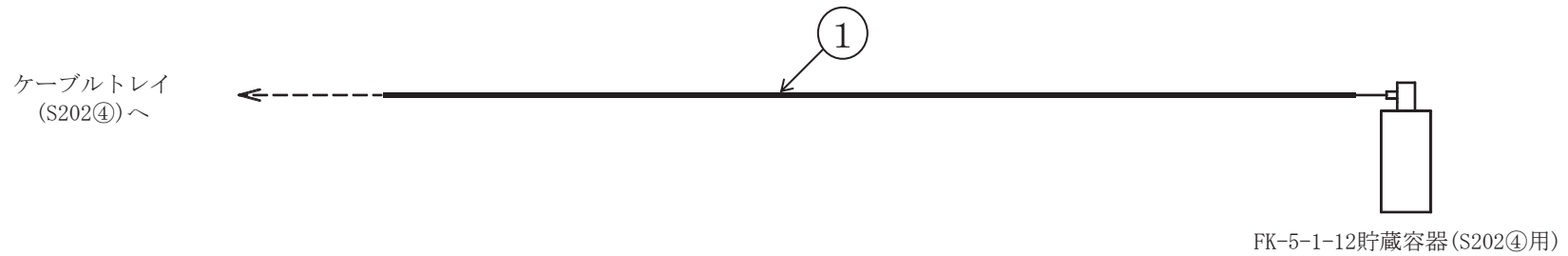
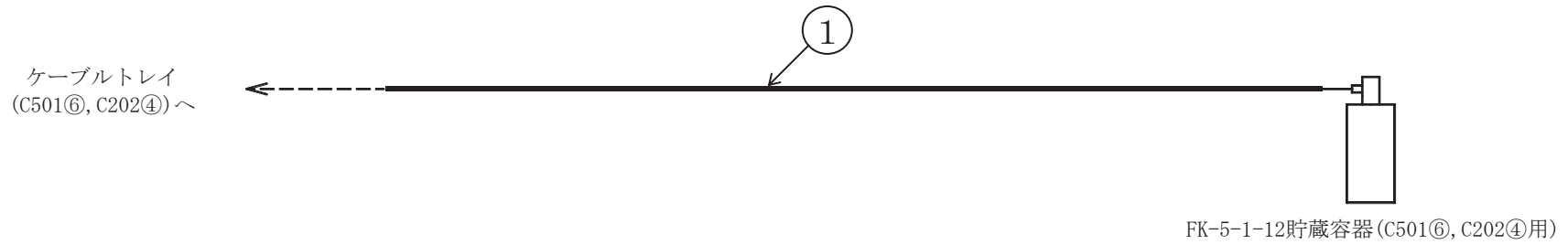
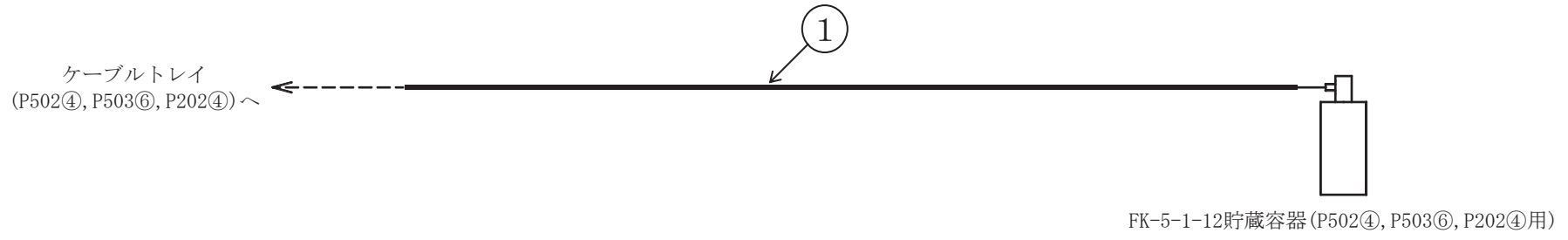


100

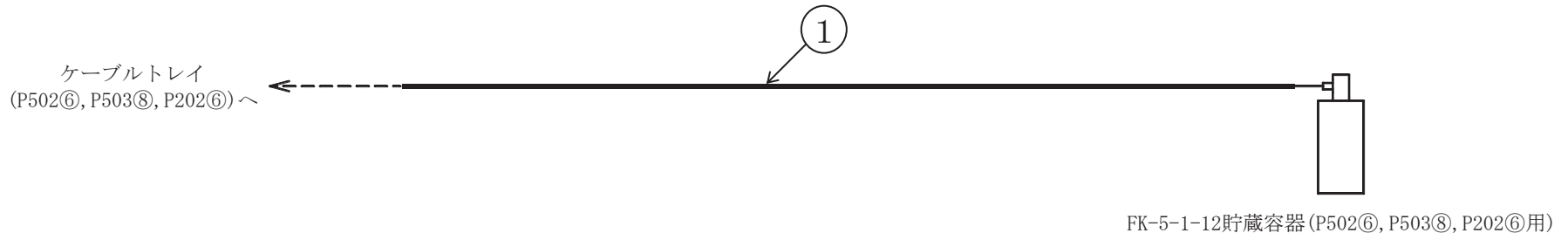
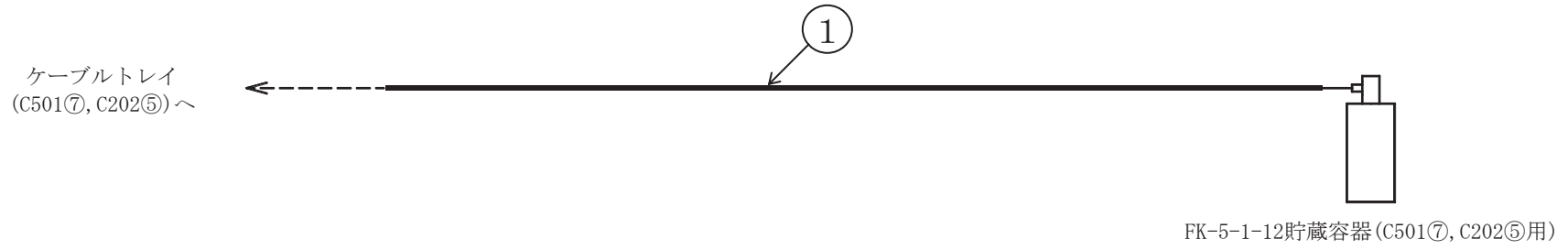
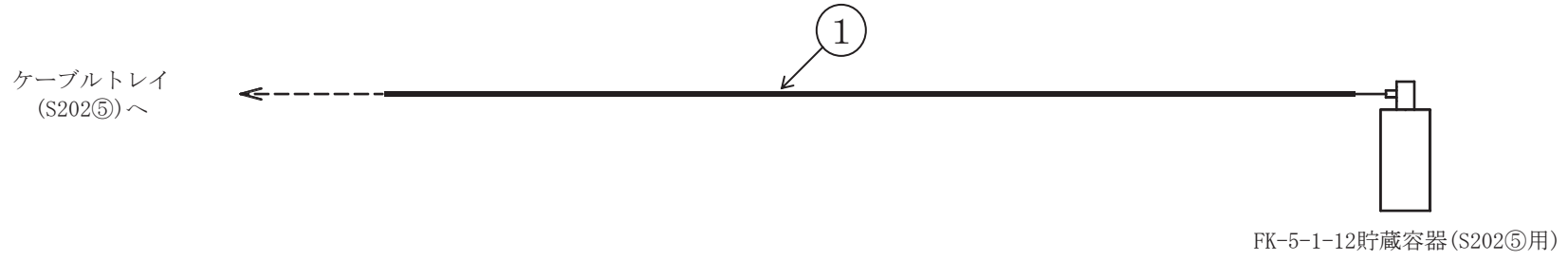


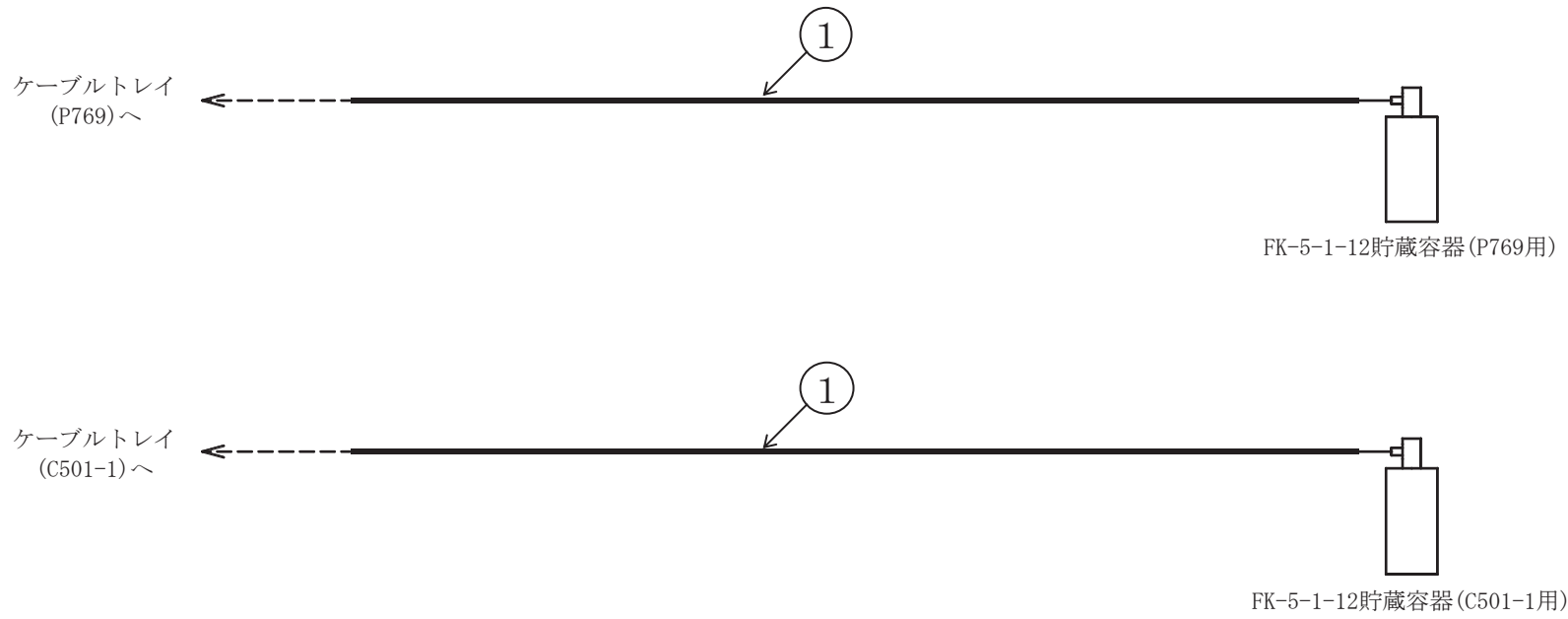


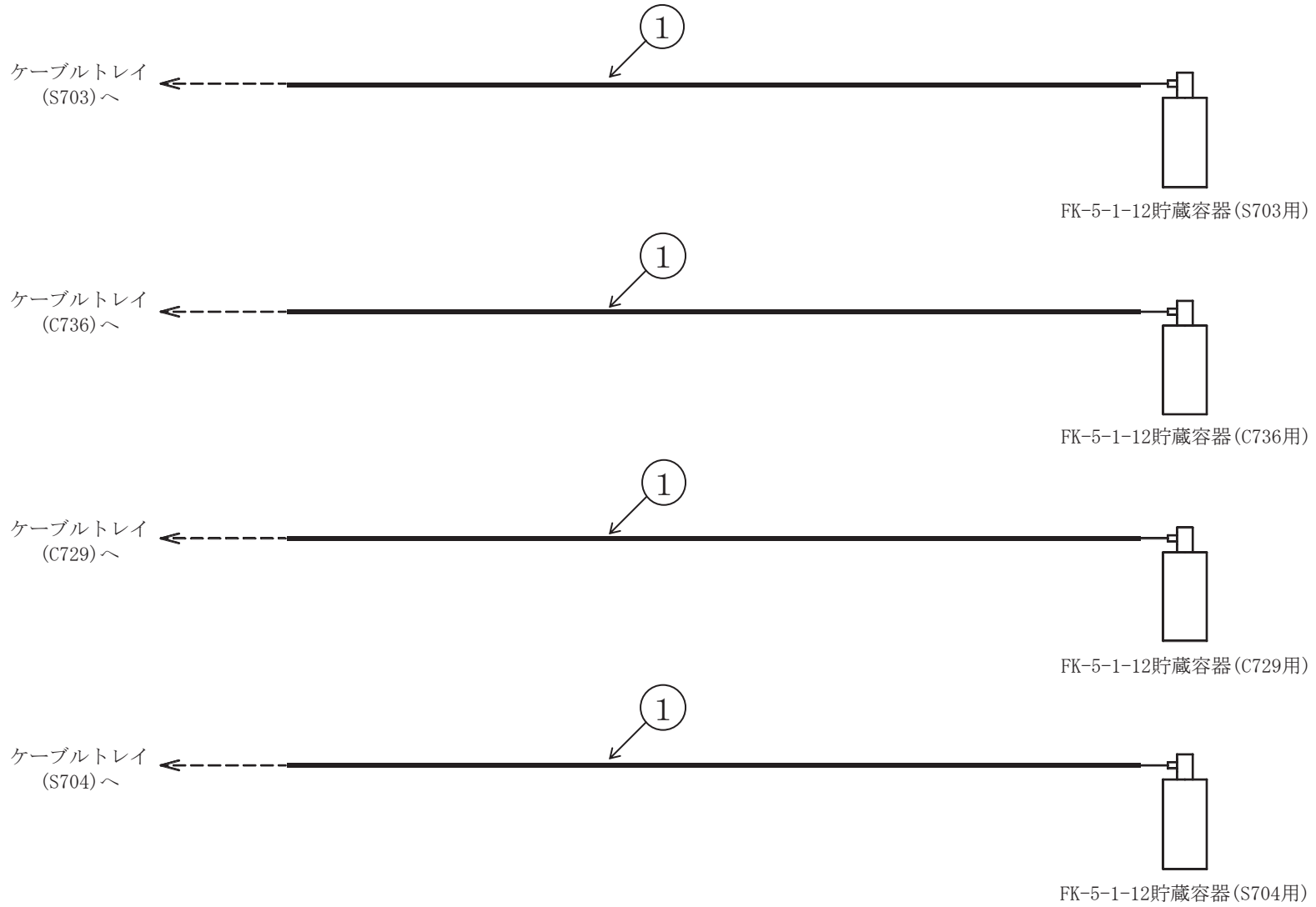
101

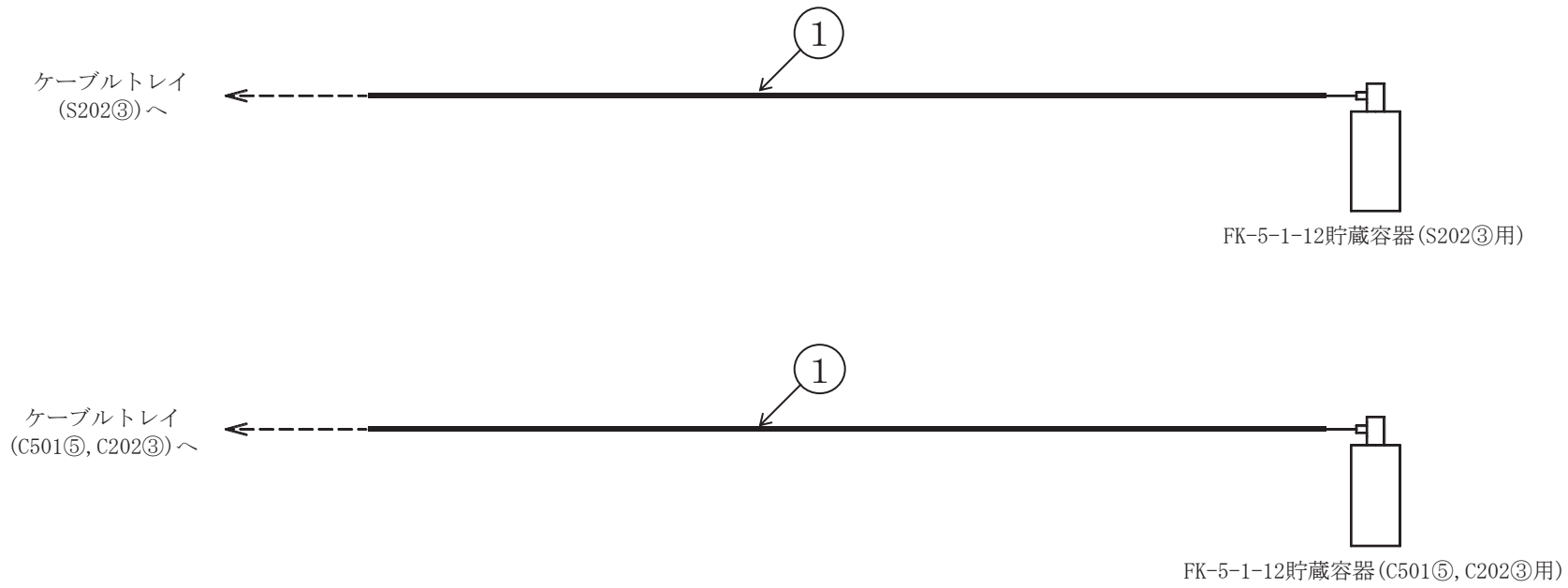


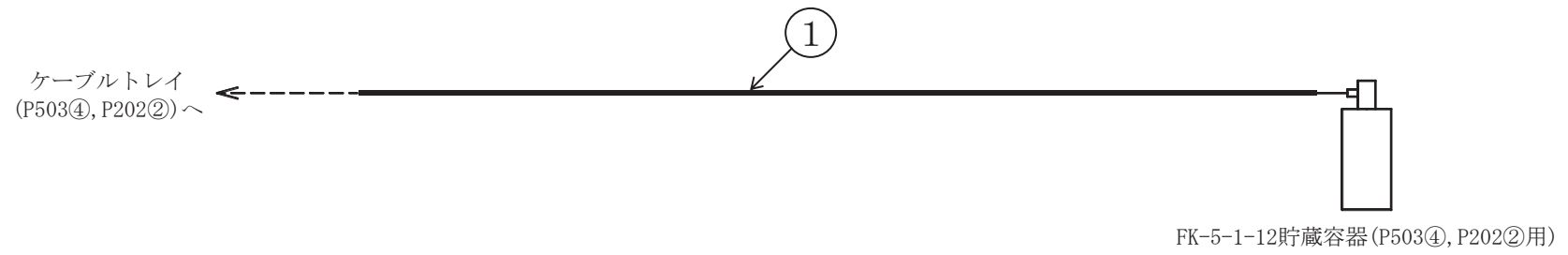
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 24)



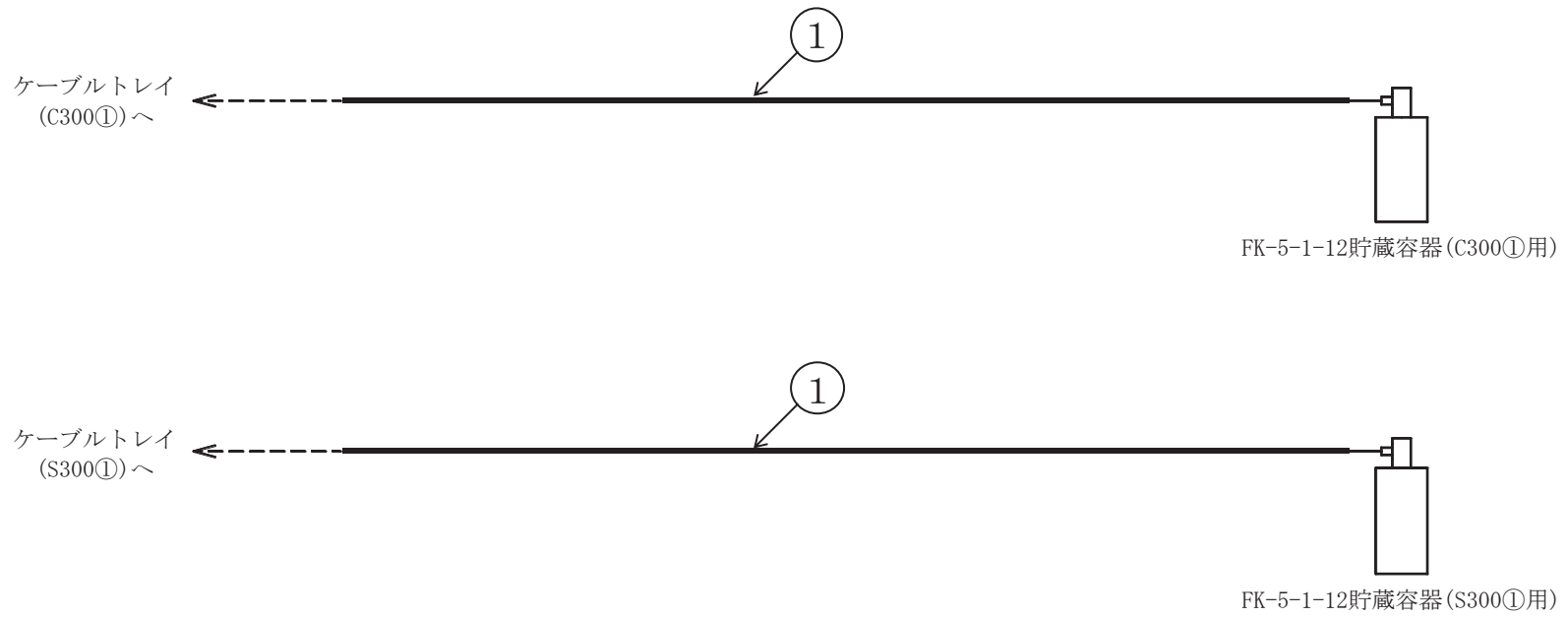


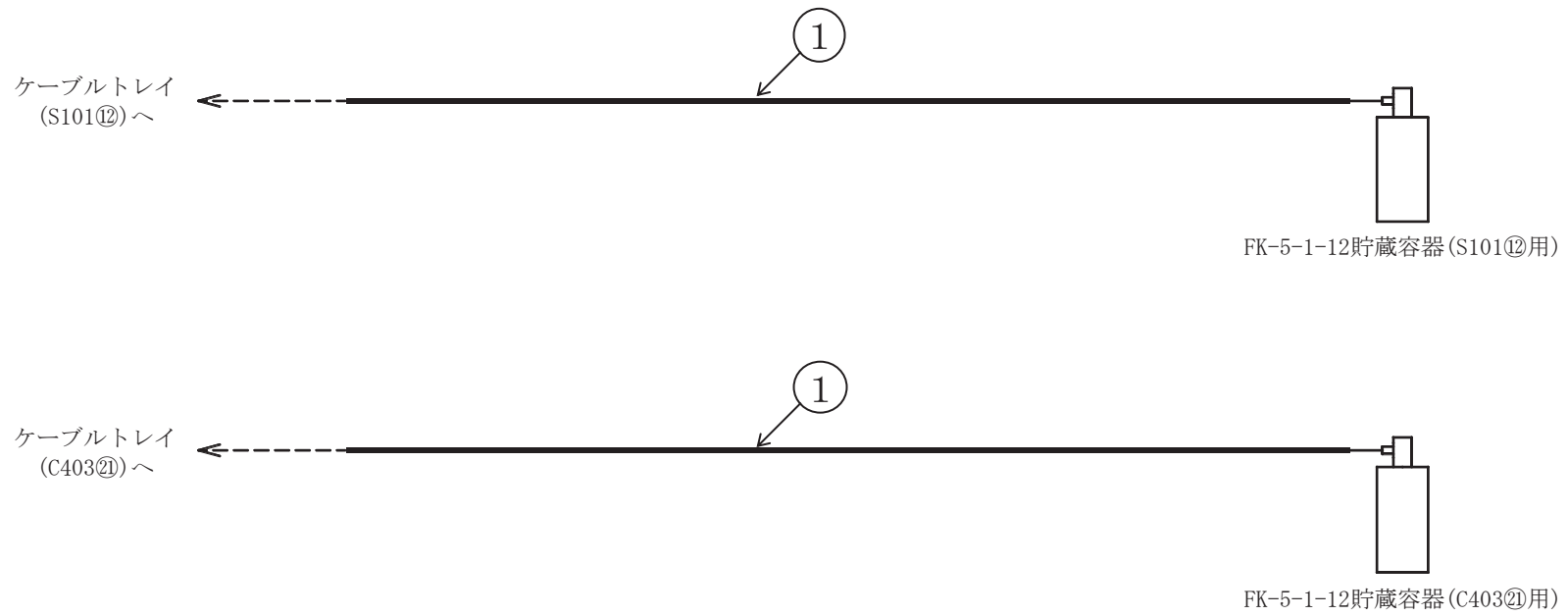




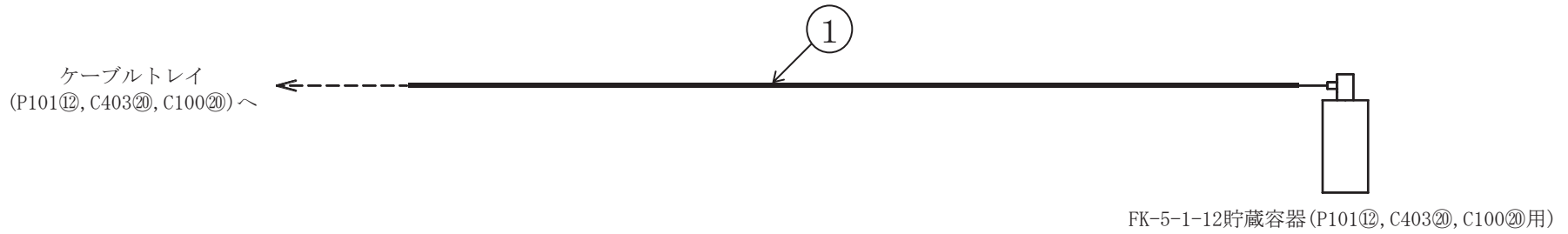
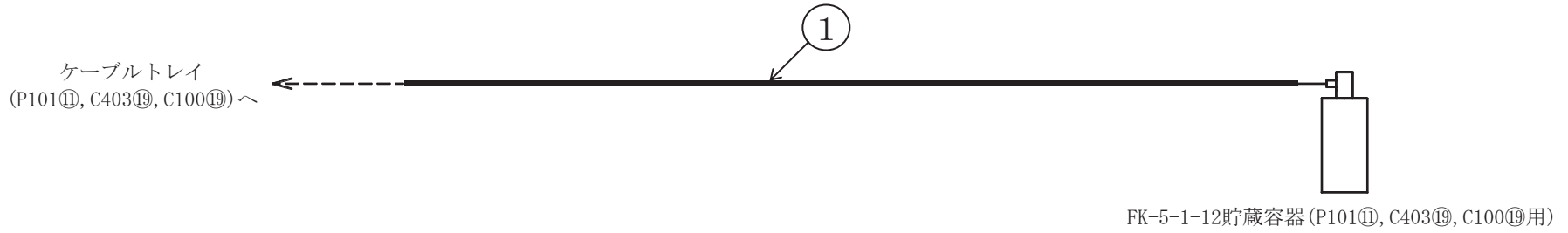
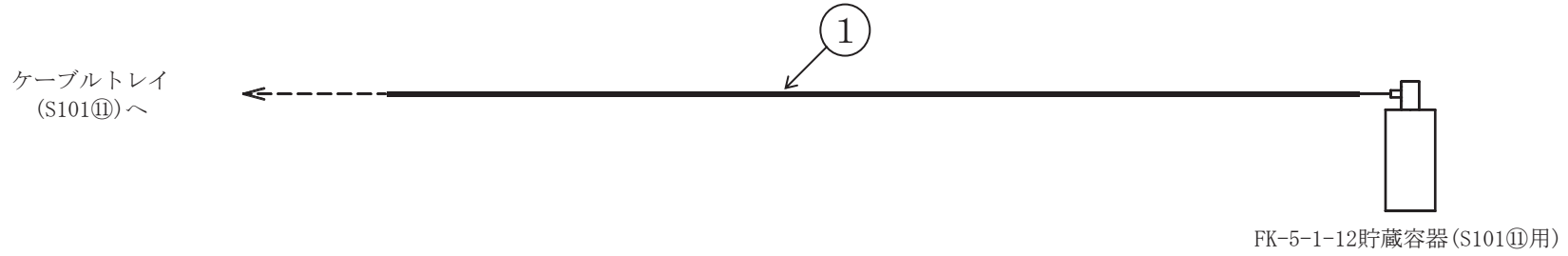


ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 29)

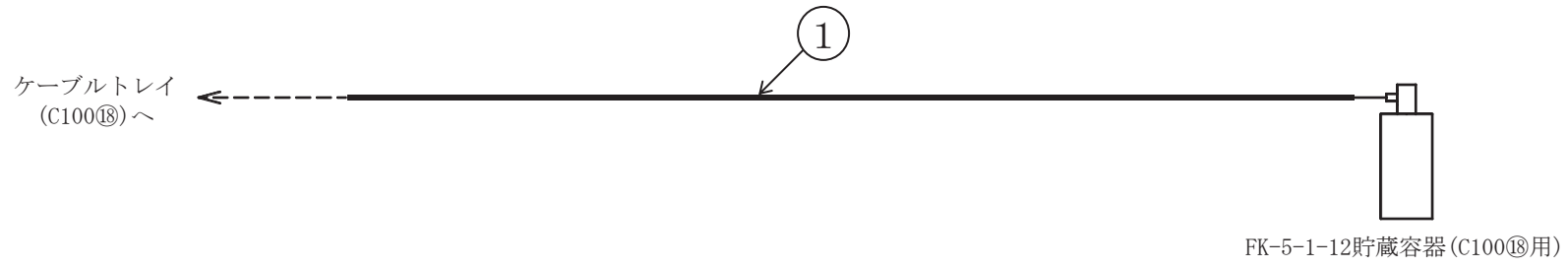
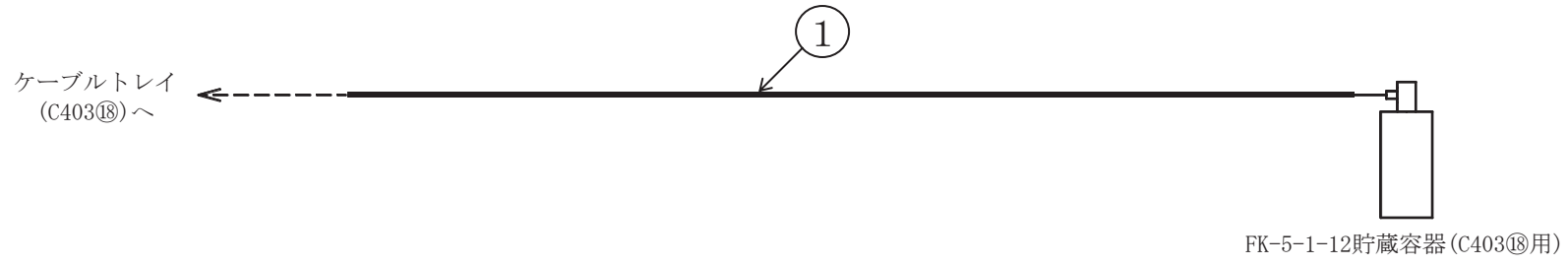
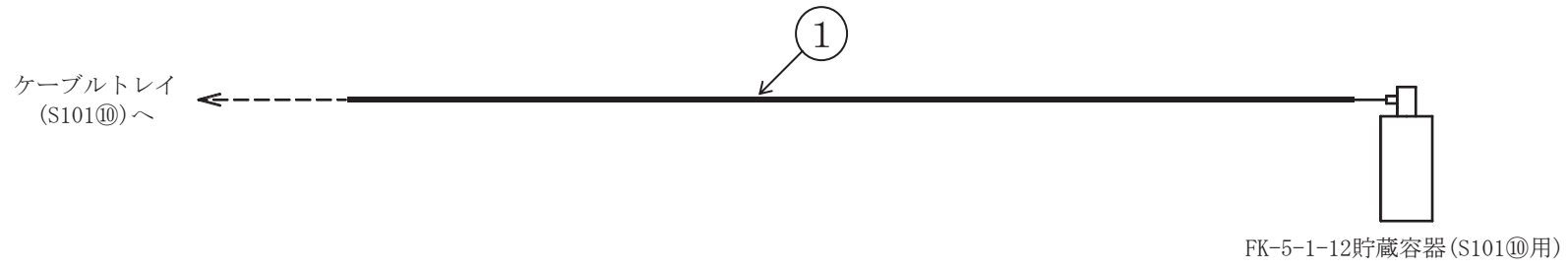


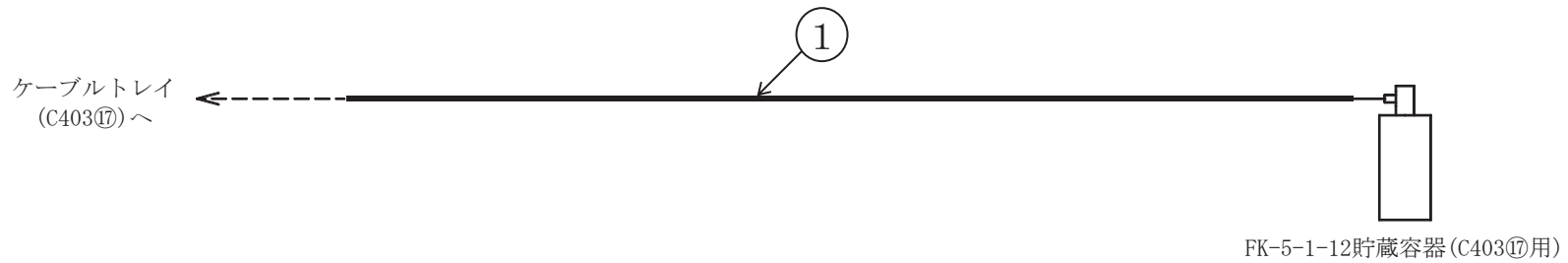
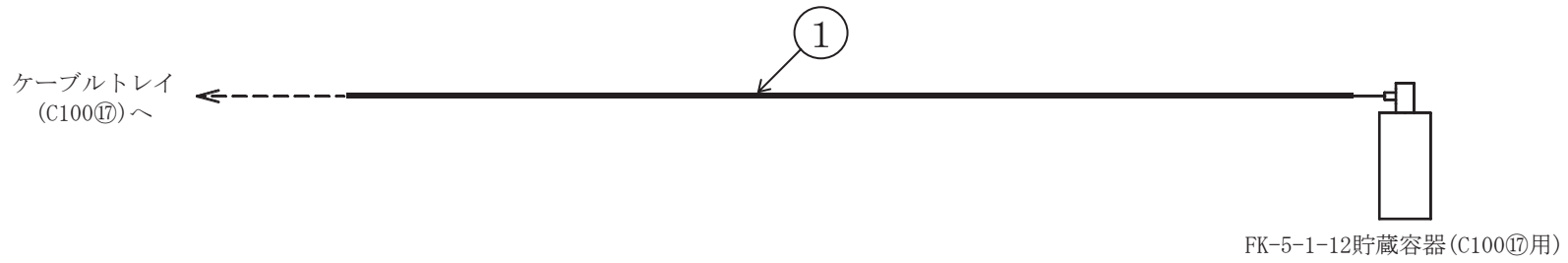
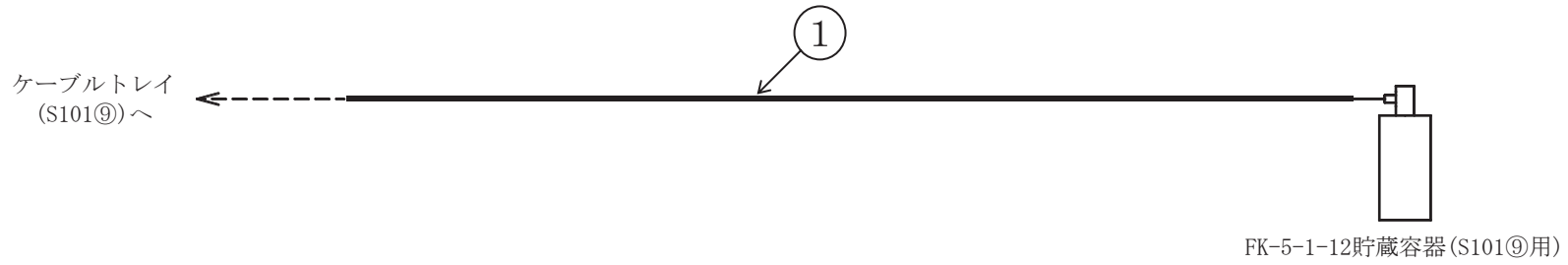




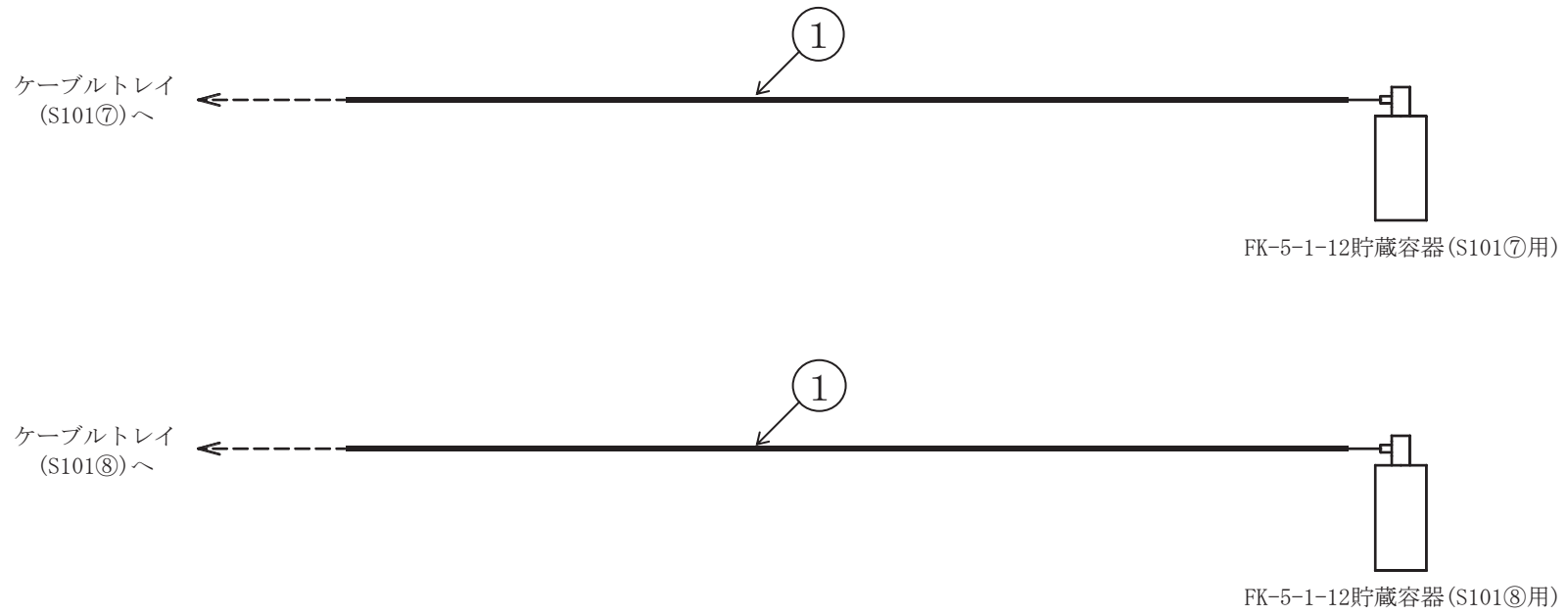


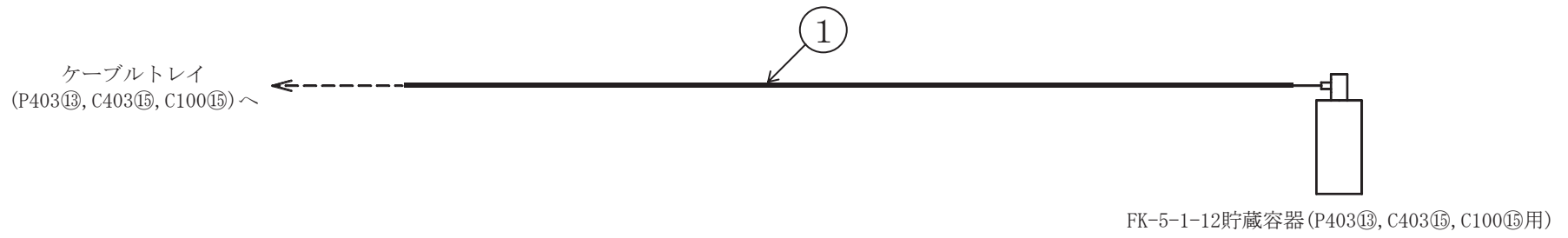
109



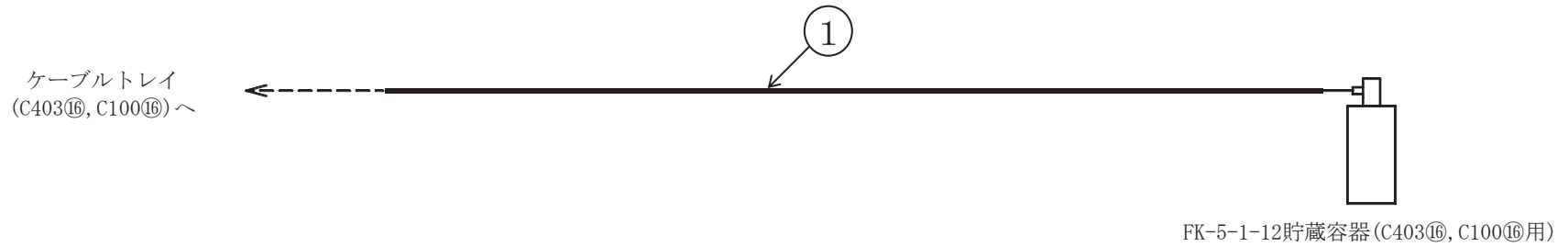
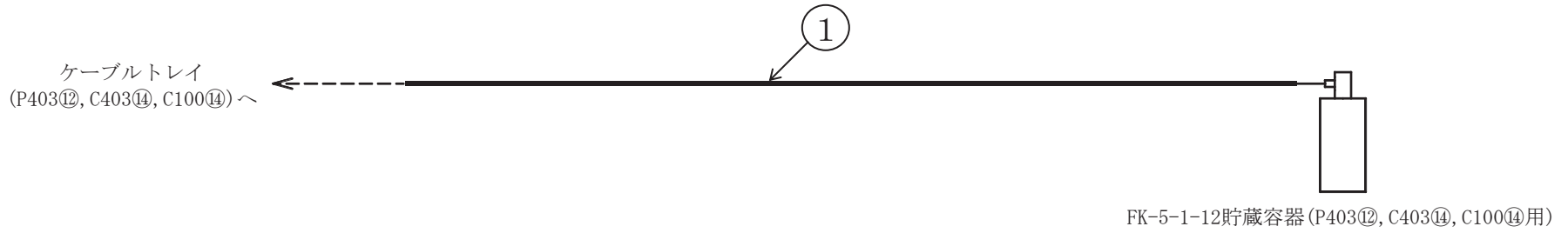
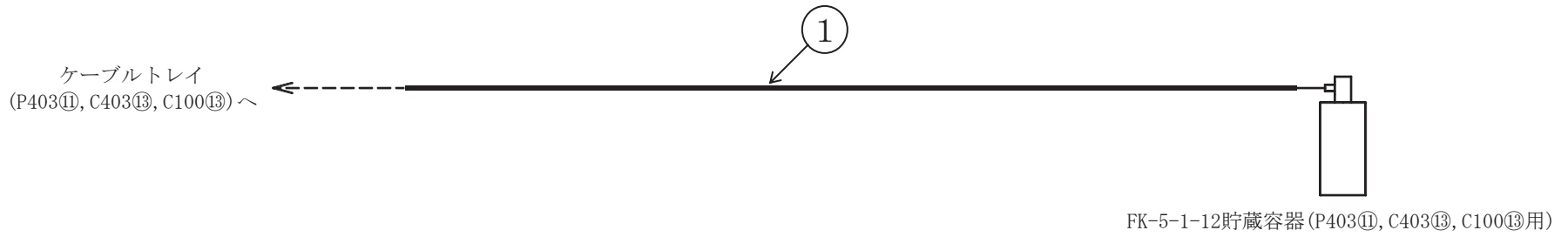


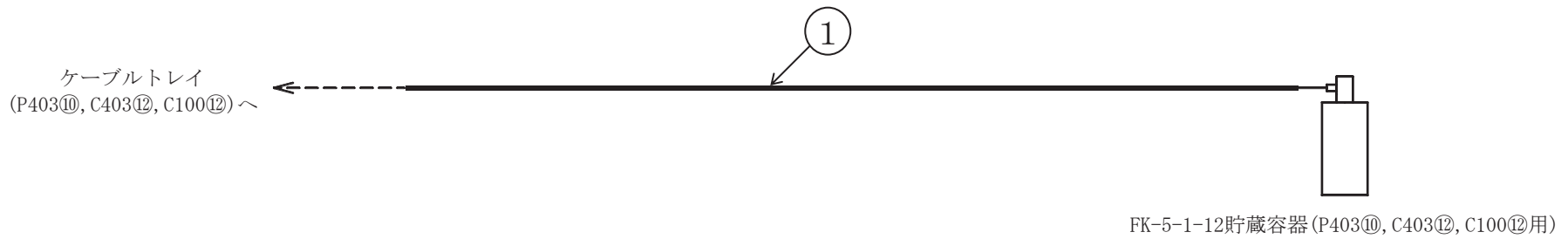
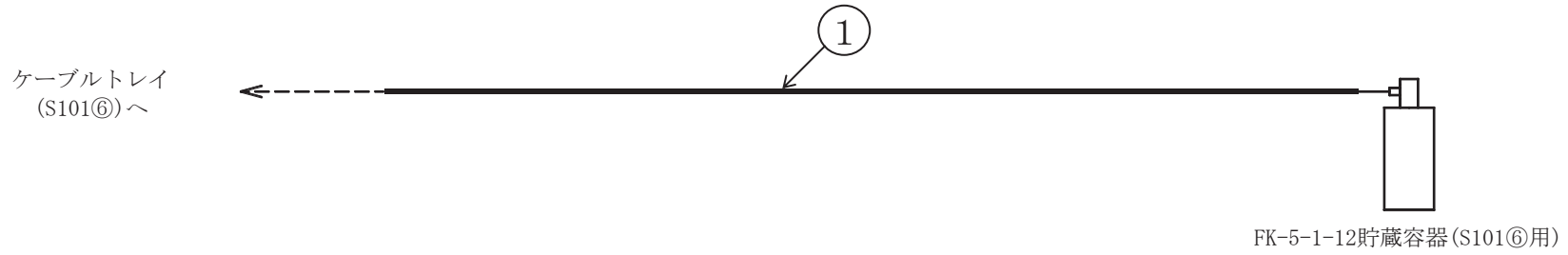
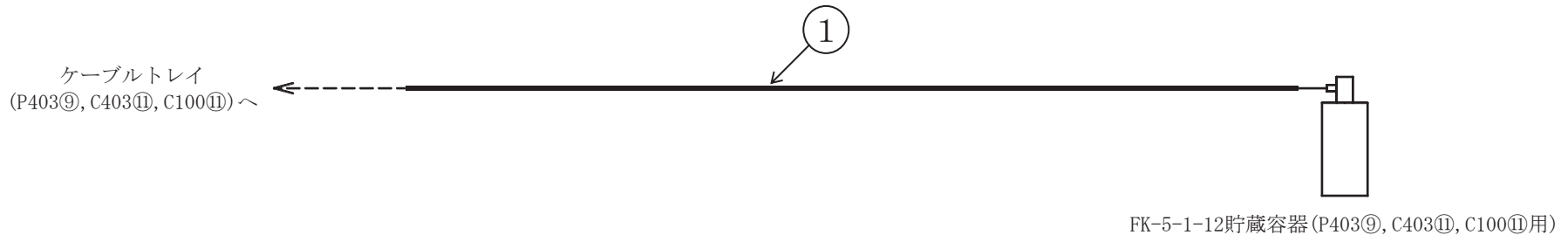
III

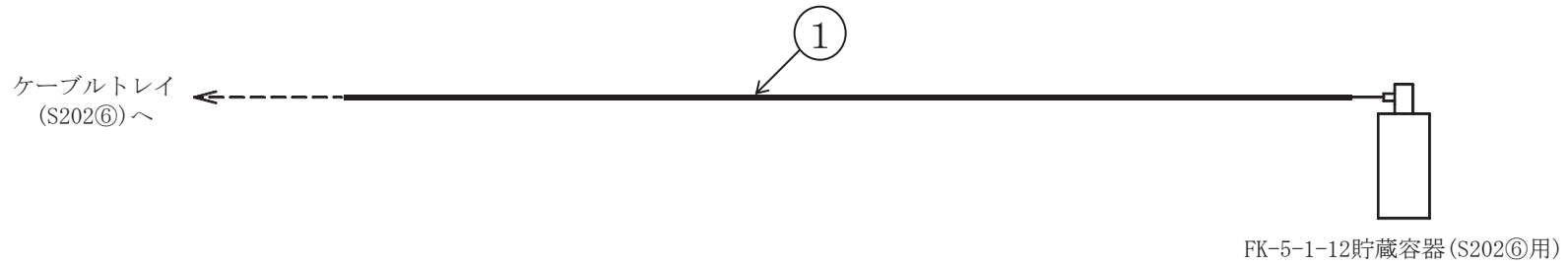
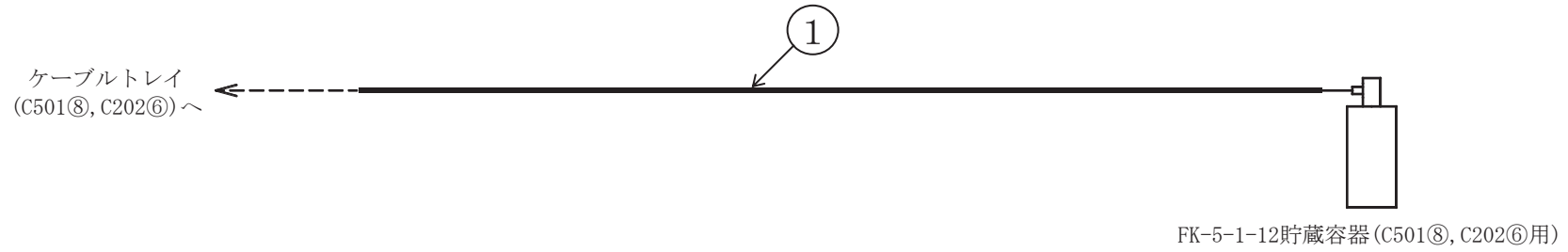
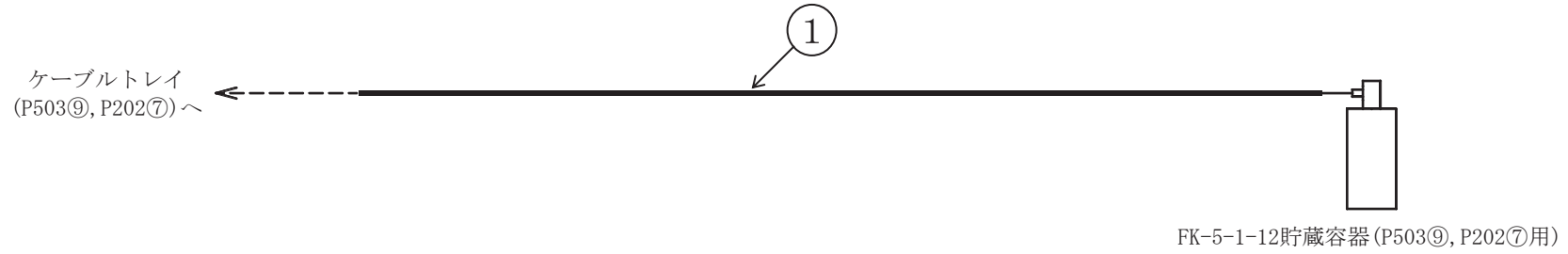




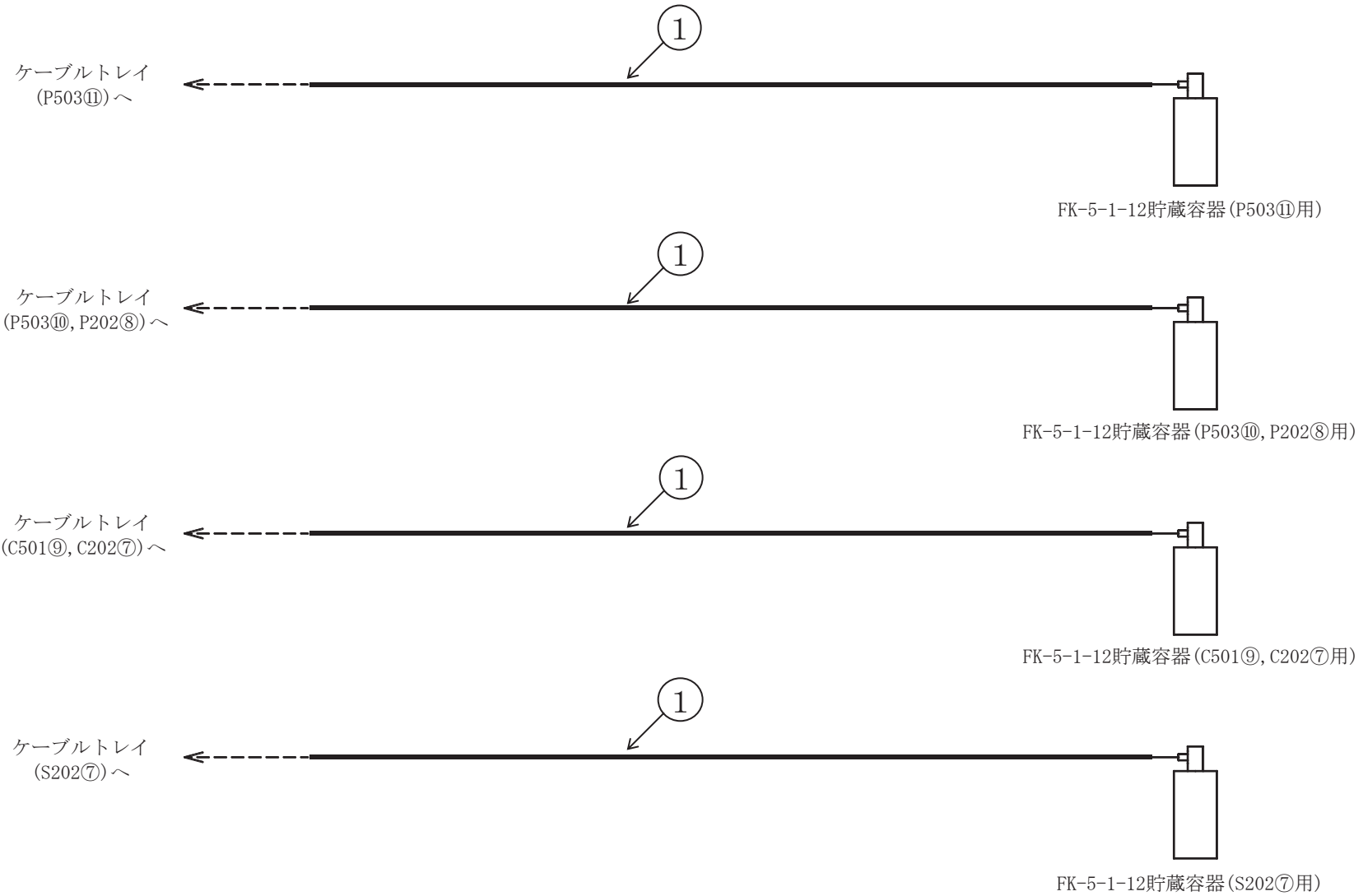
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 36)



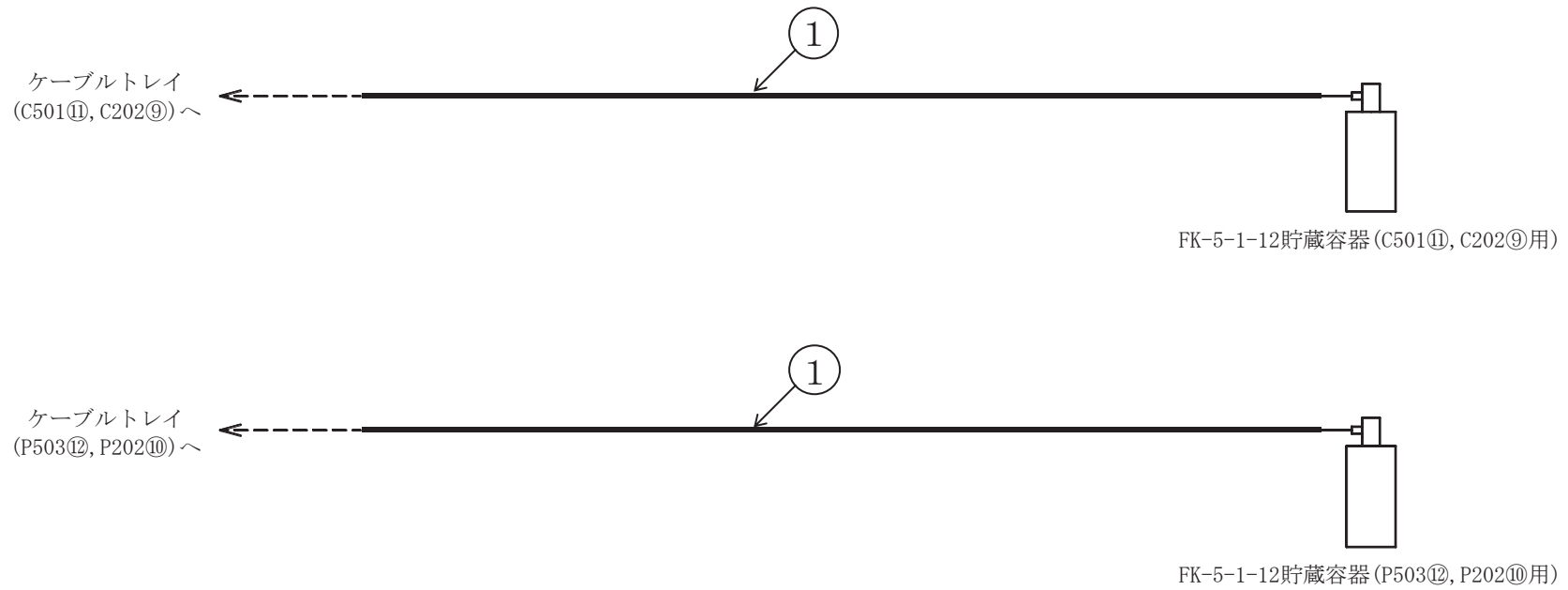


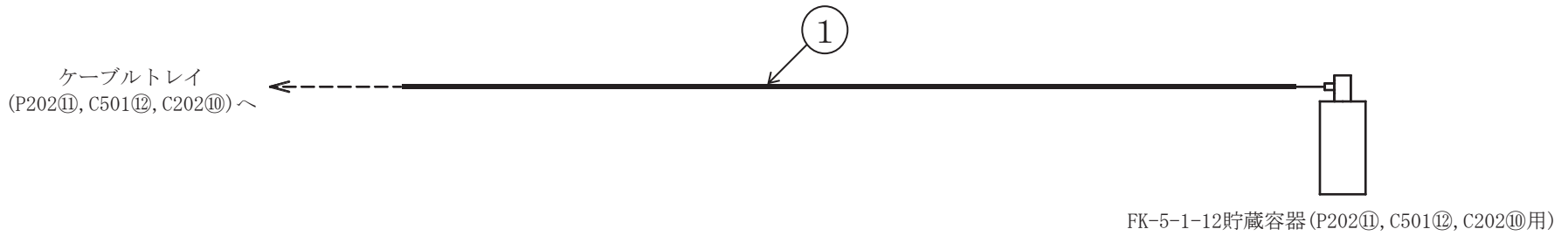
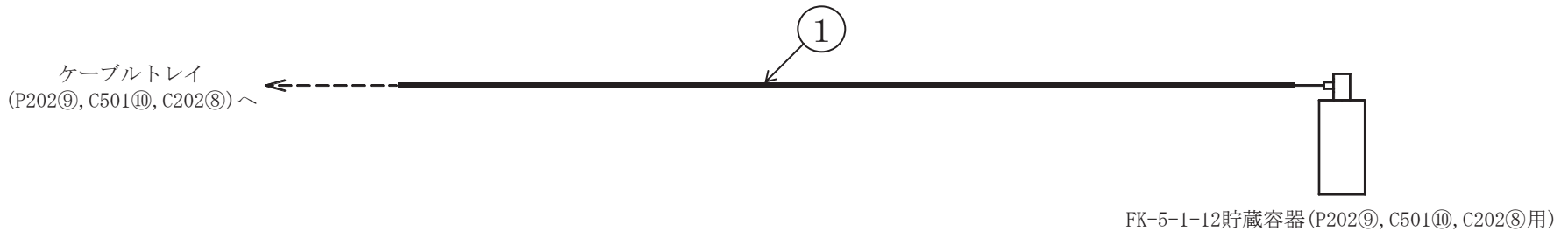
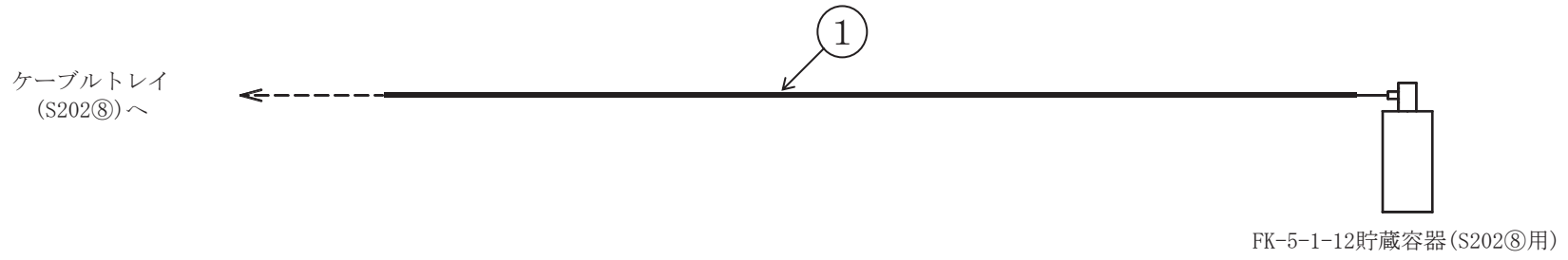


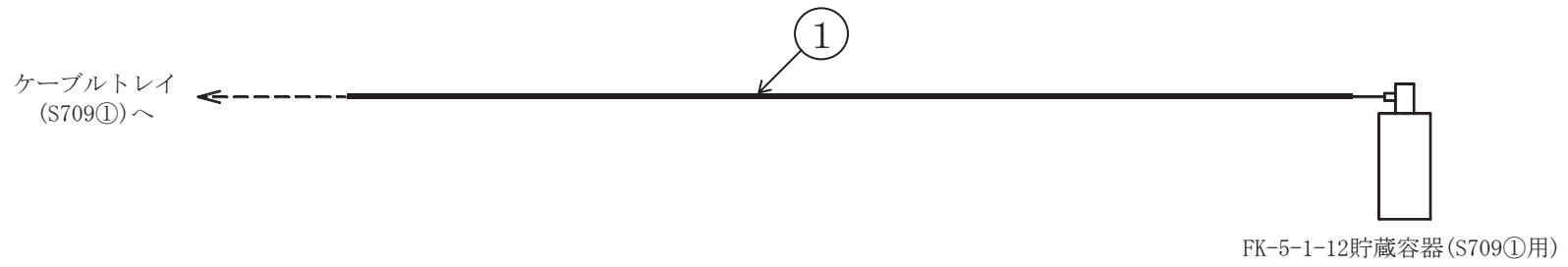




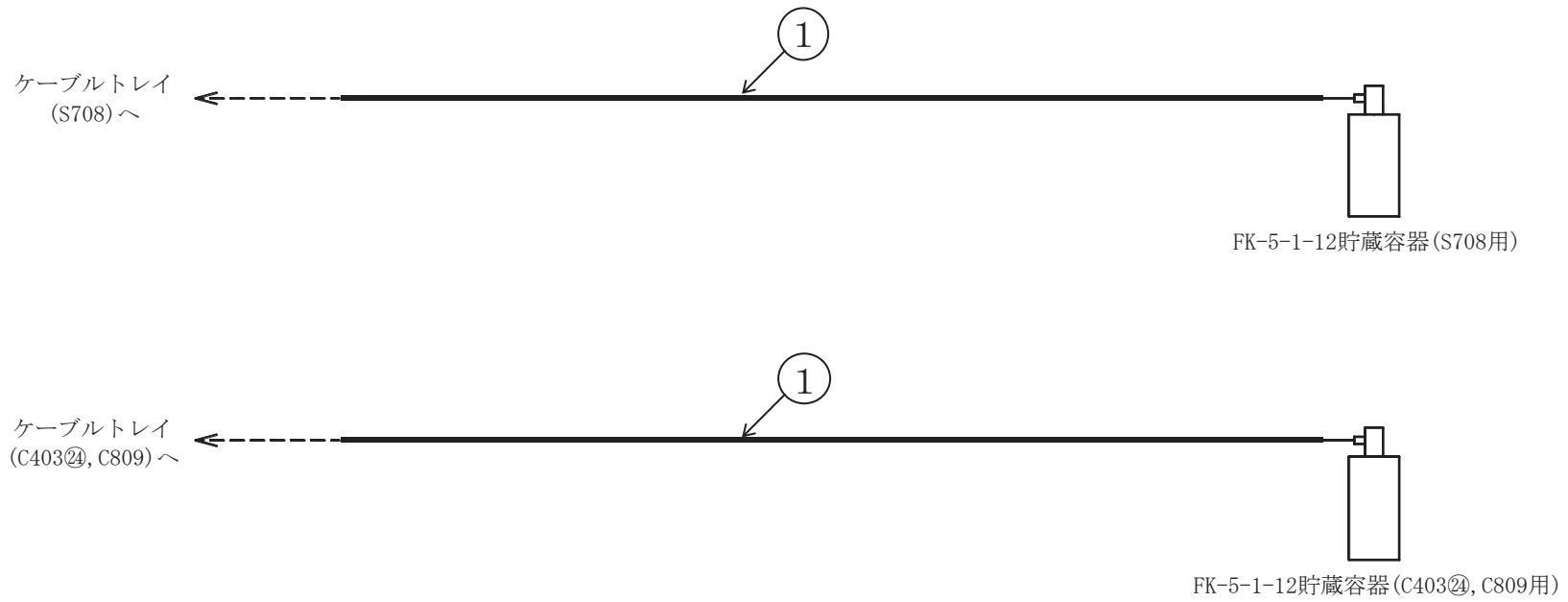
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 40)

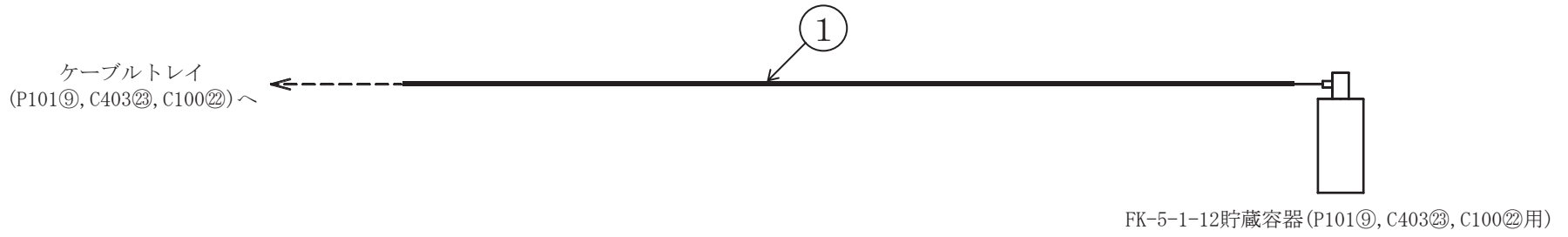


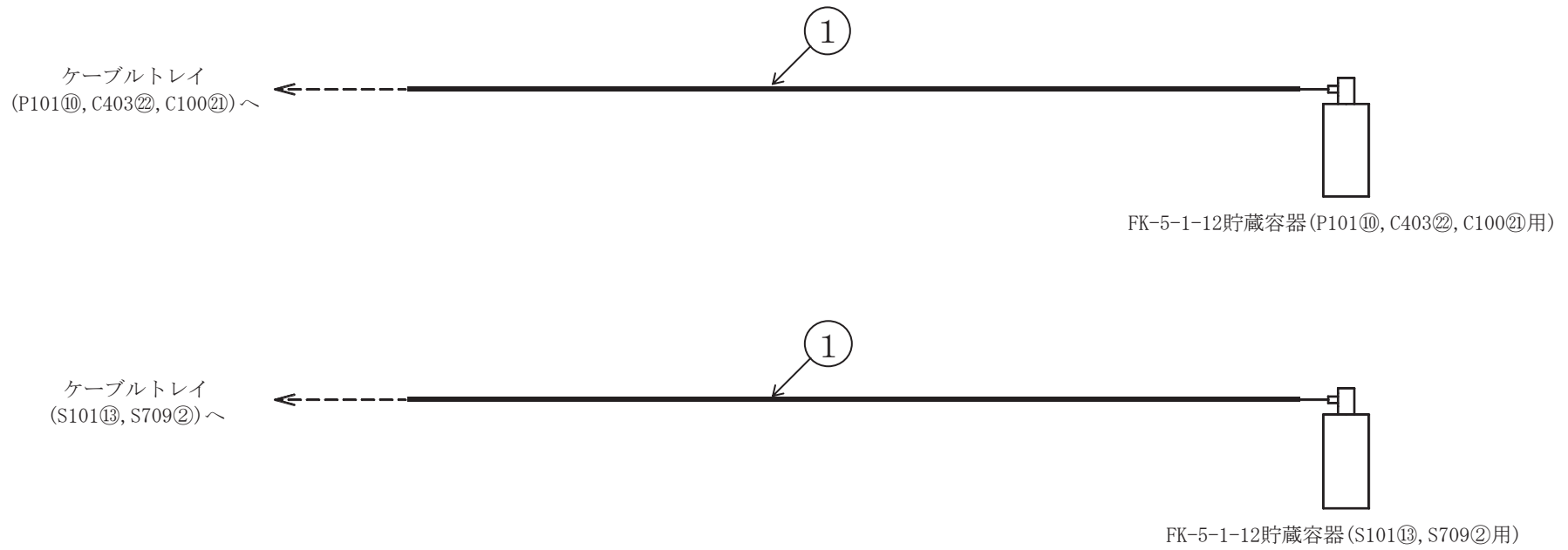


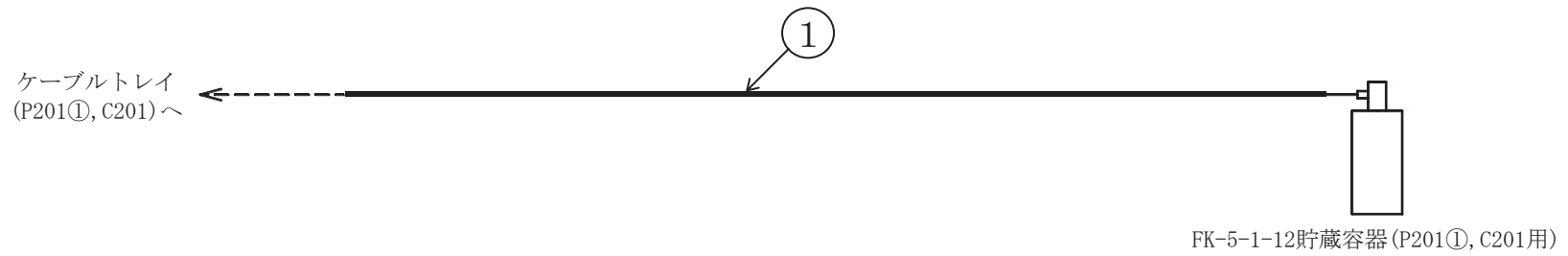


ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 43)

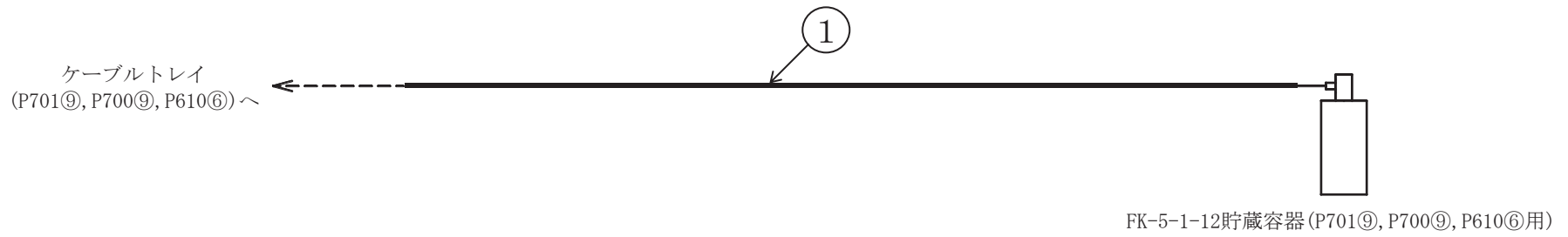




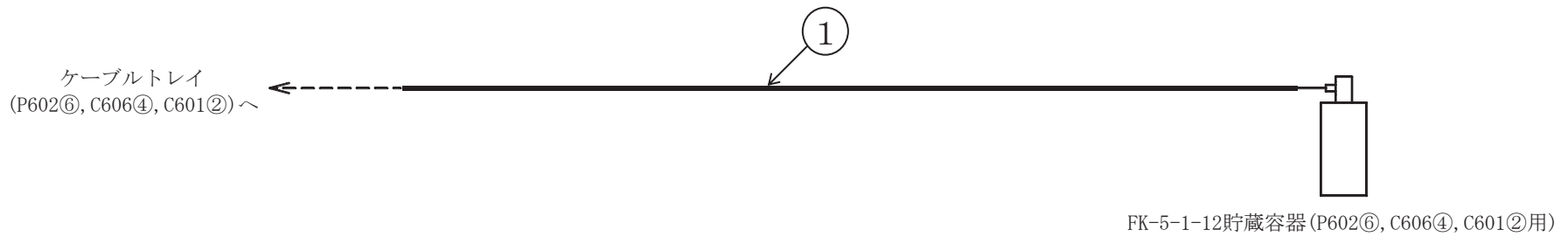
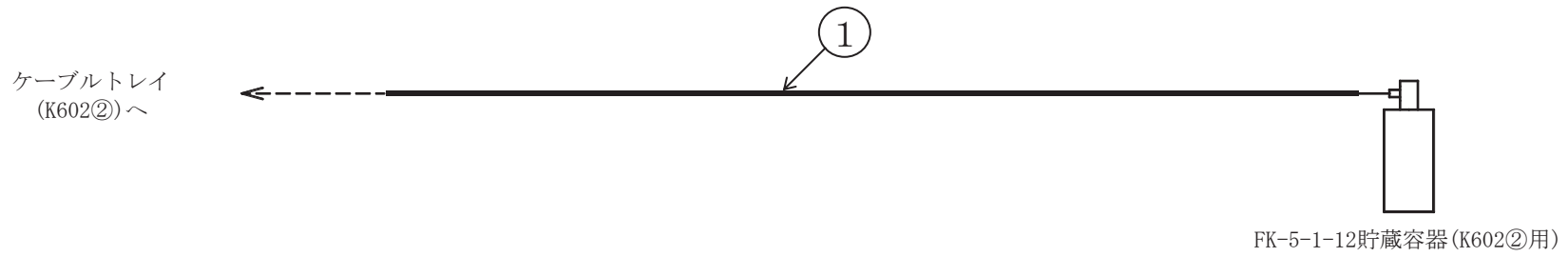
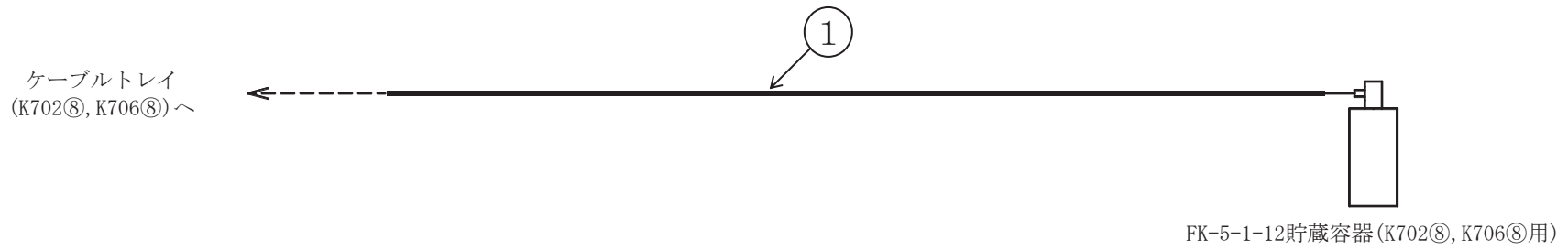


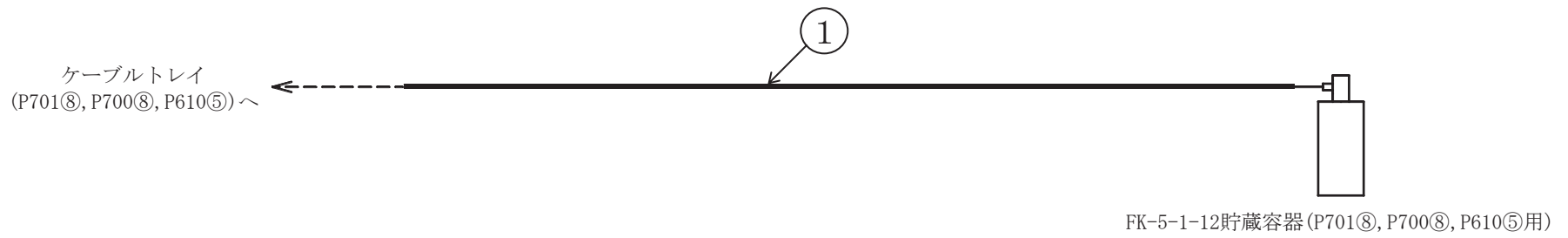




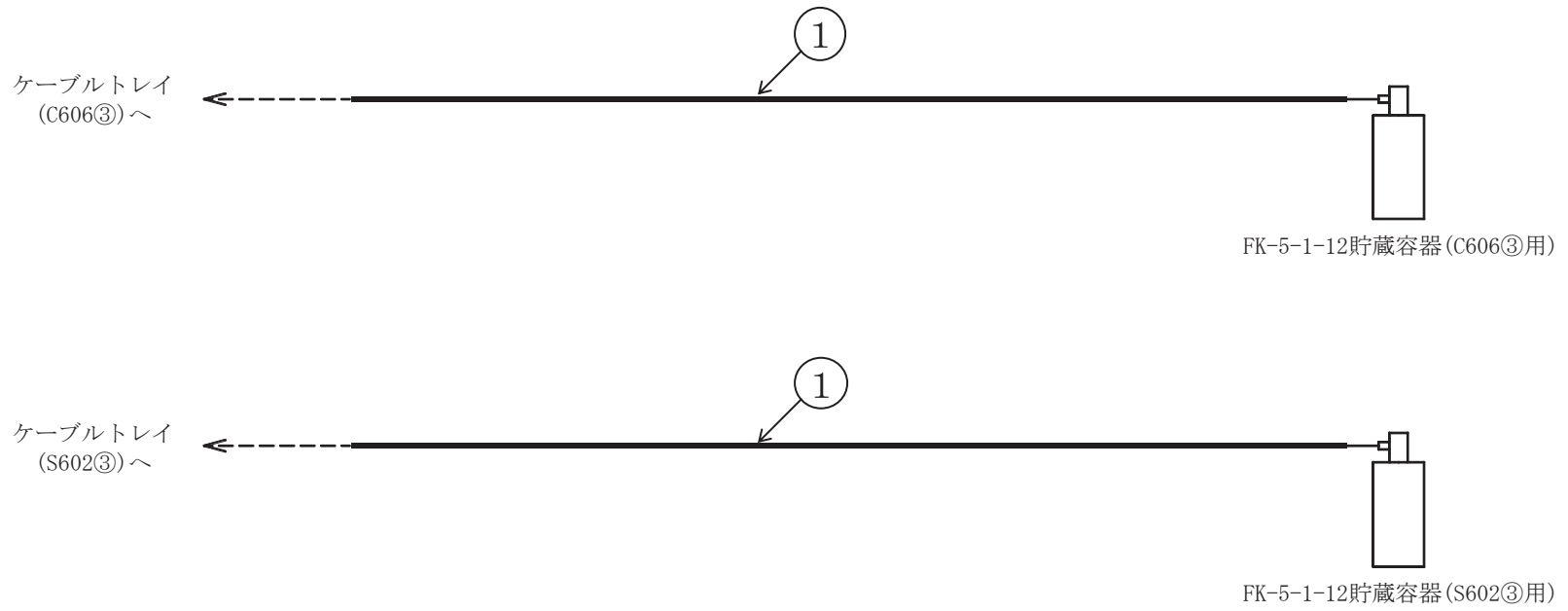


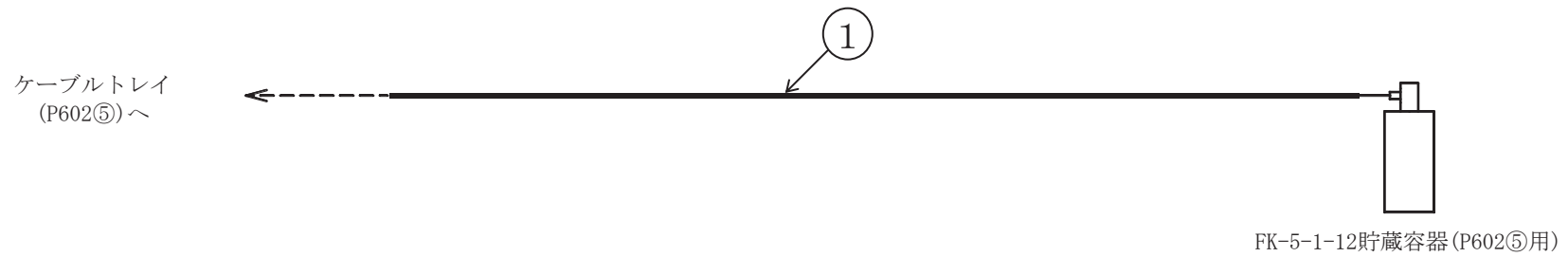
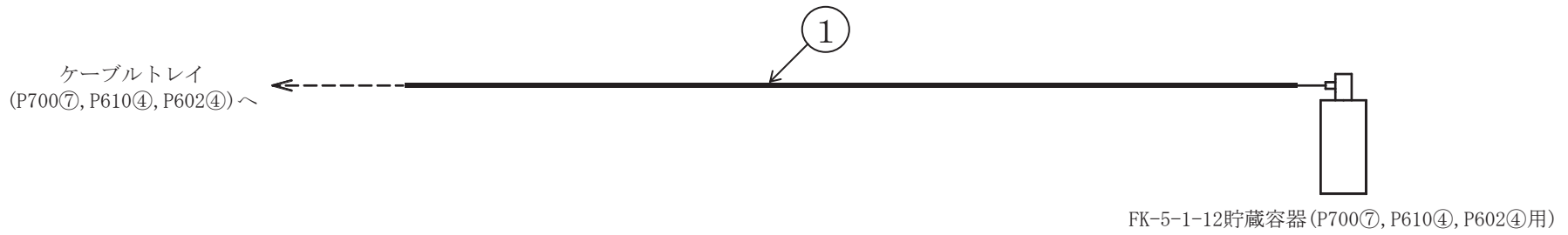
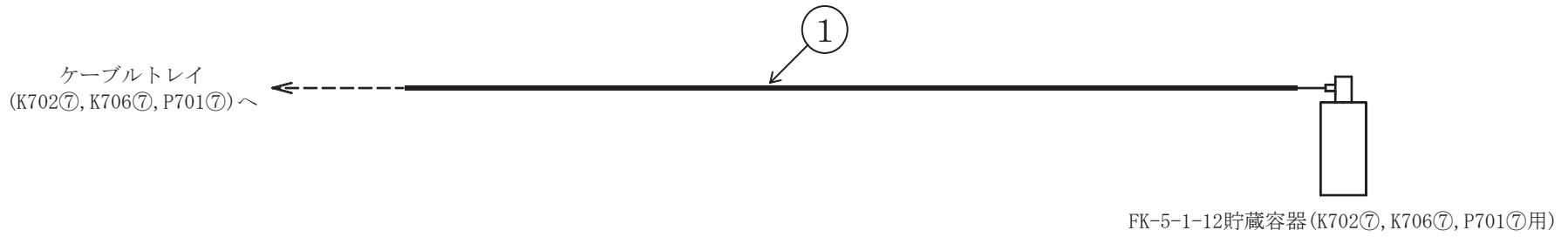
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 48)

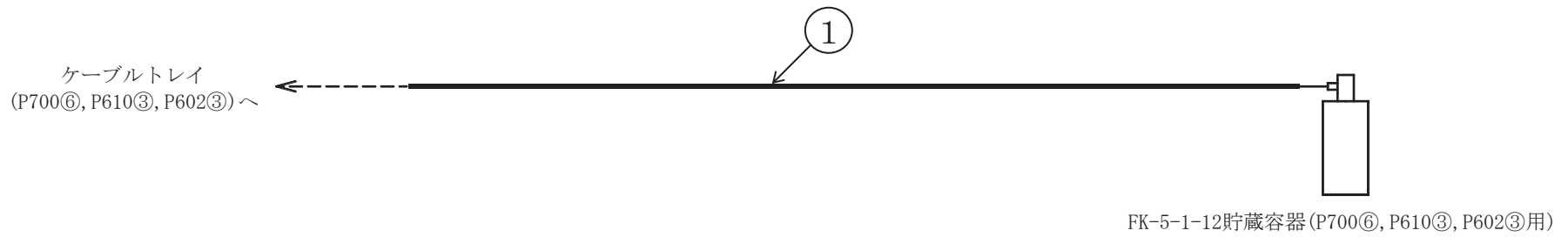
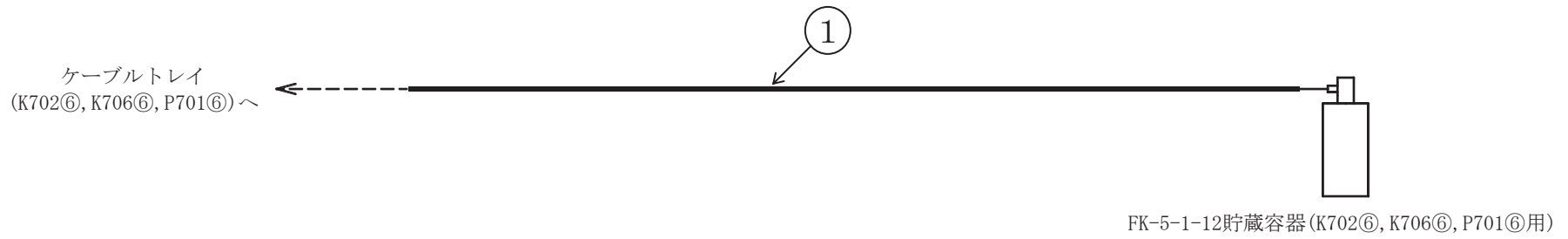




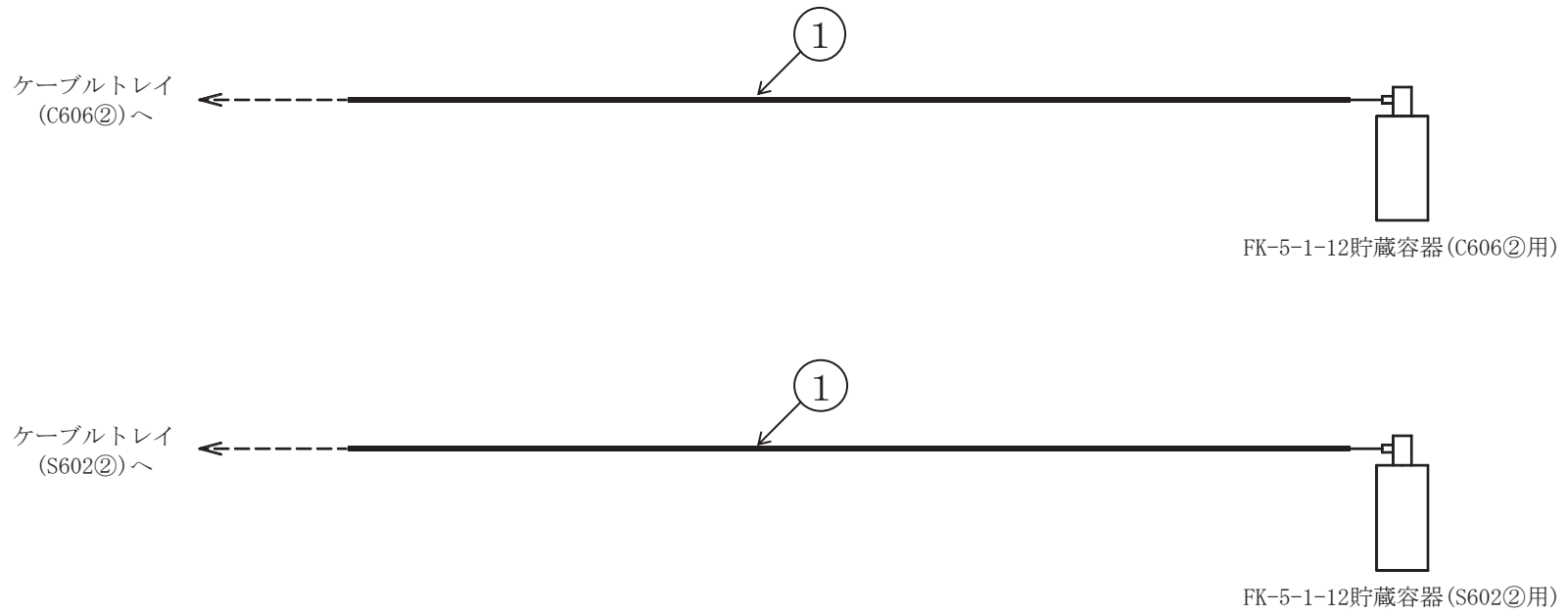
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 50)

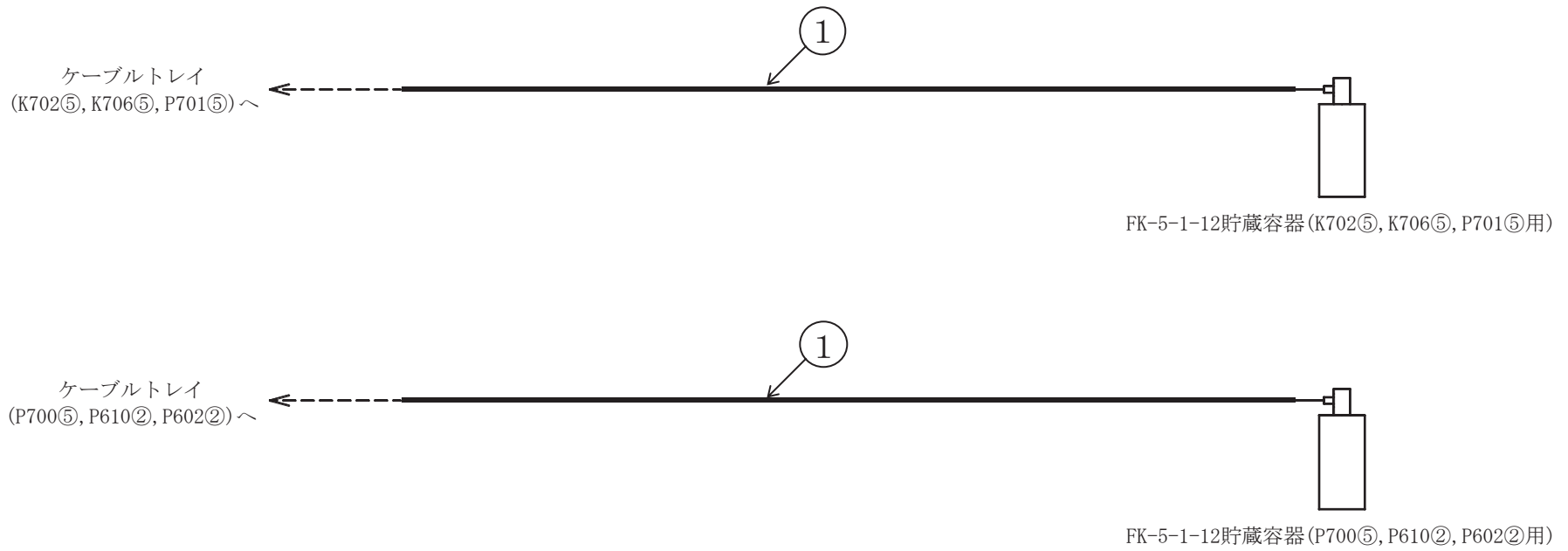




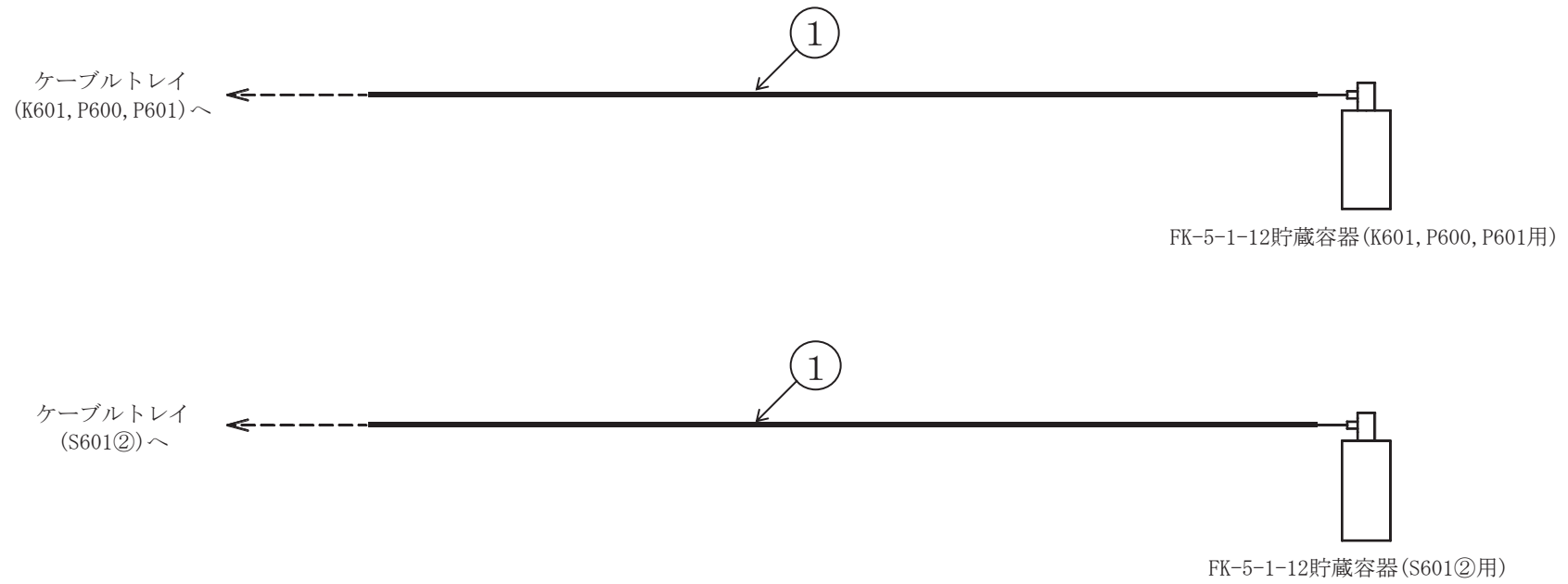


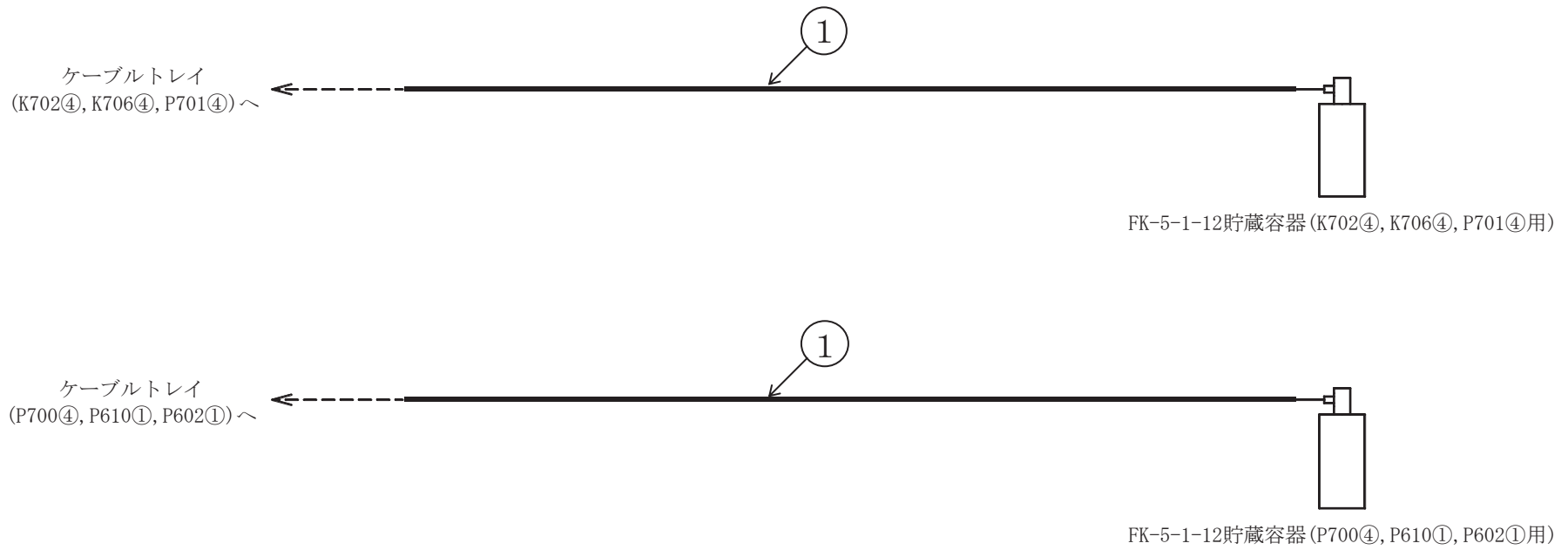
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 53)



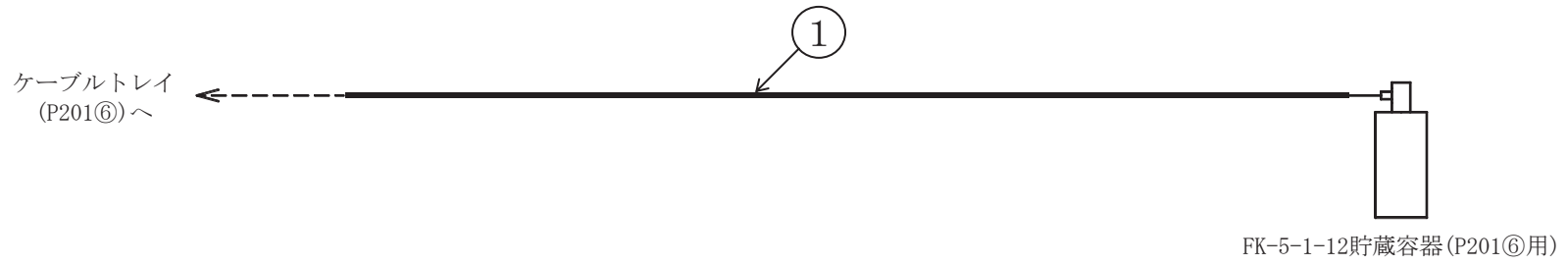




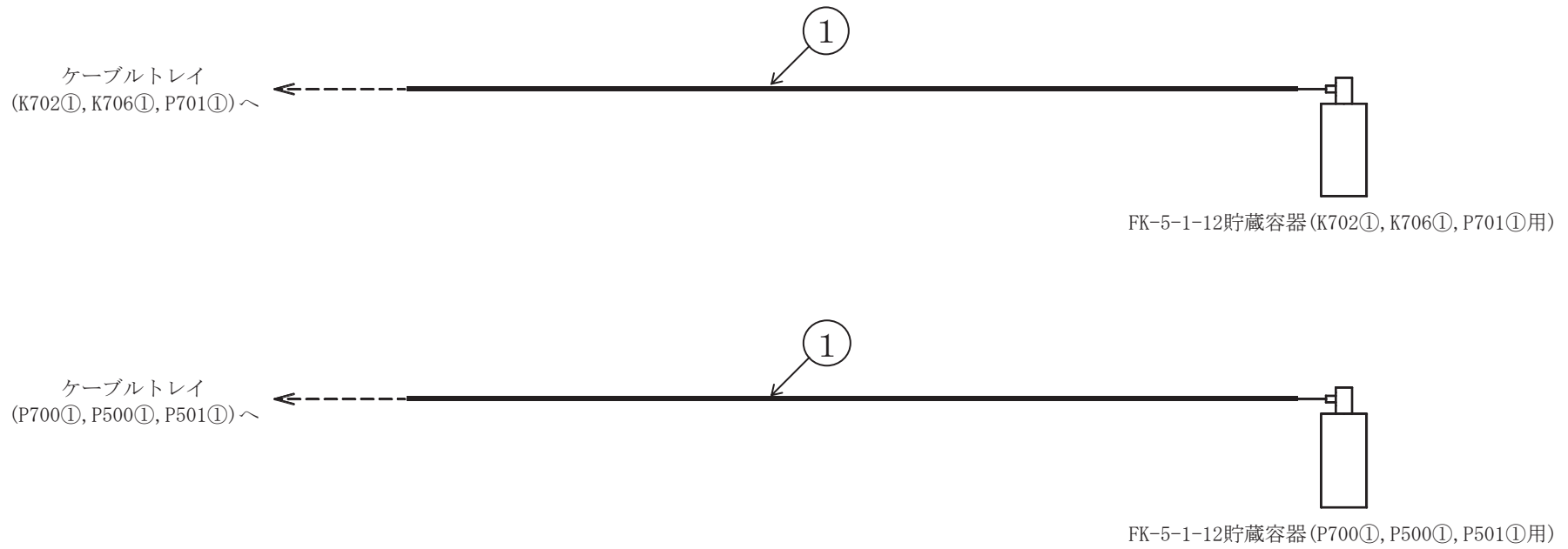


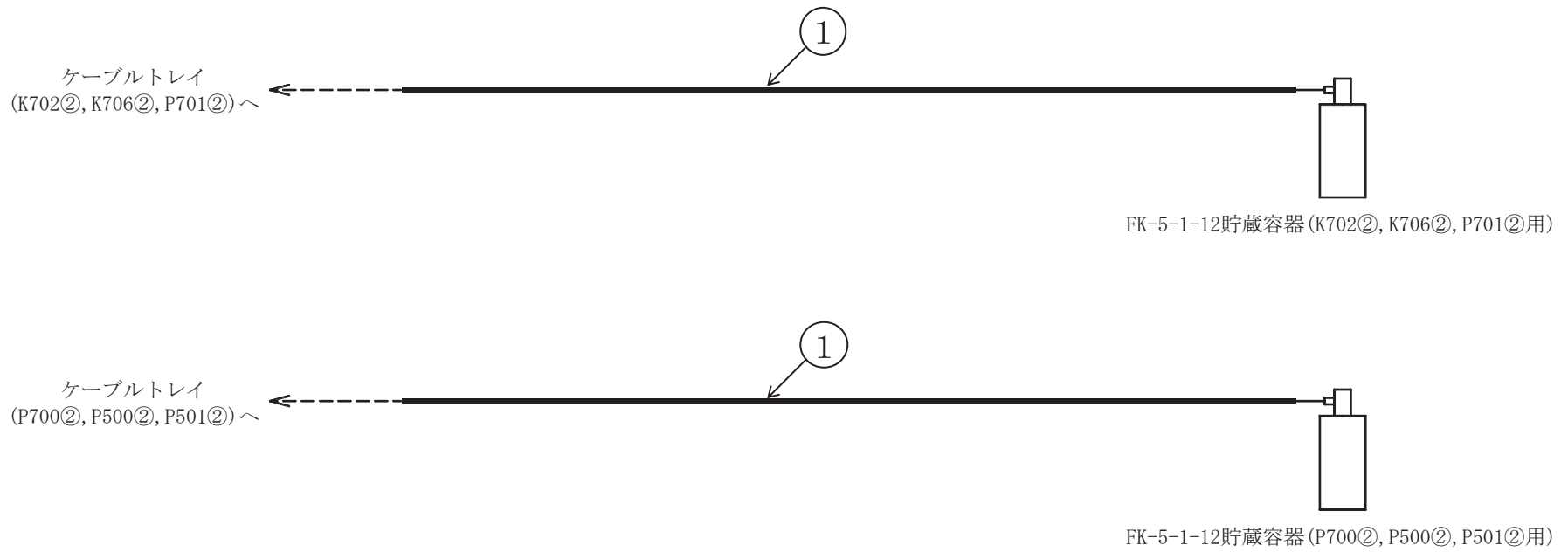


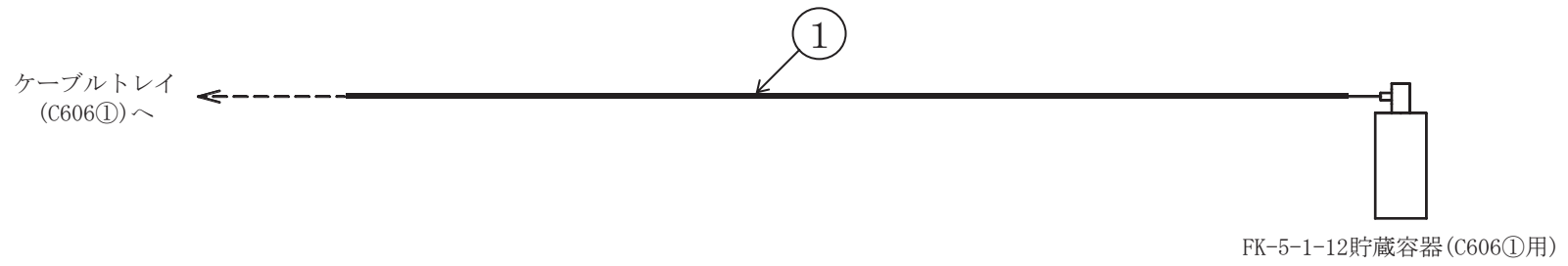
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 57)



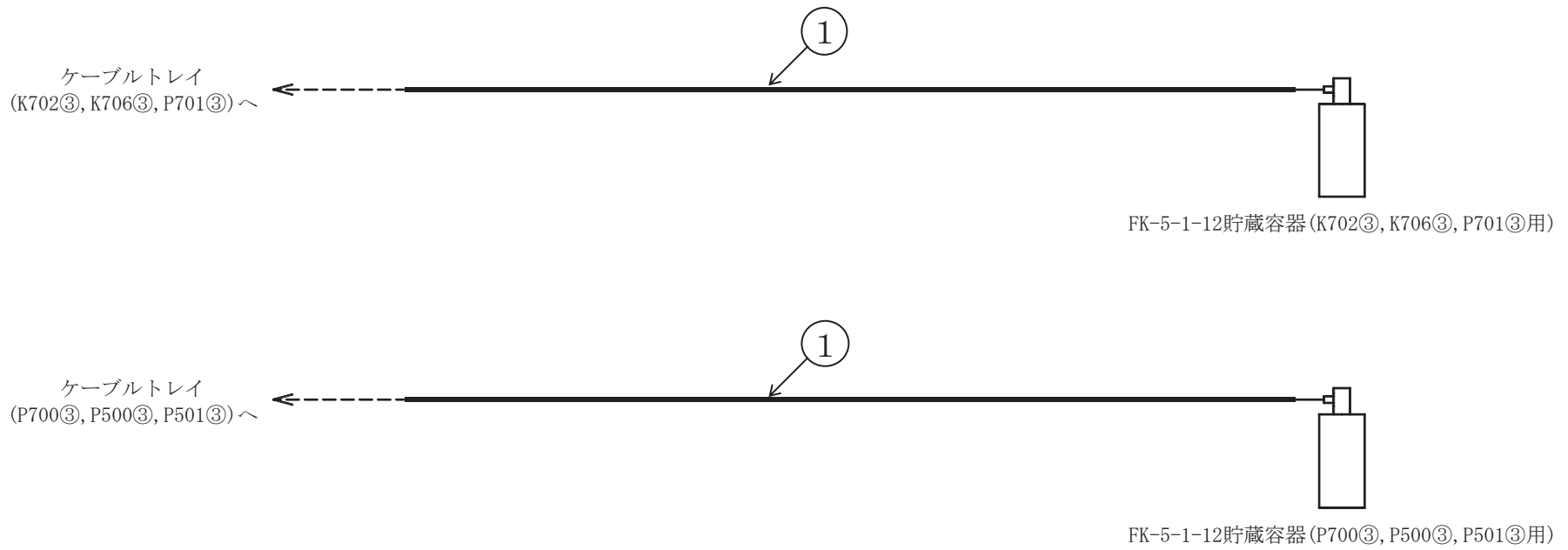
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 58)

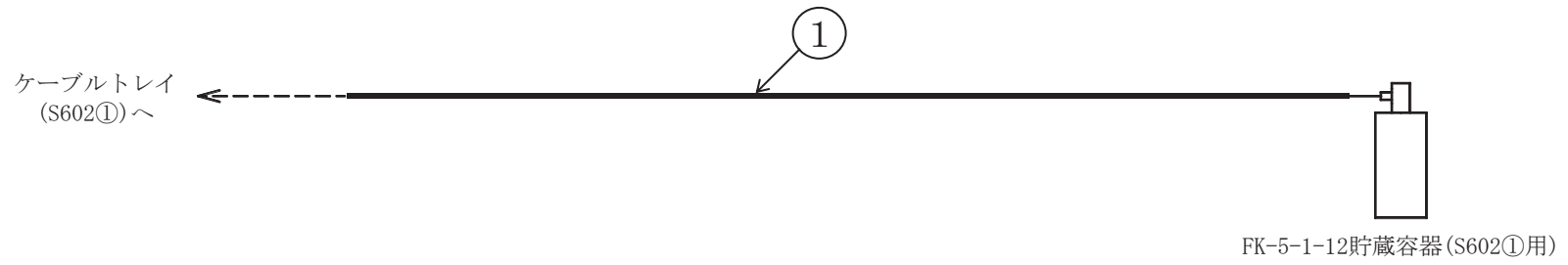






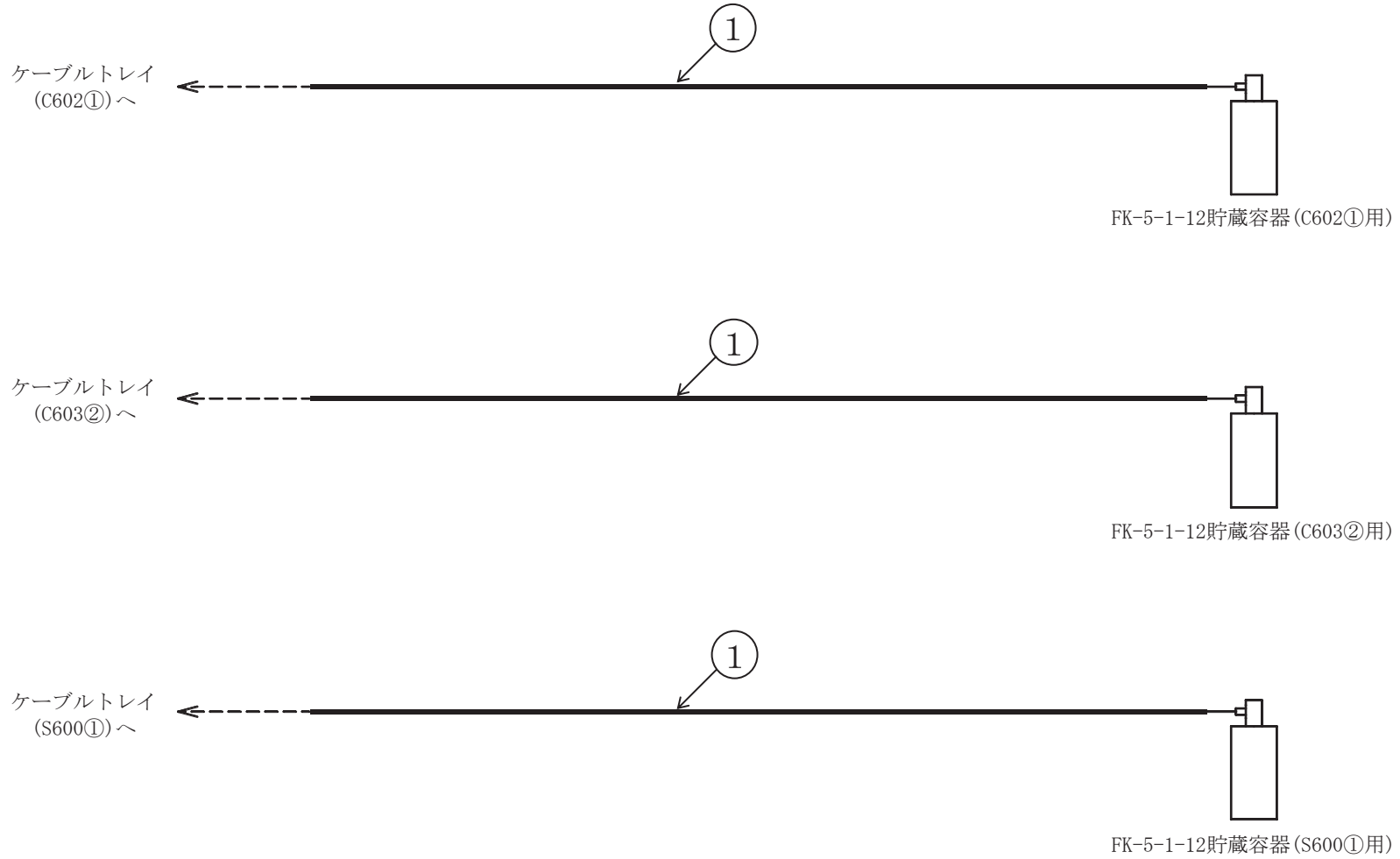
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 61)

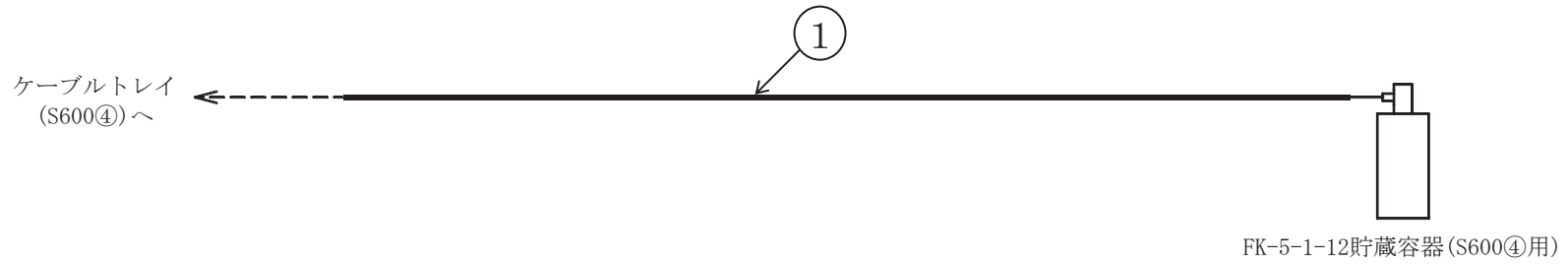
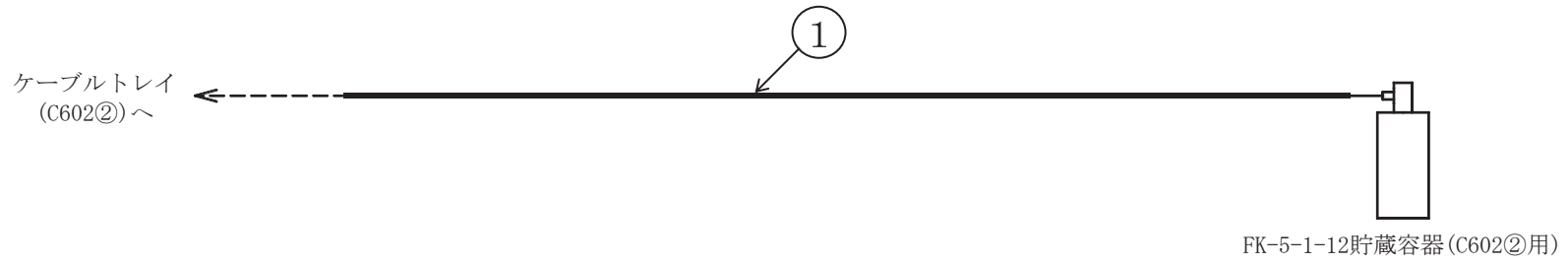
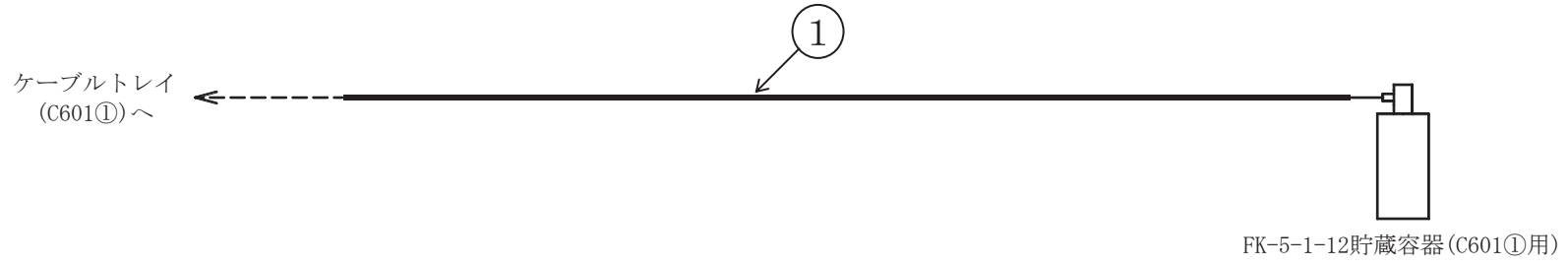




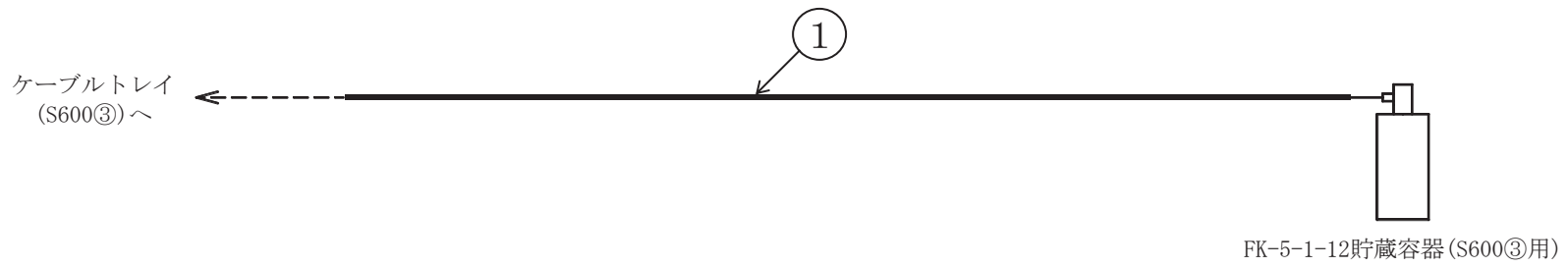
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 63)

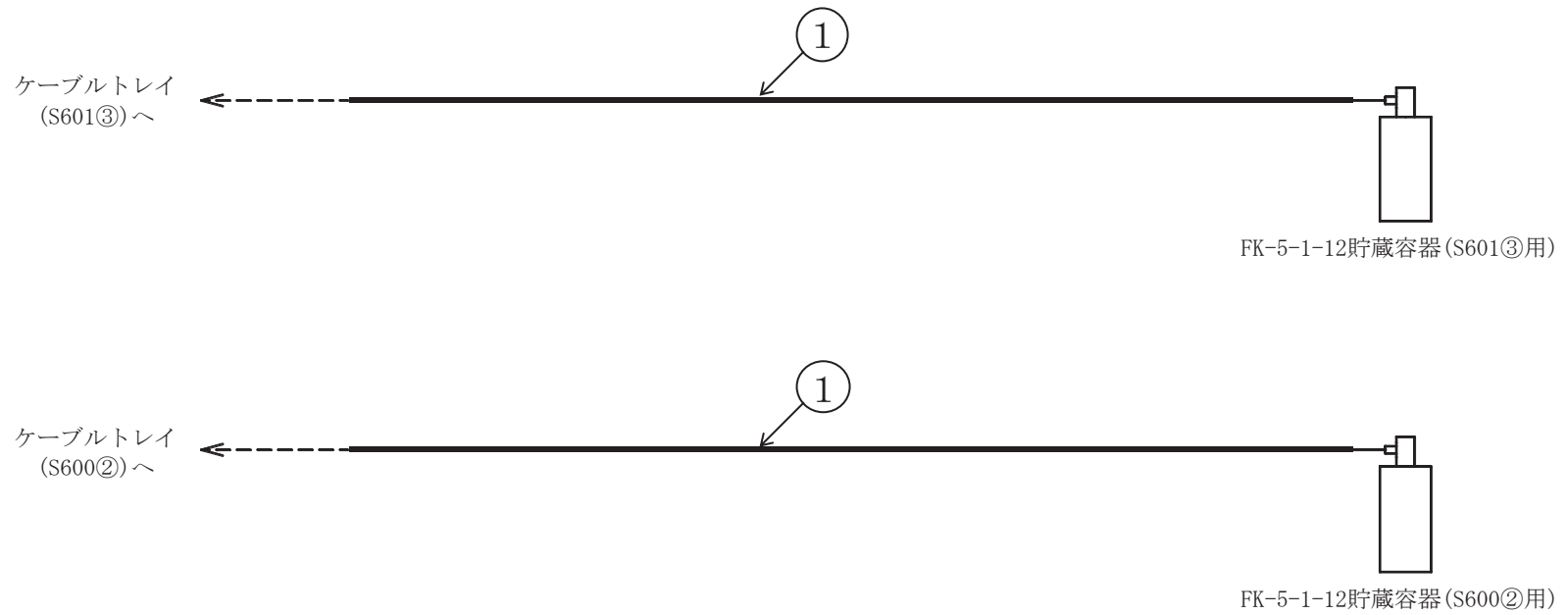


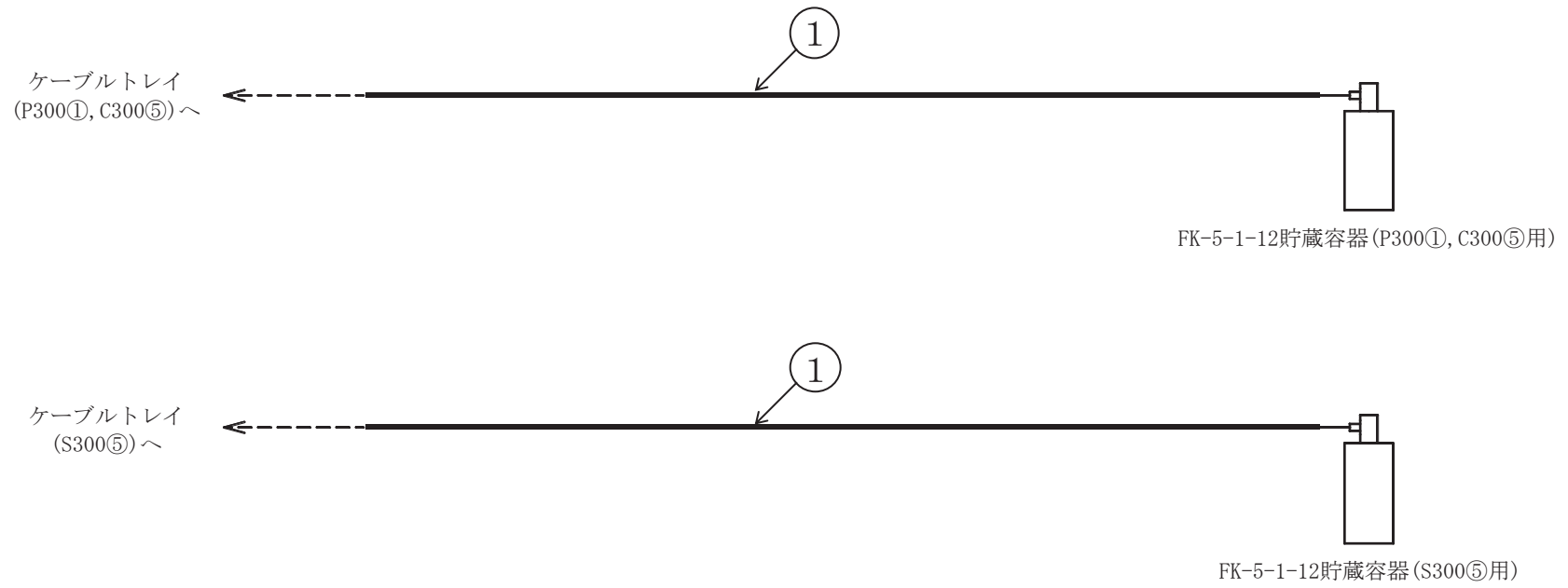


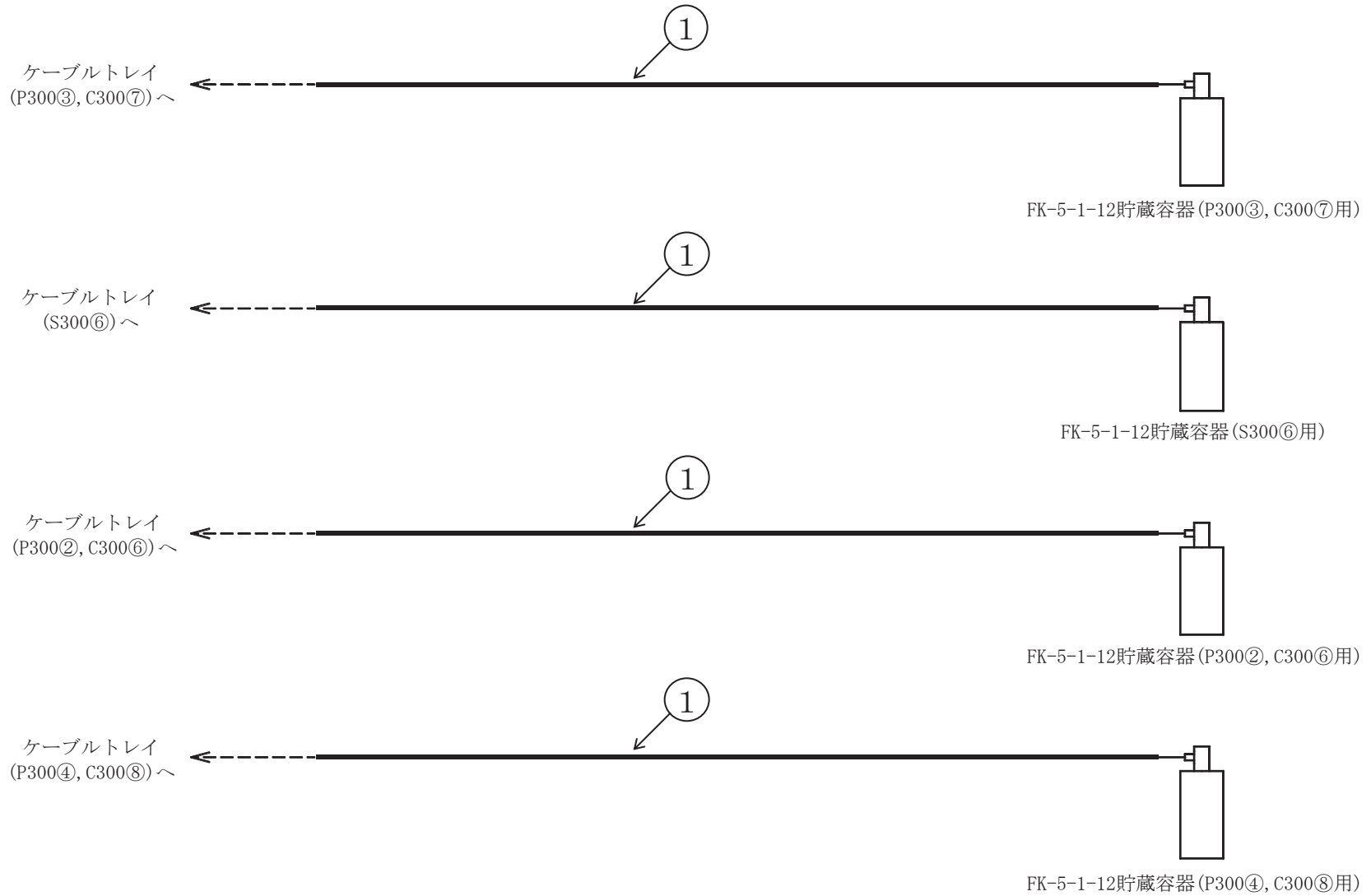


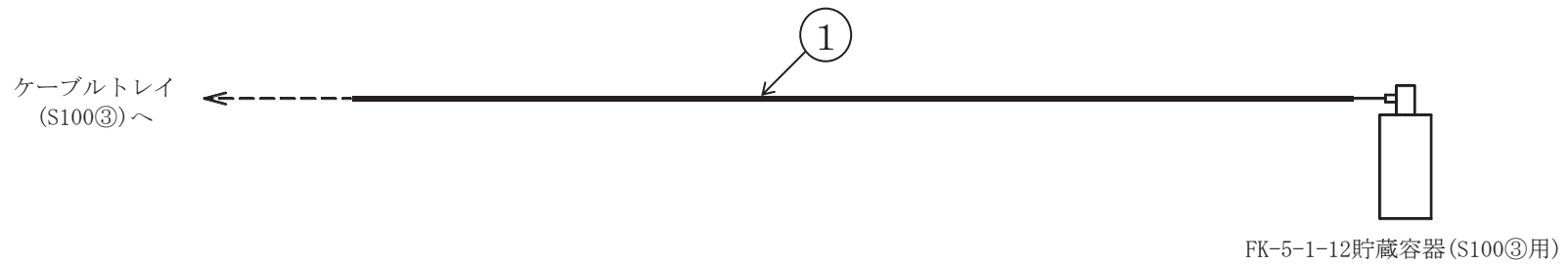
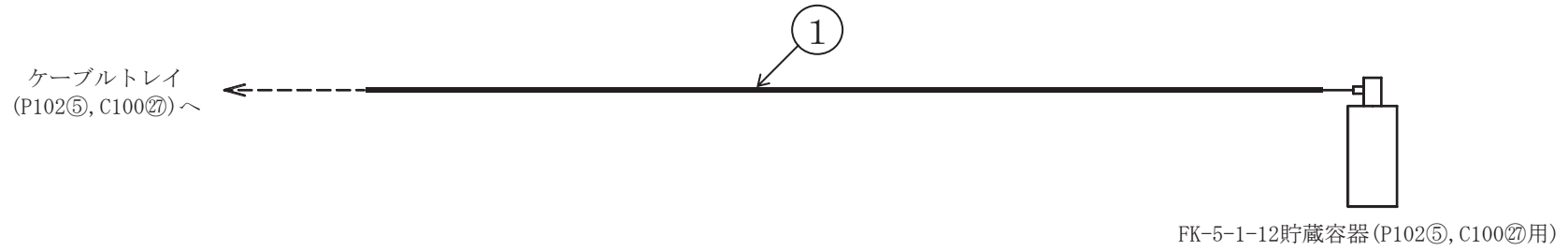
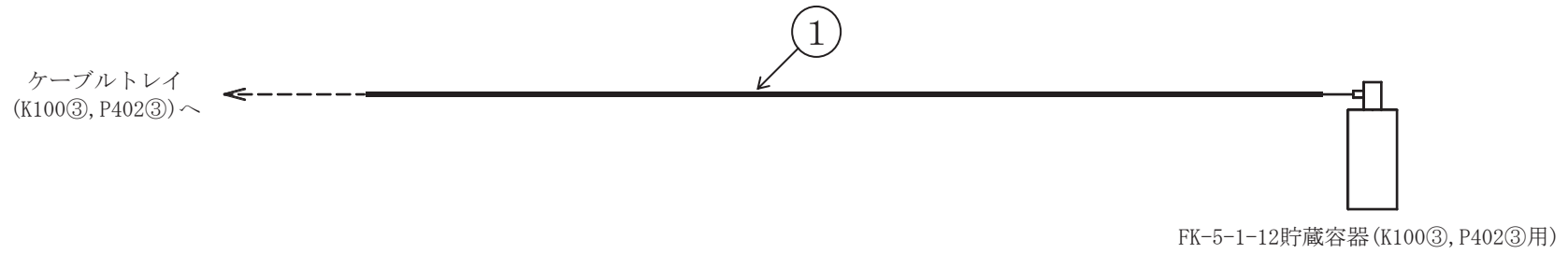
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 65)



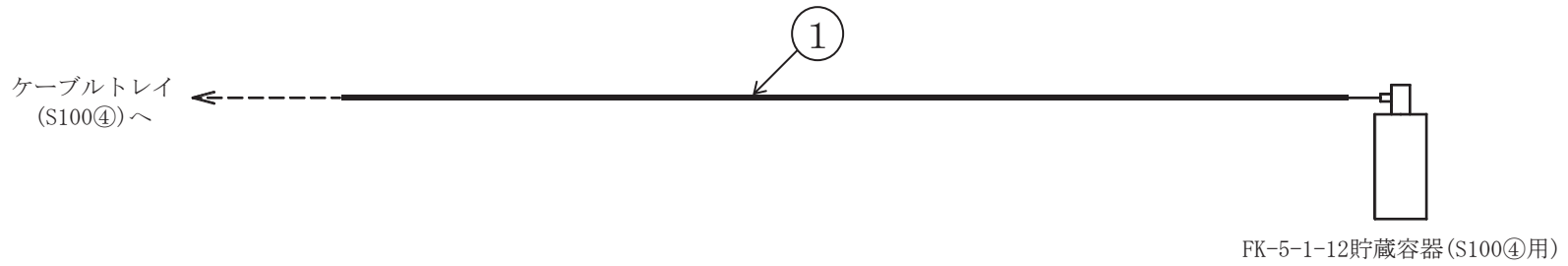
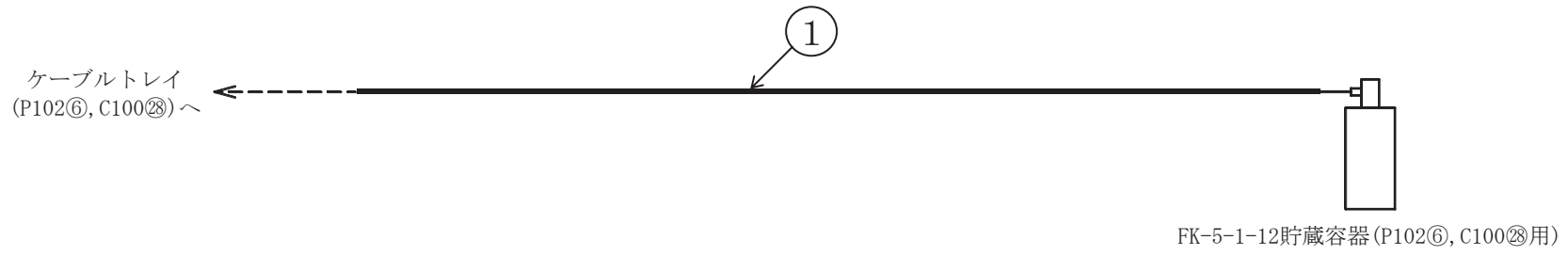
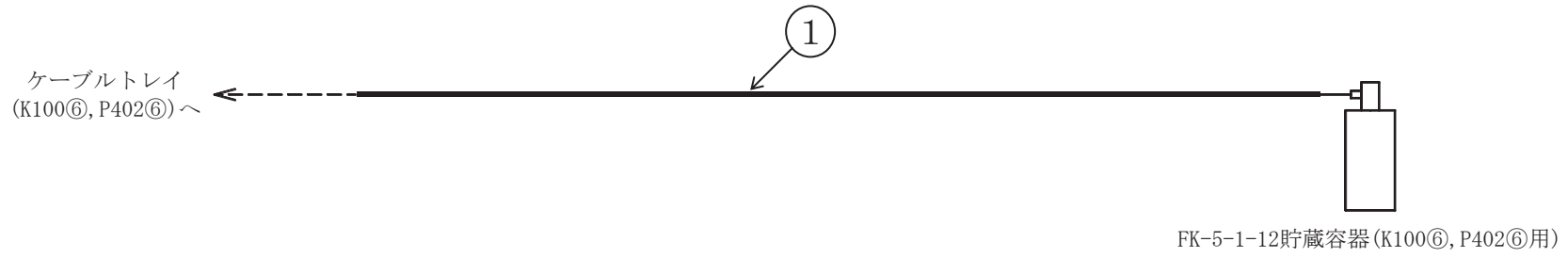




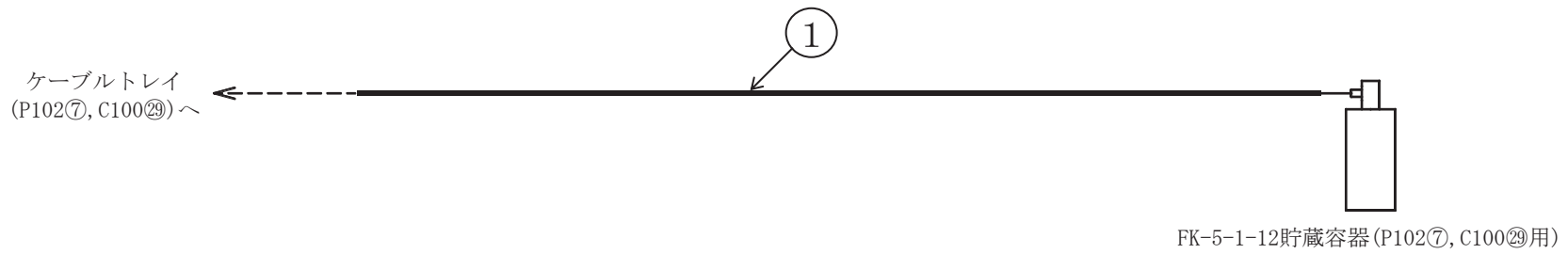
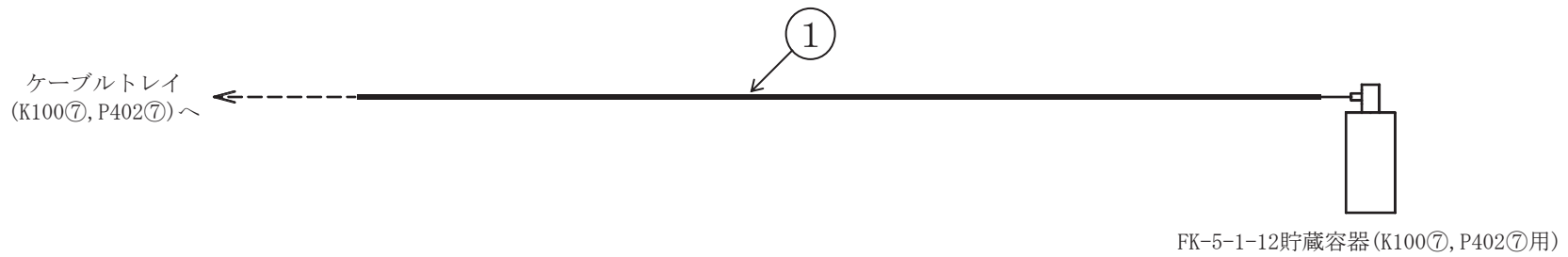




ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 70)

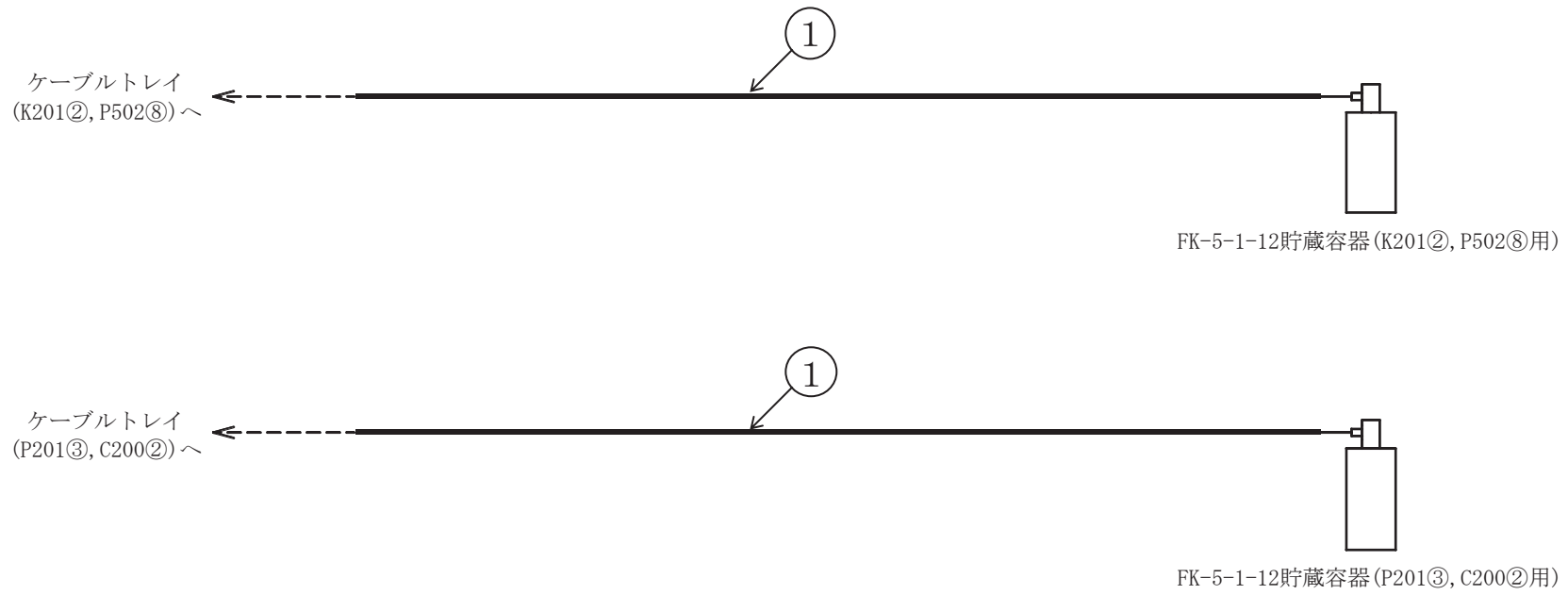




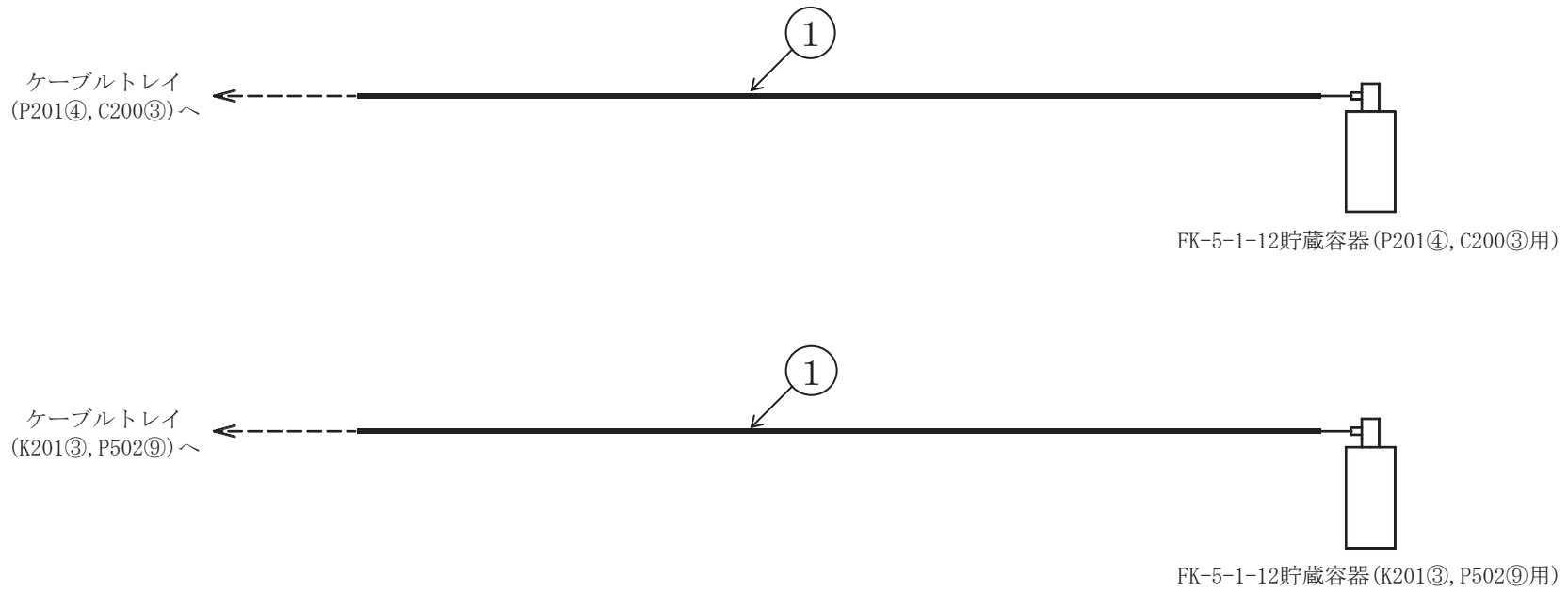


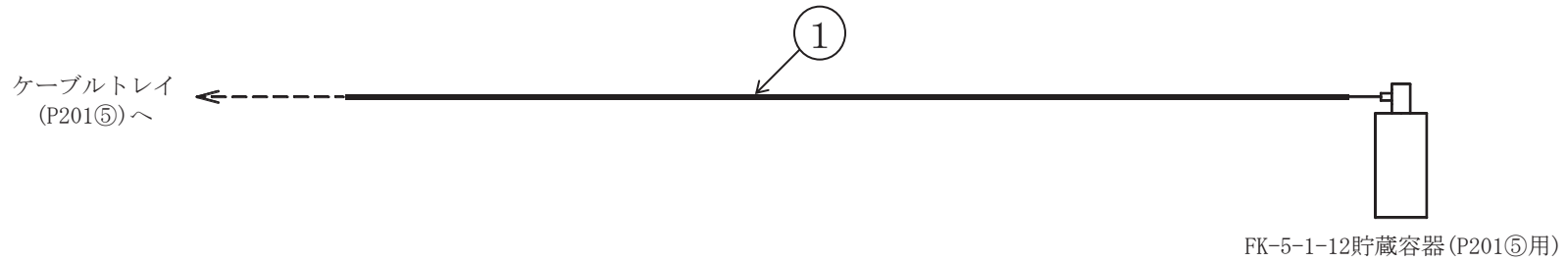
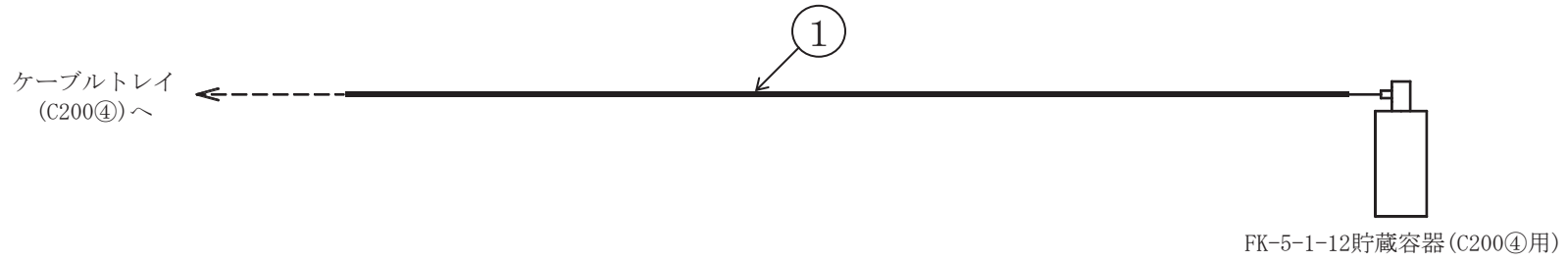
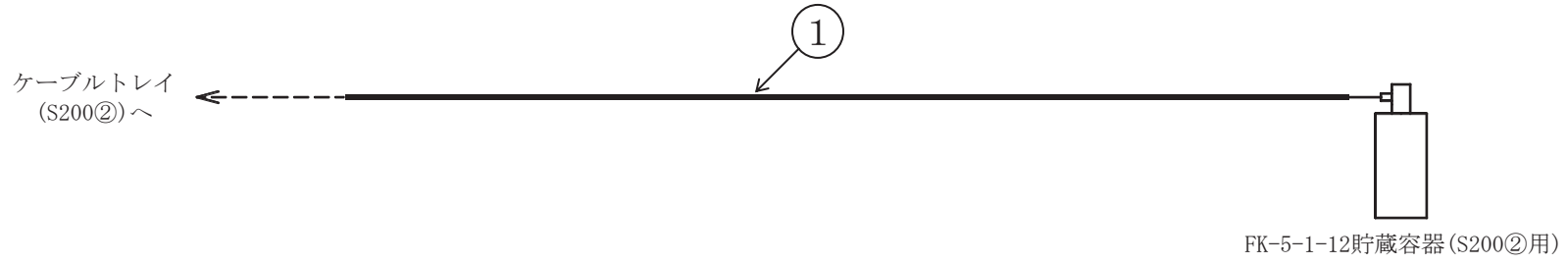
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 72)

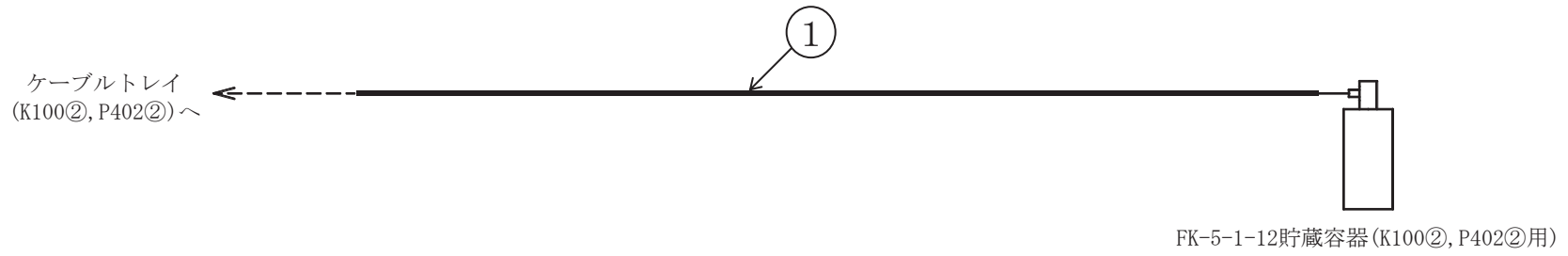
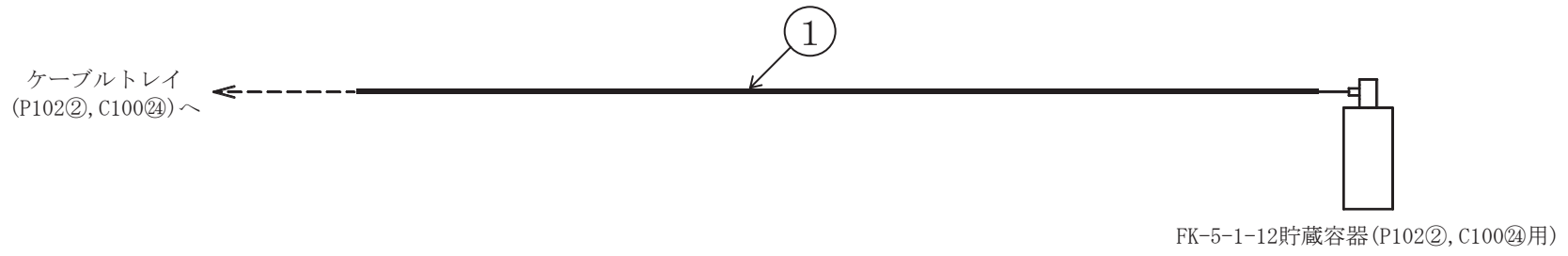
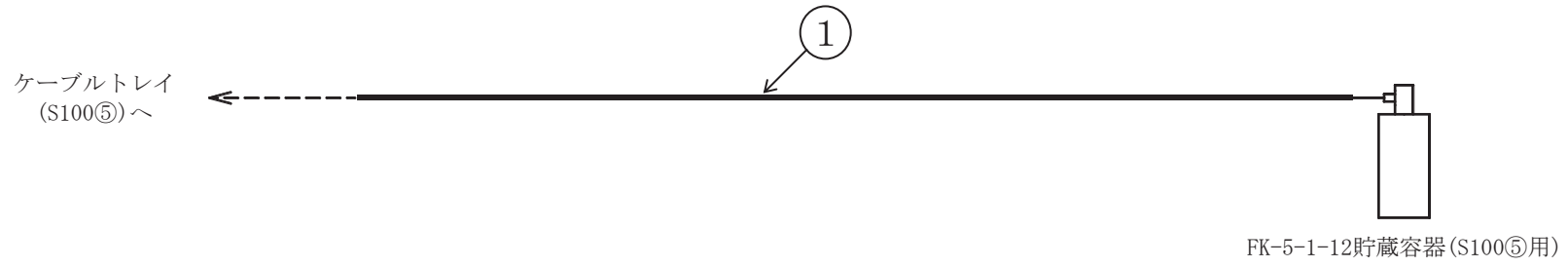
150

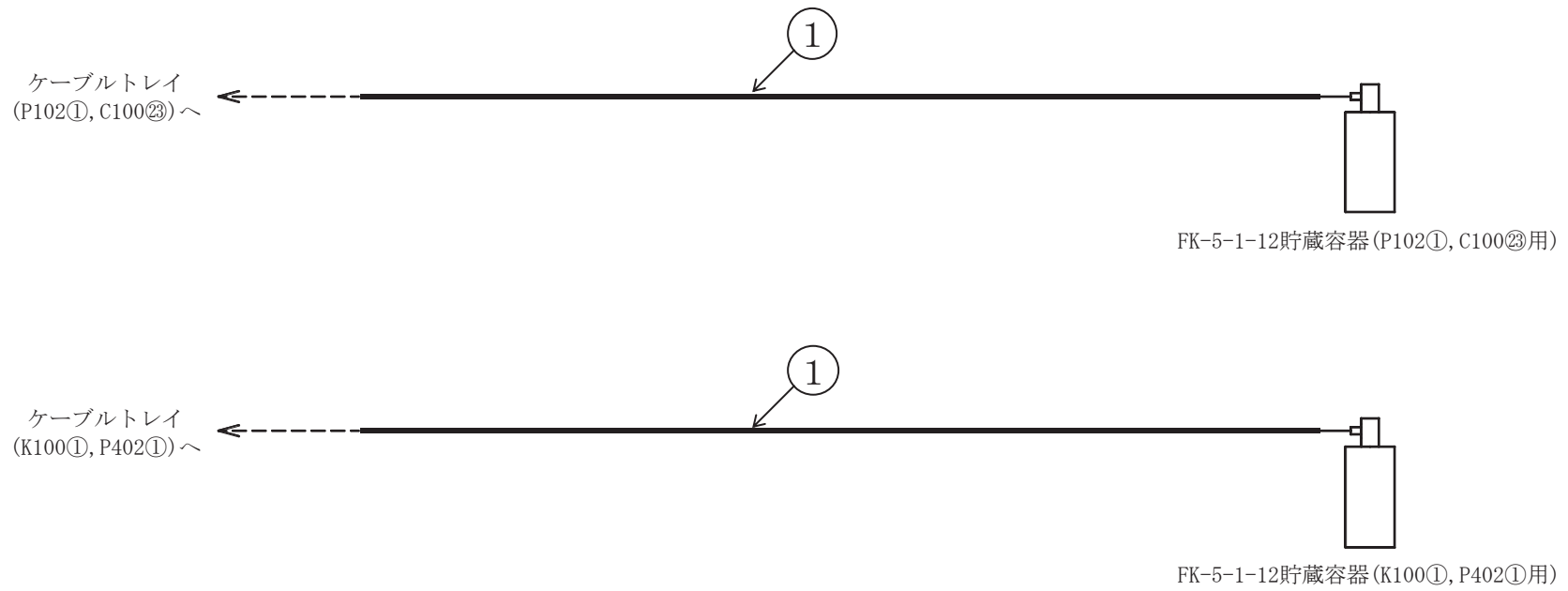


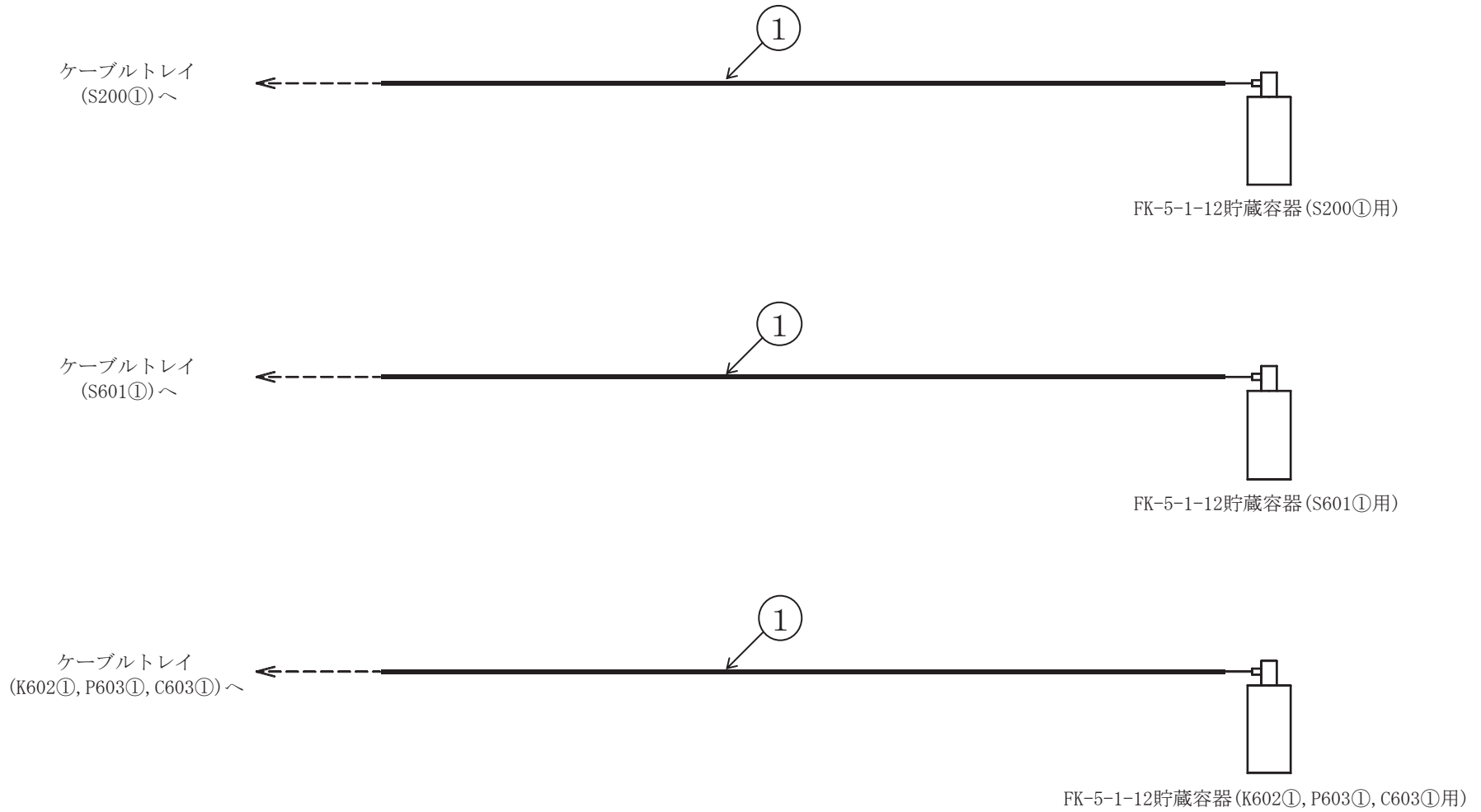
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 73)



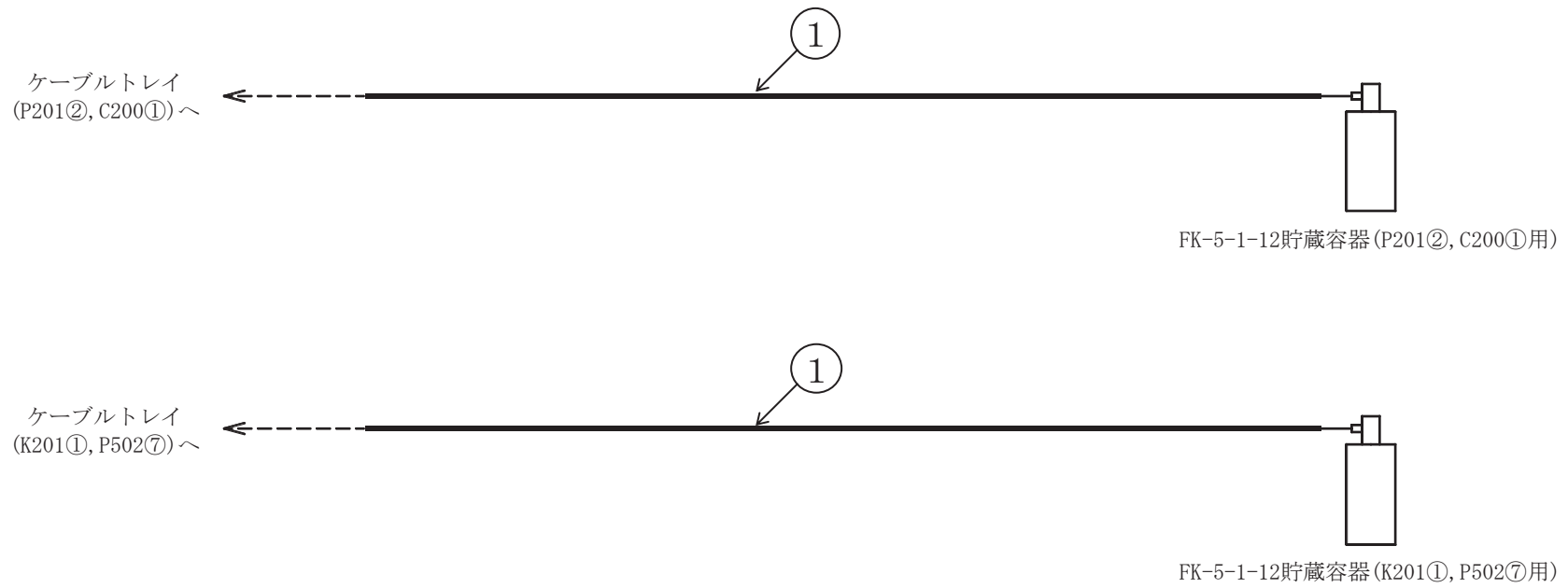




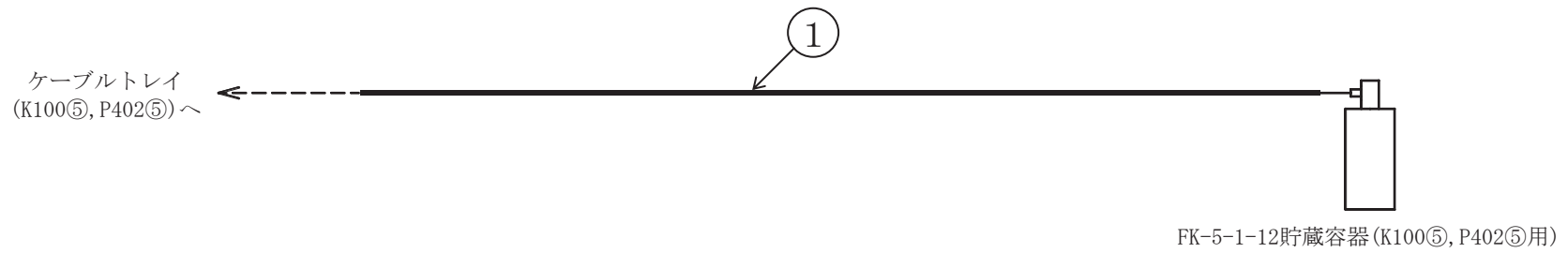
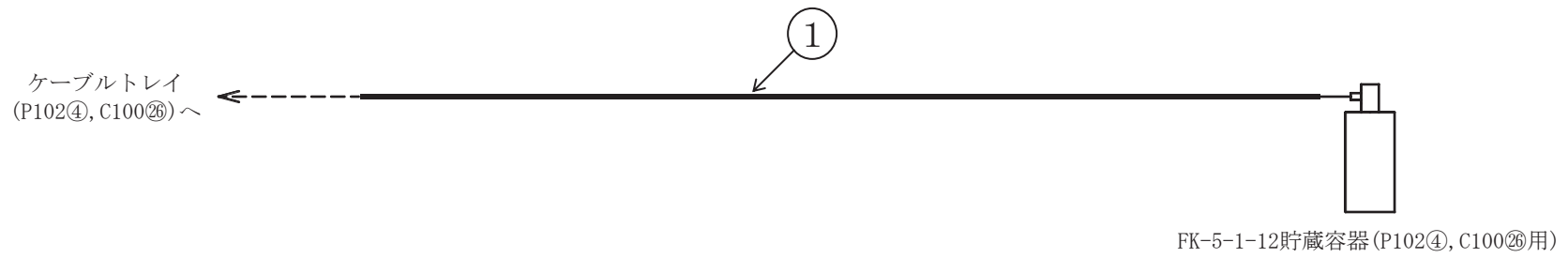


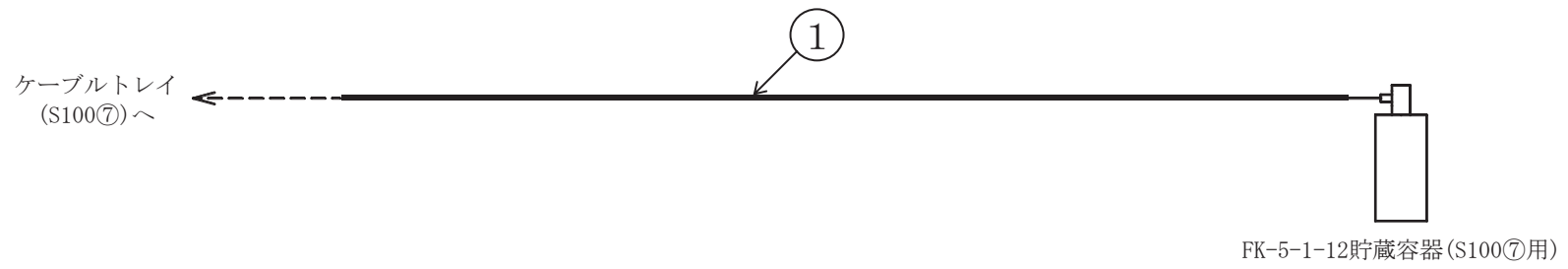


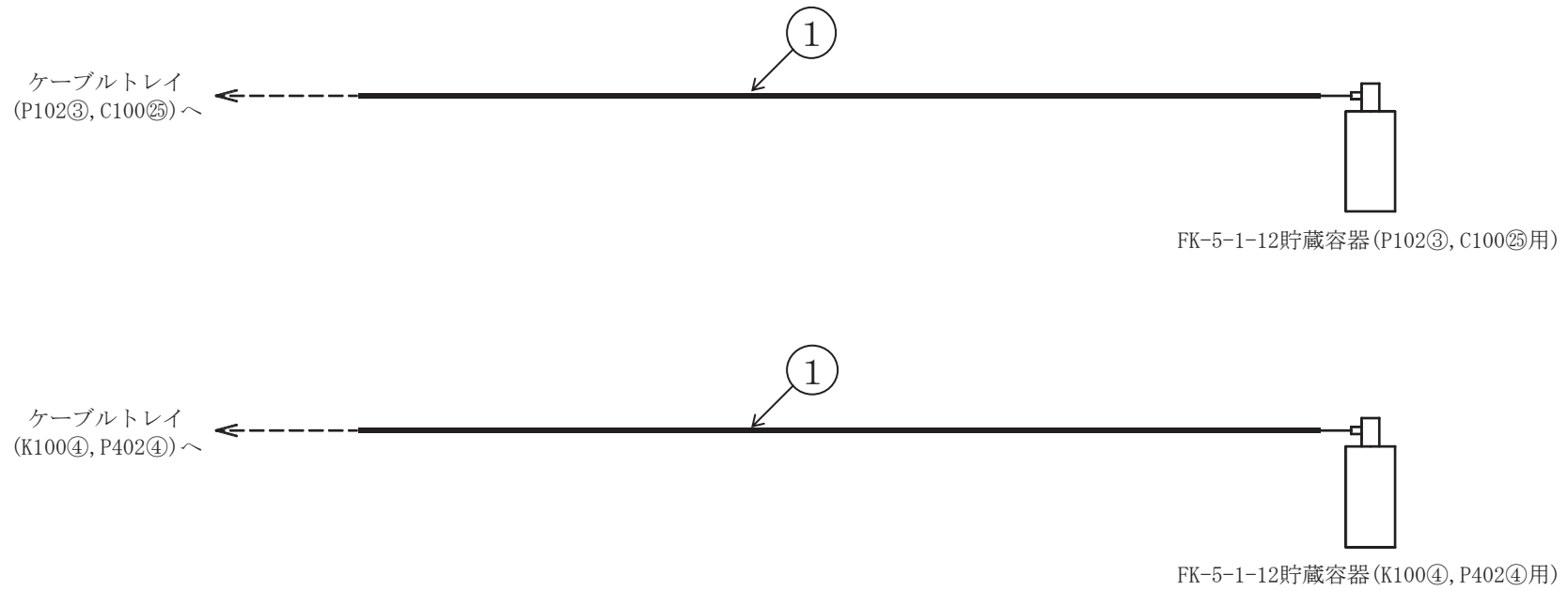
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 78)

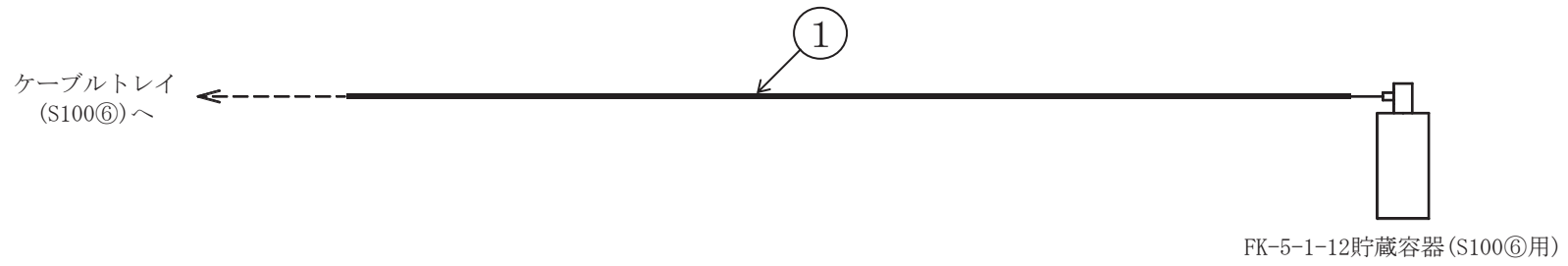


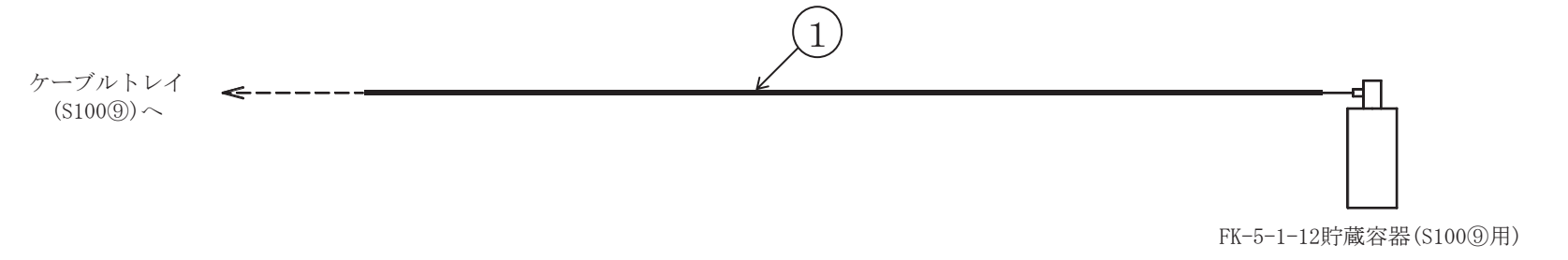
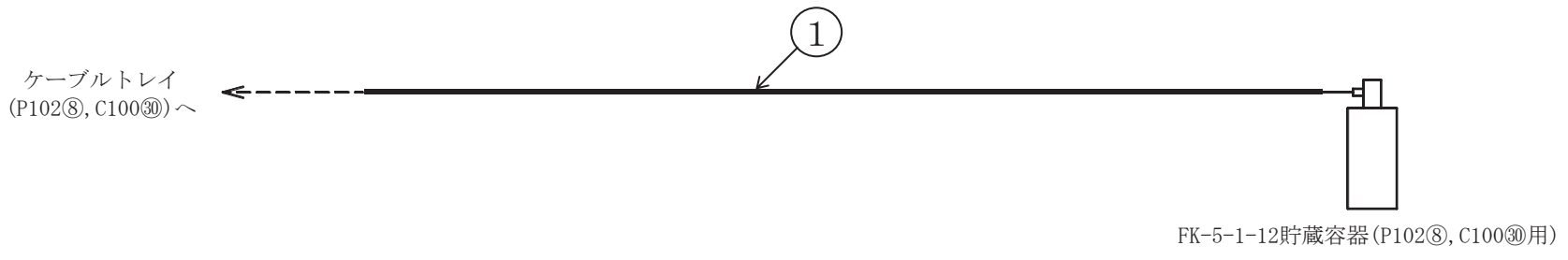
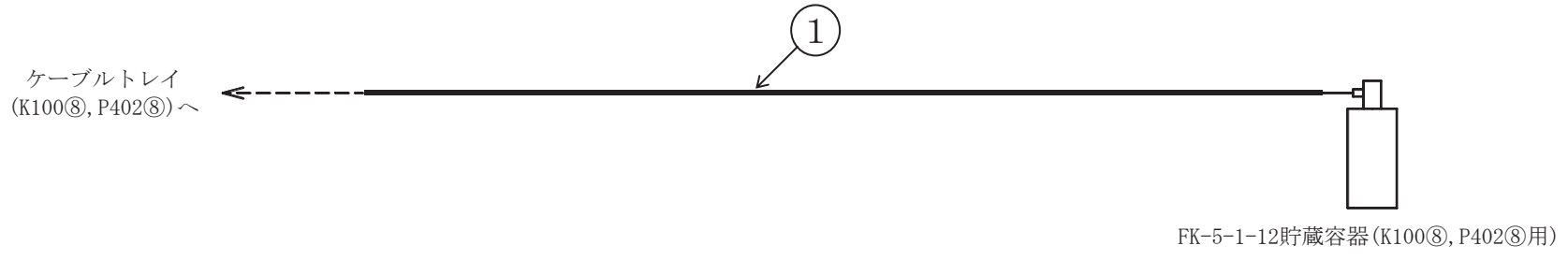


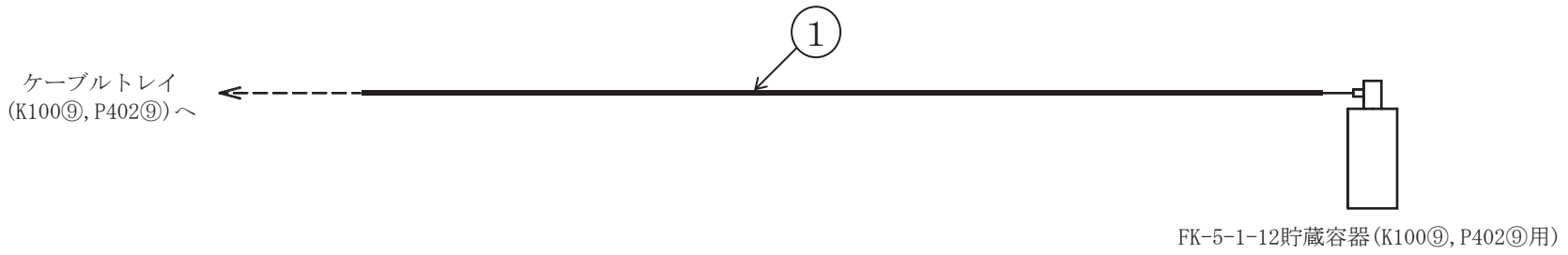
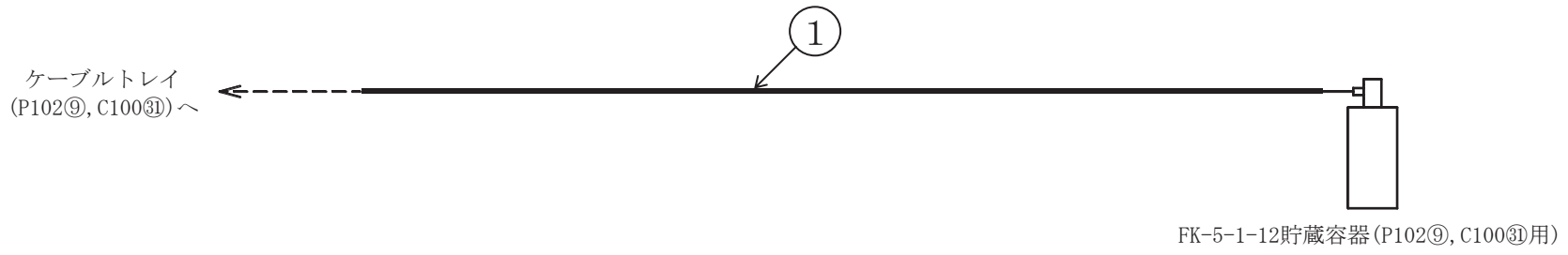
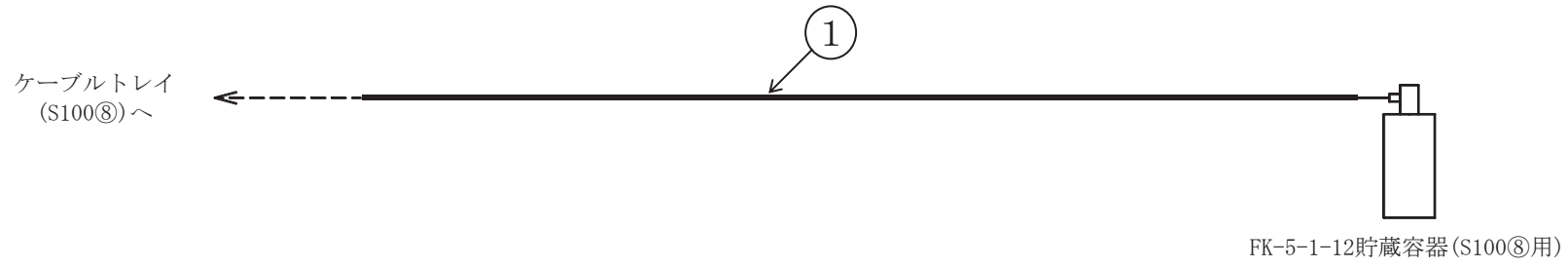


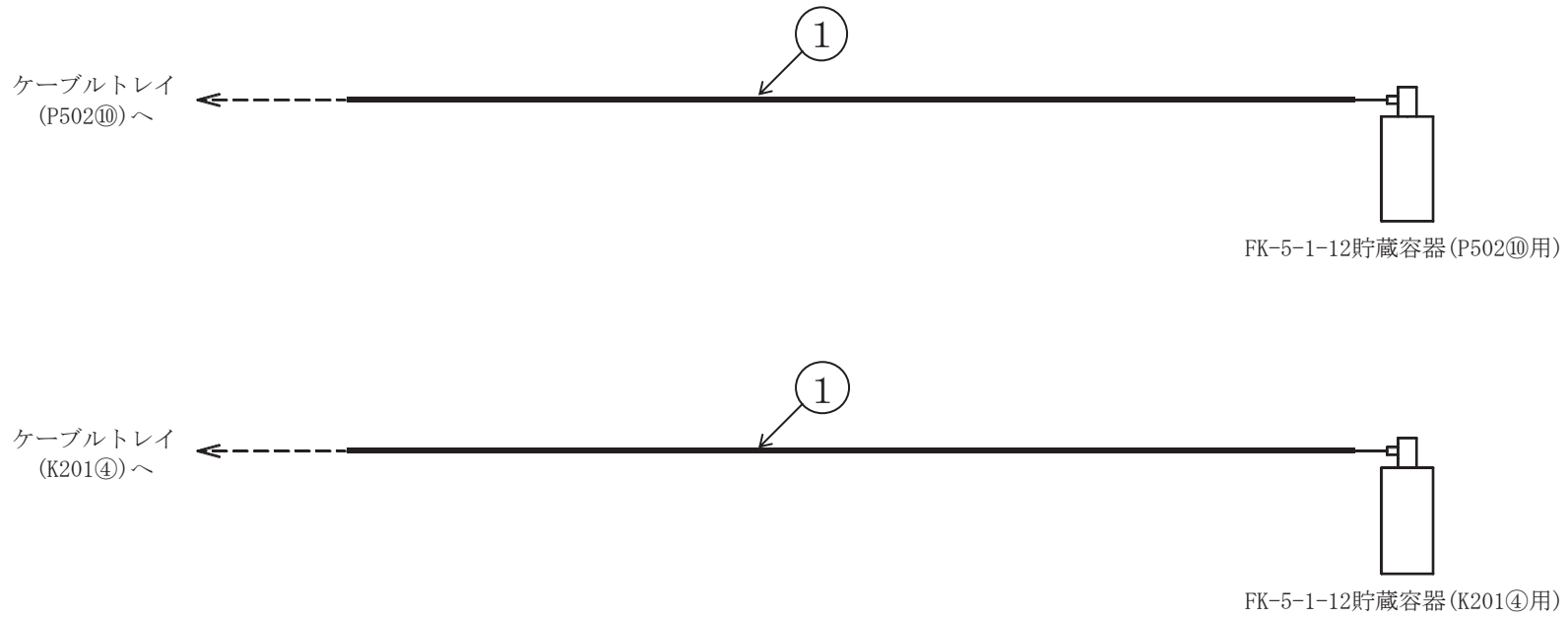


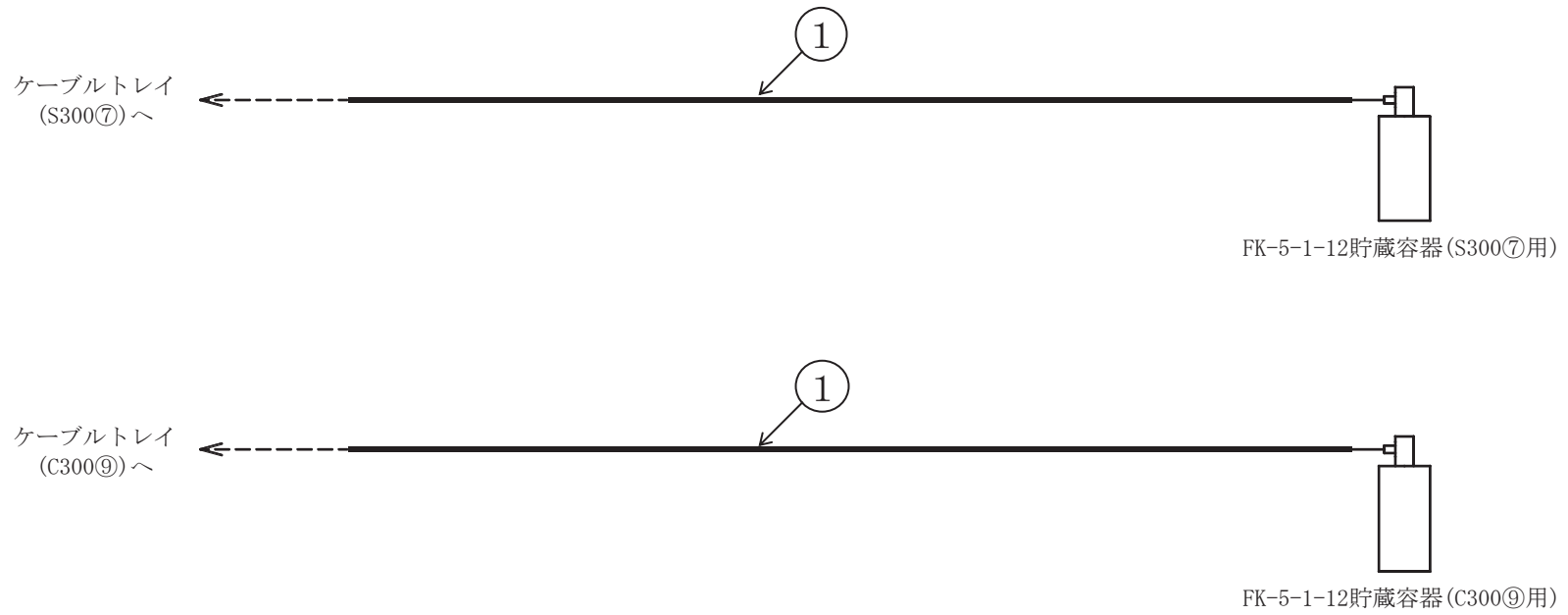




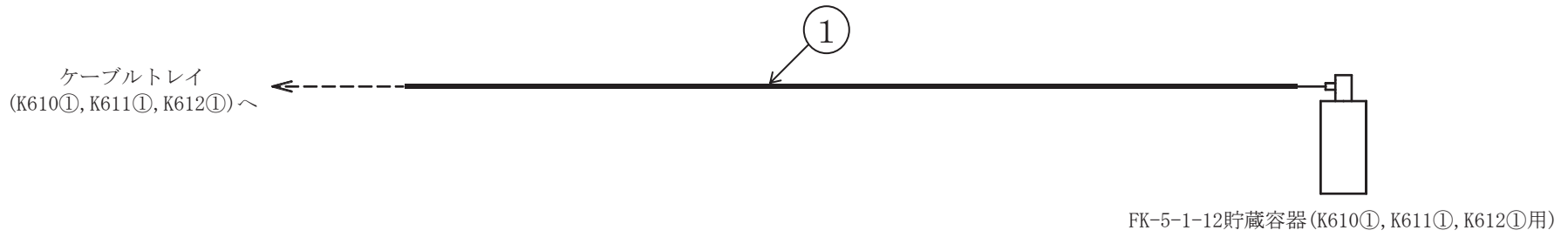
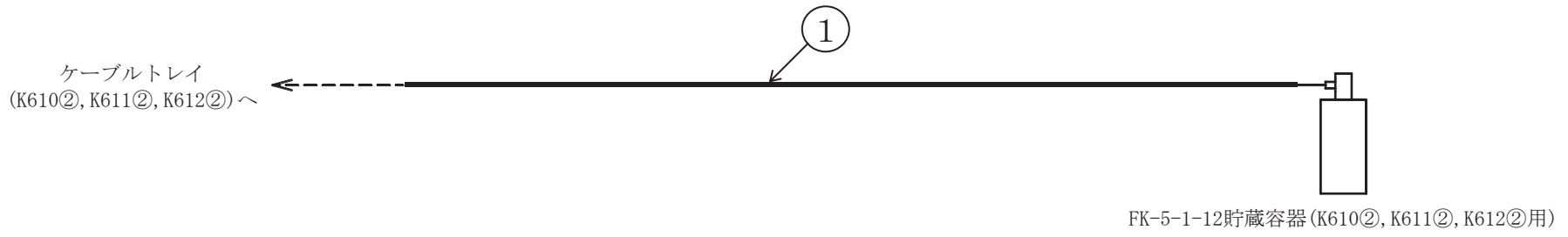
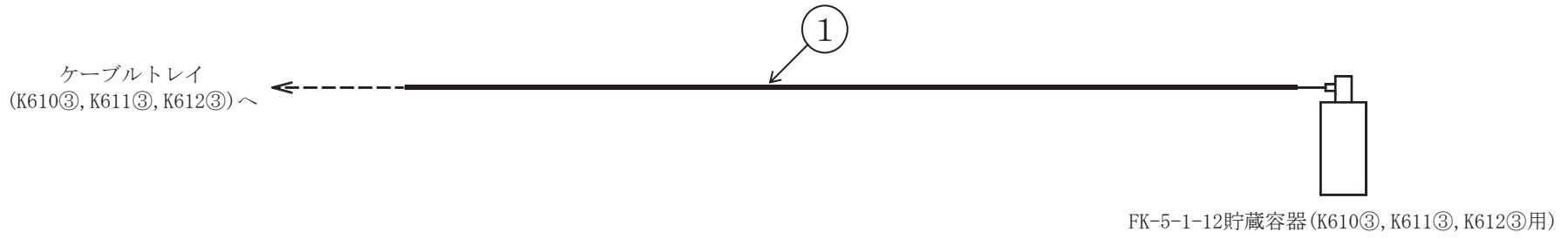


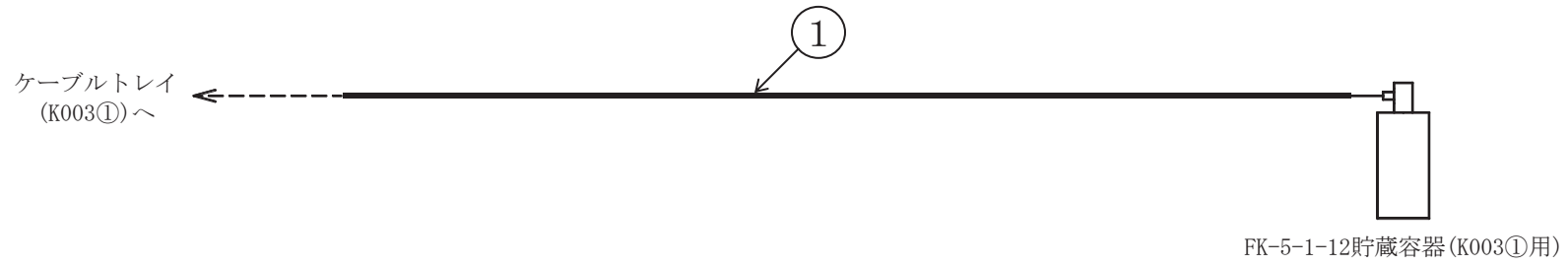




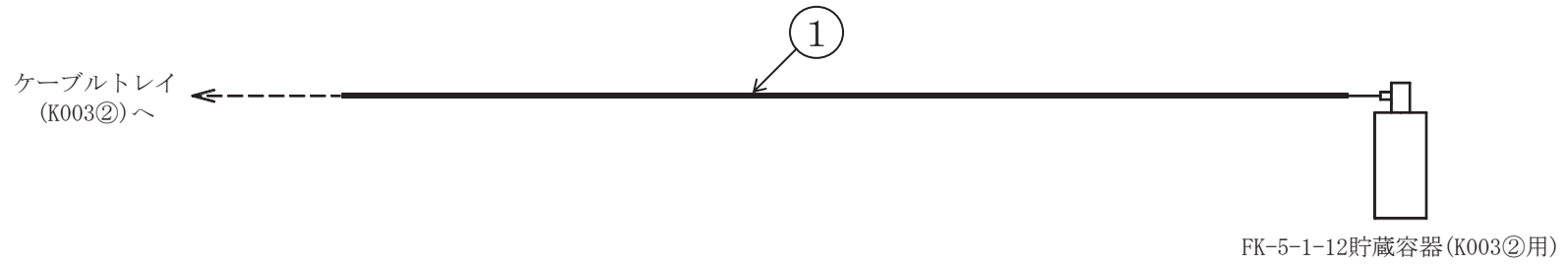


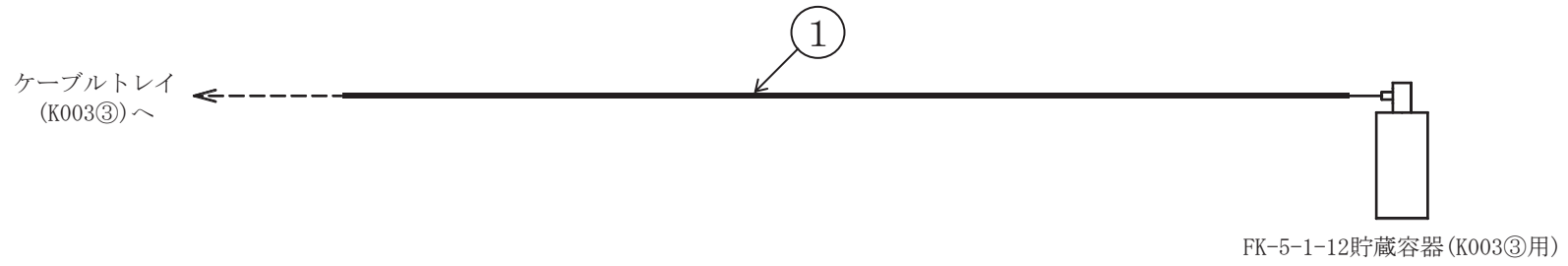




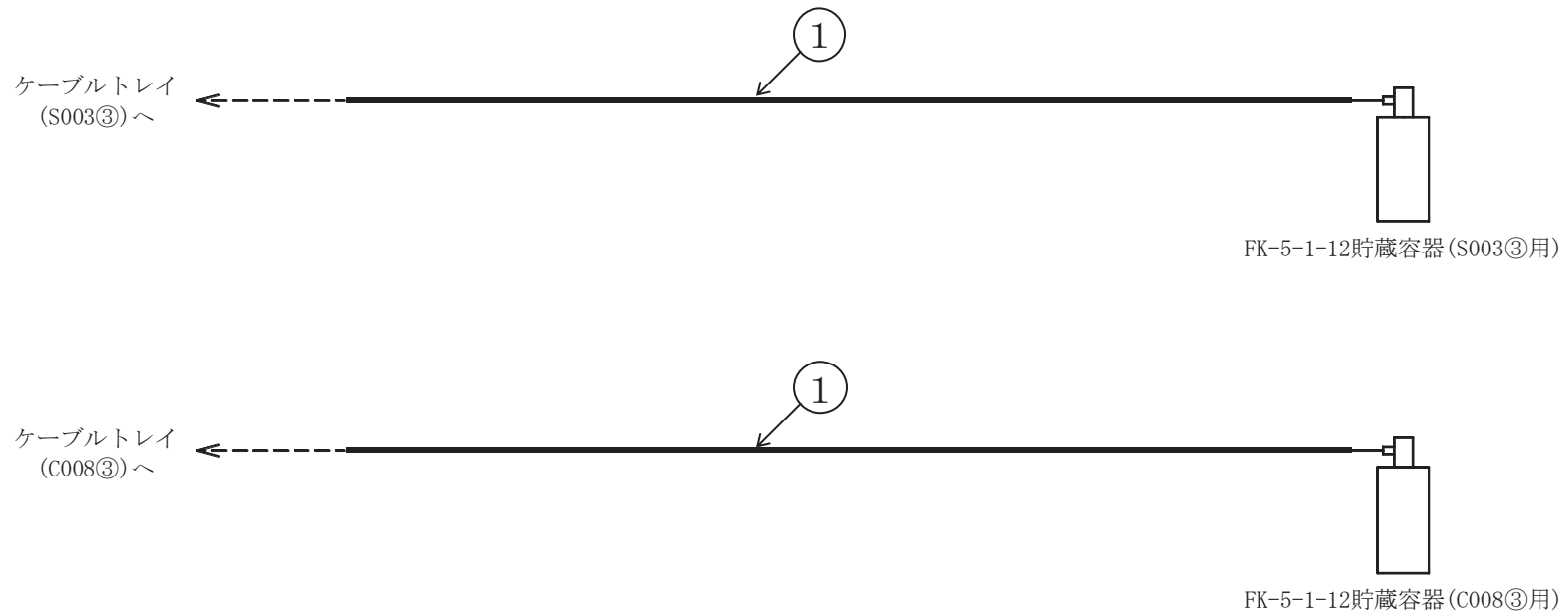


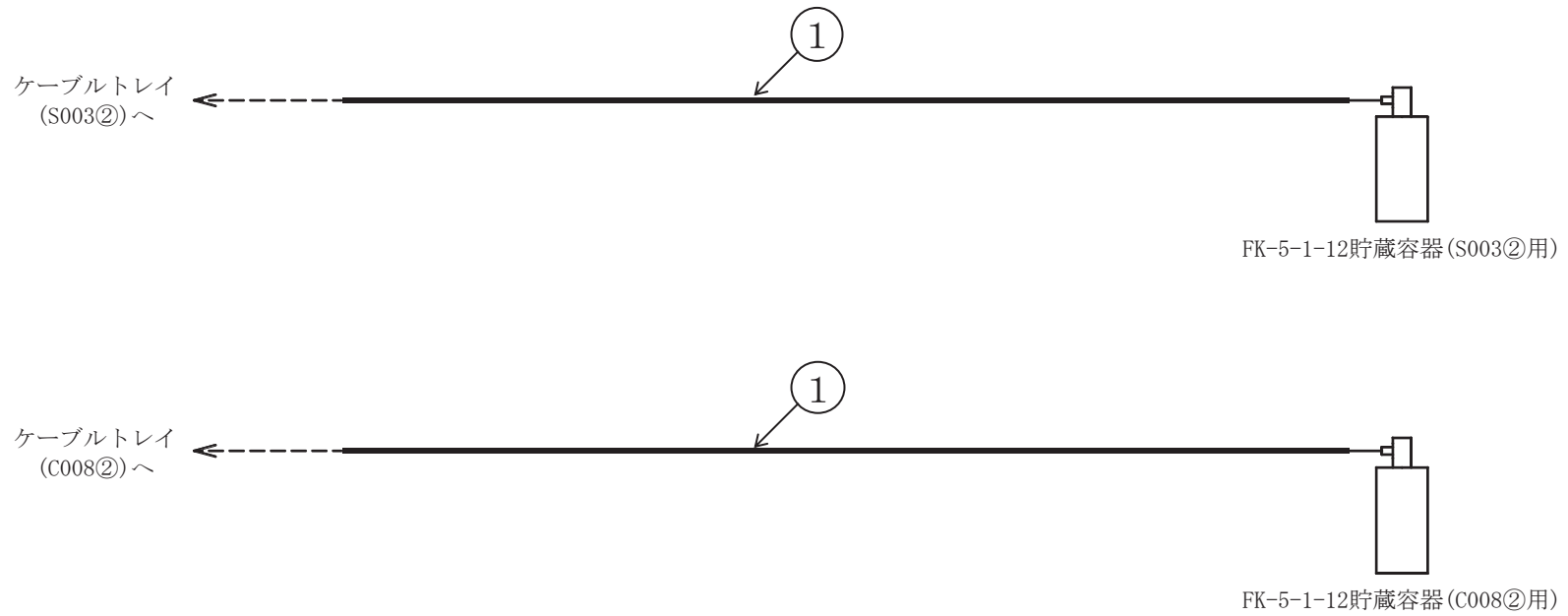
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 89)

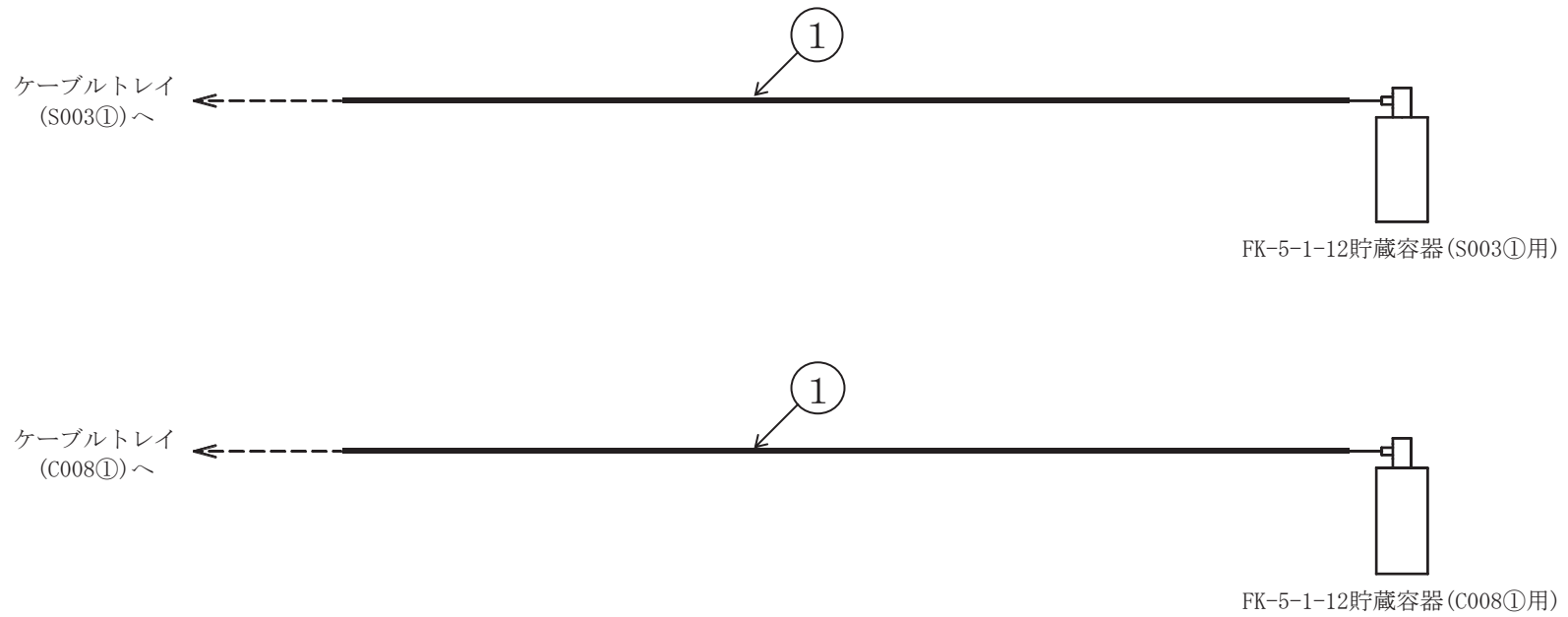


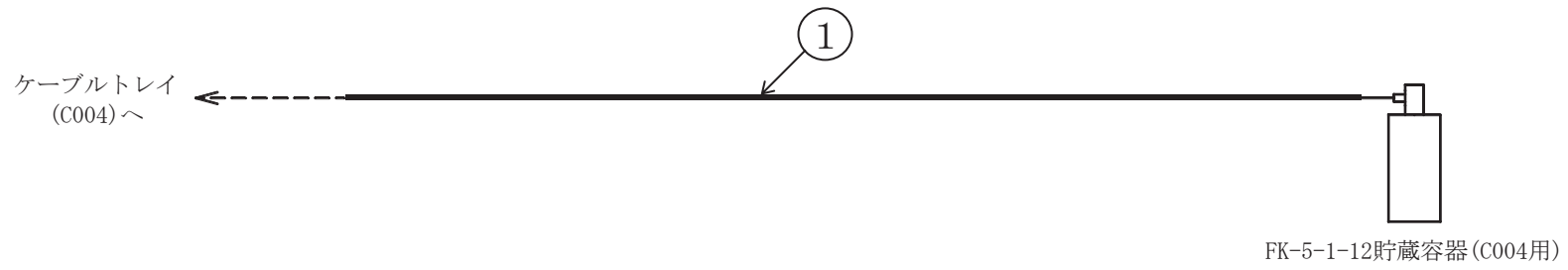


ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 91)

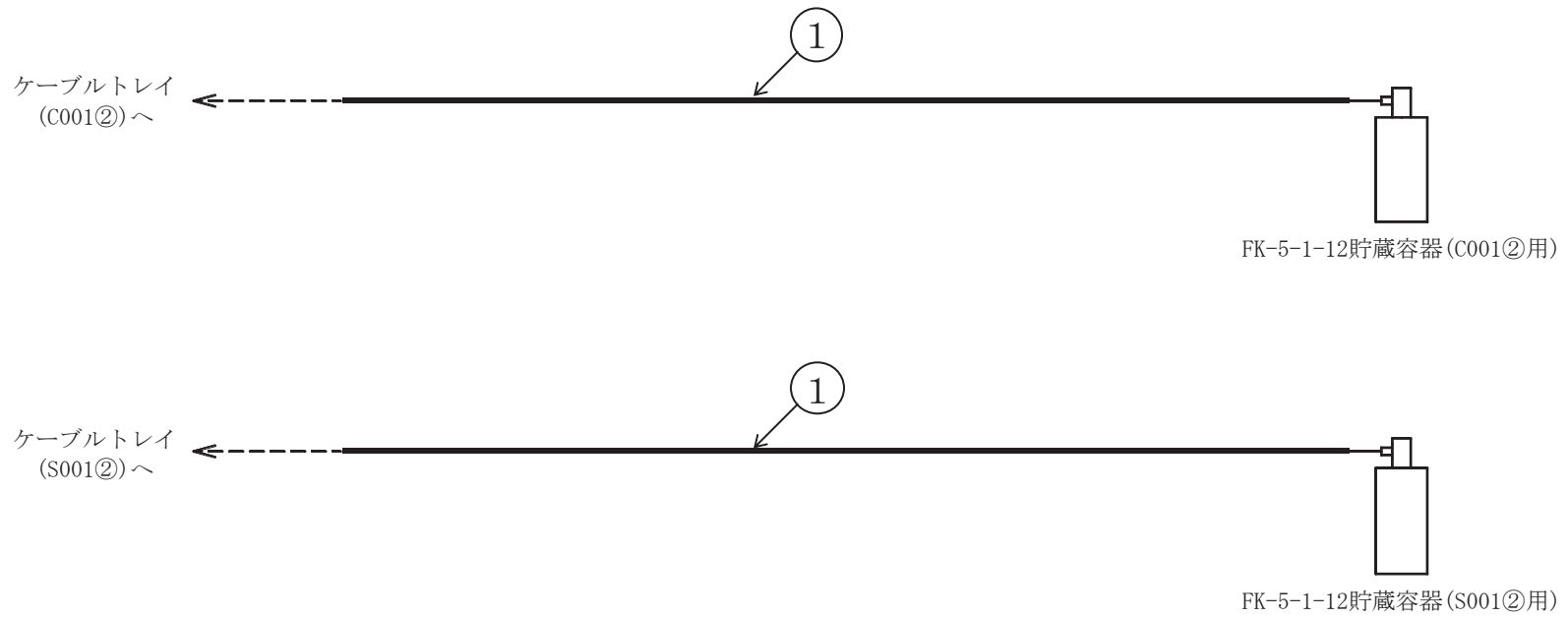


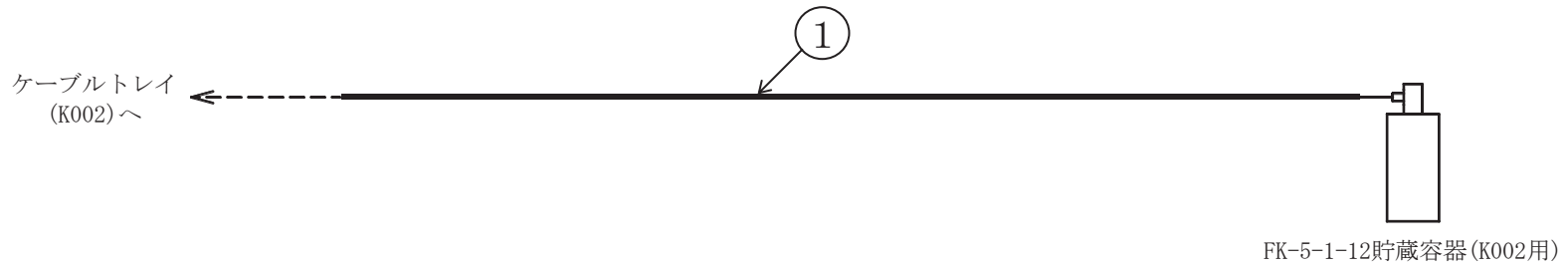


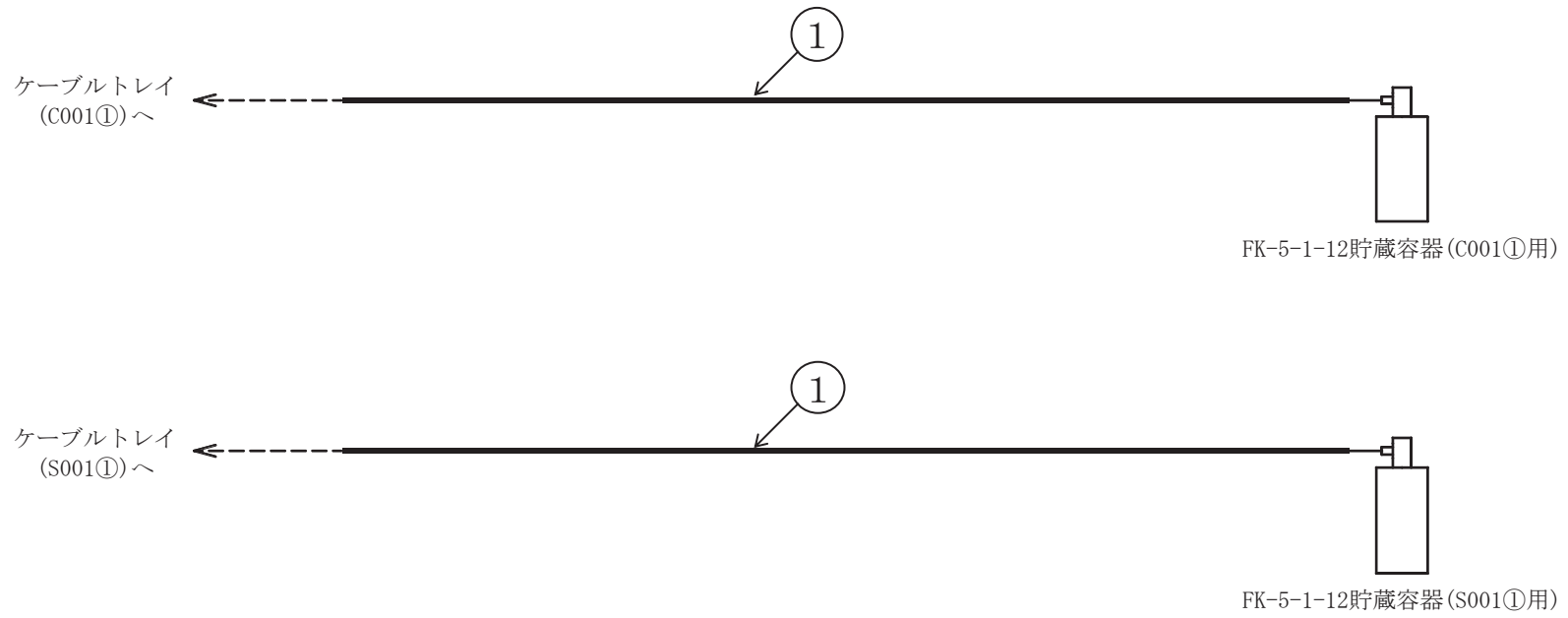


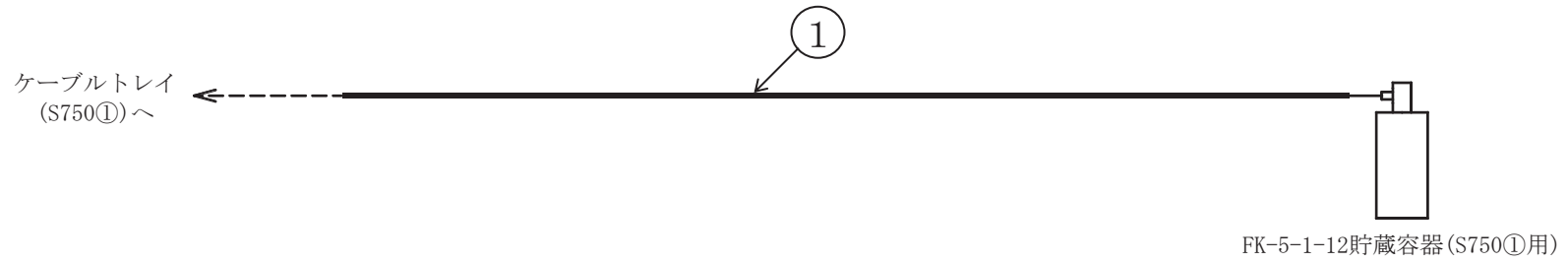
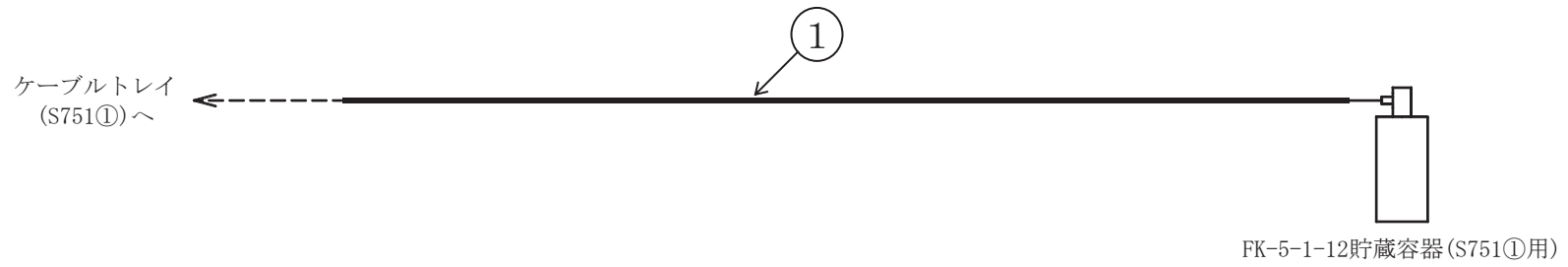


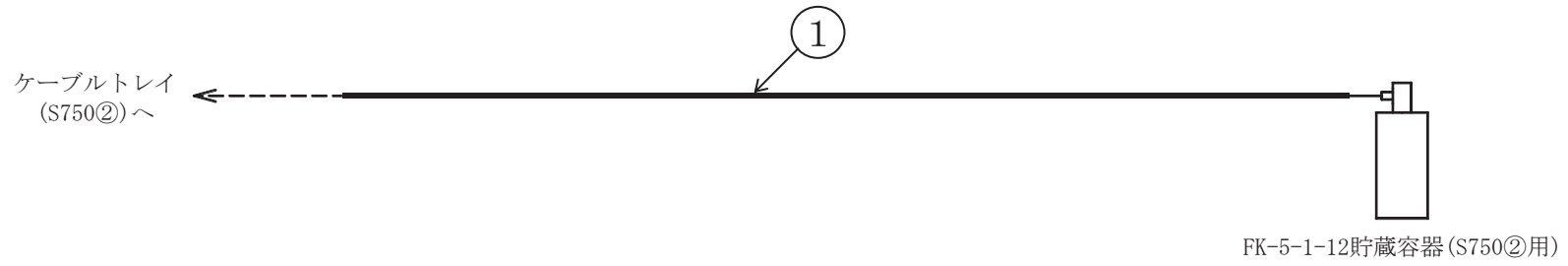




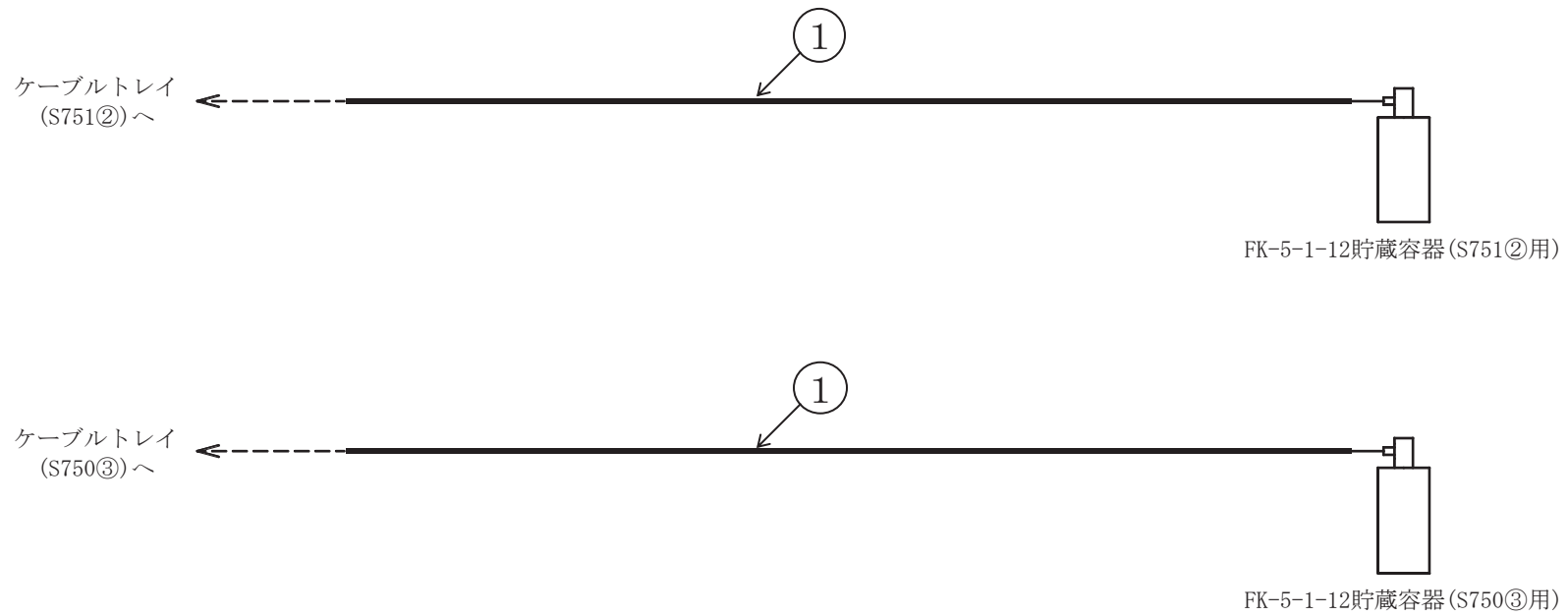


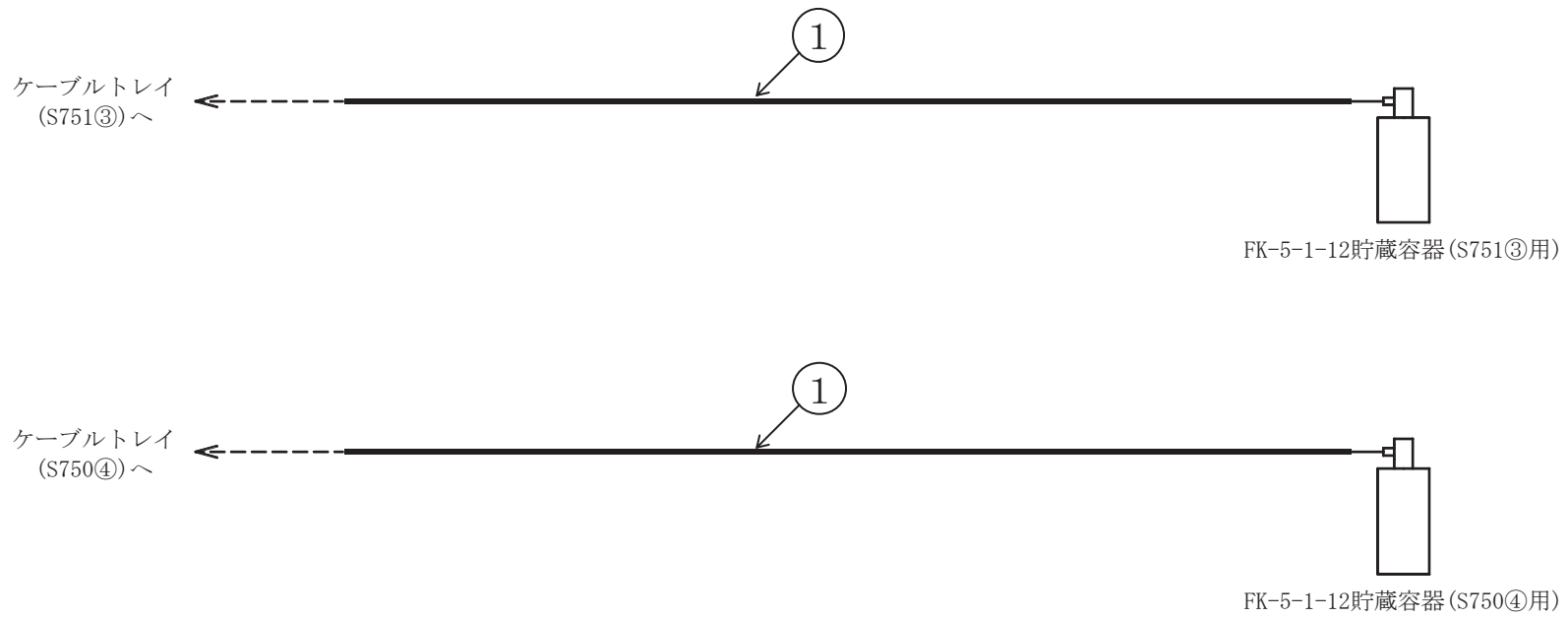


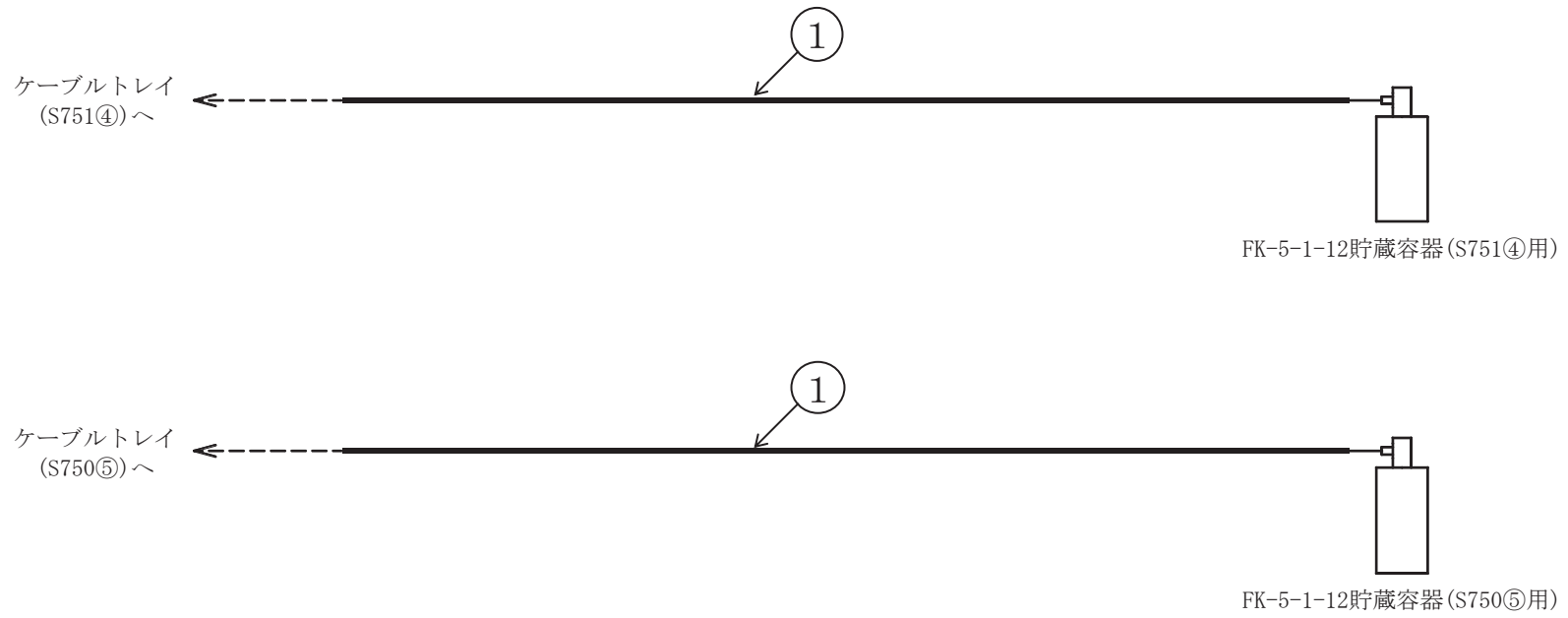




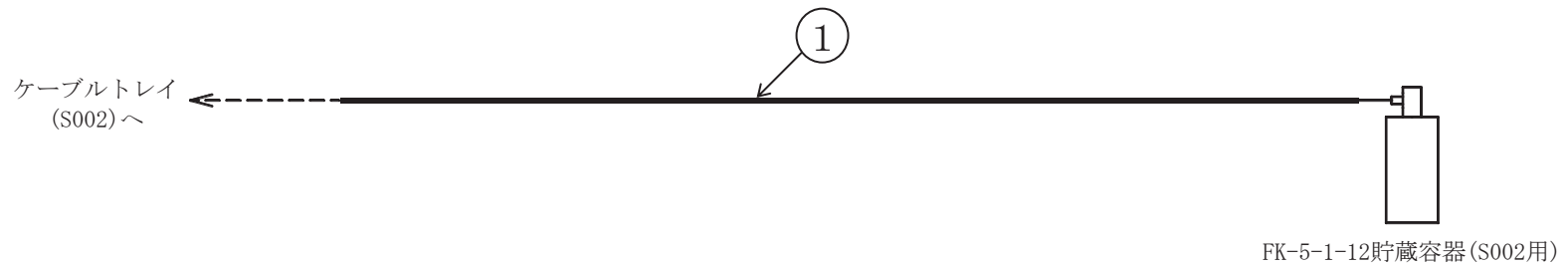
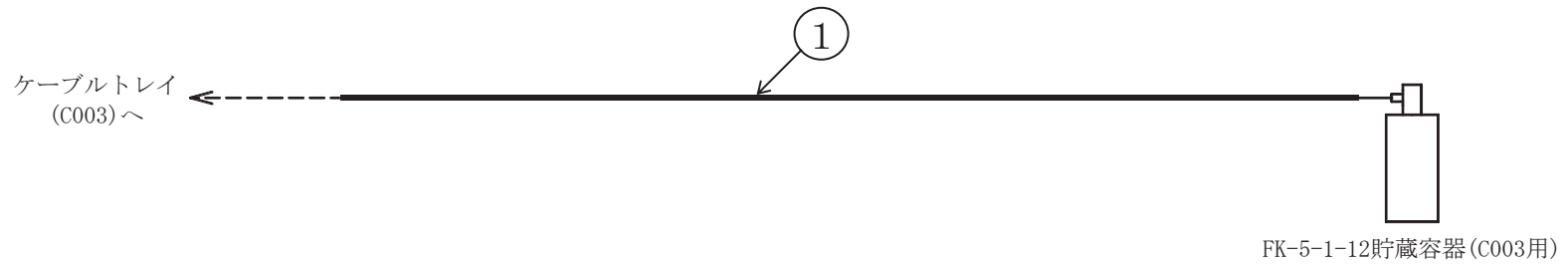
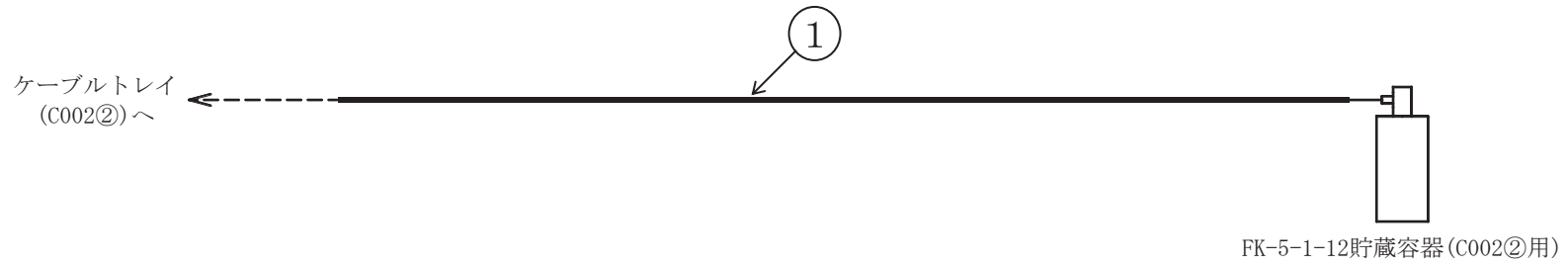
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 100)

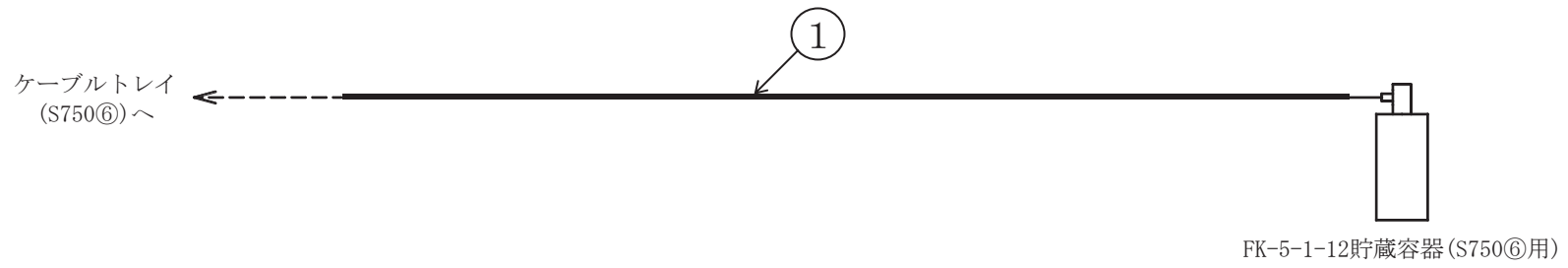


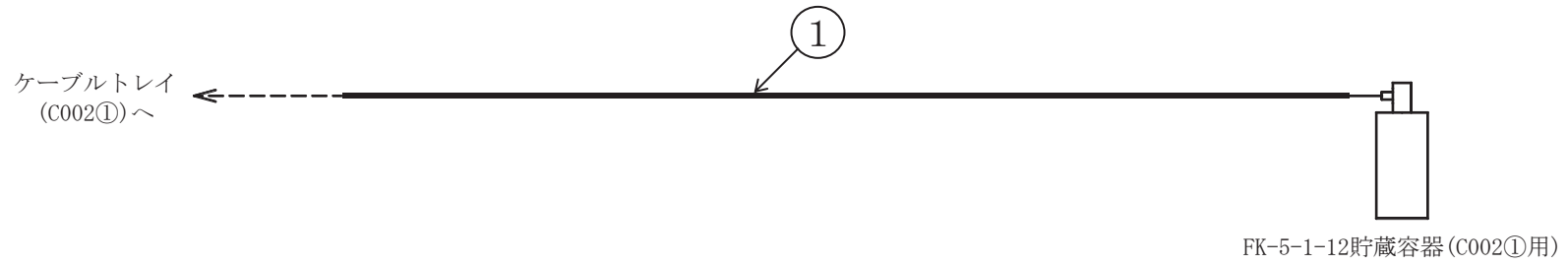


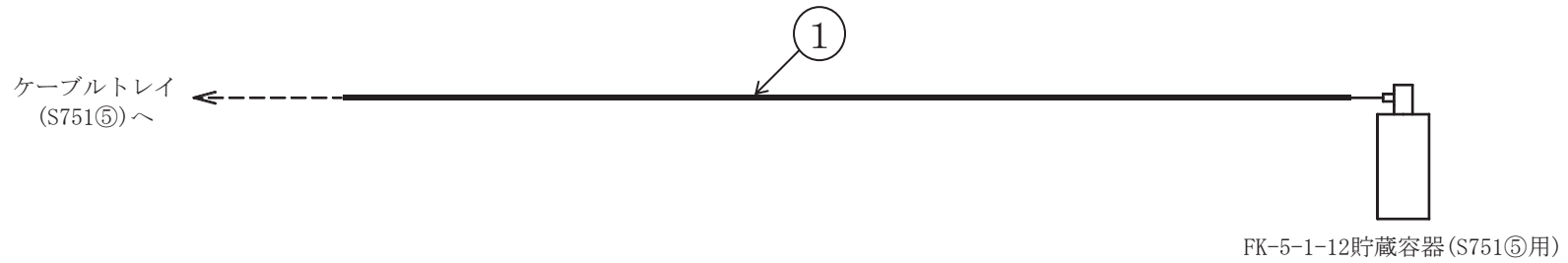
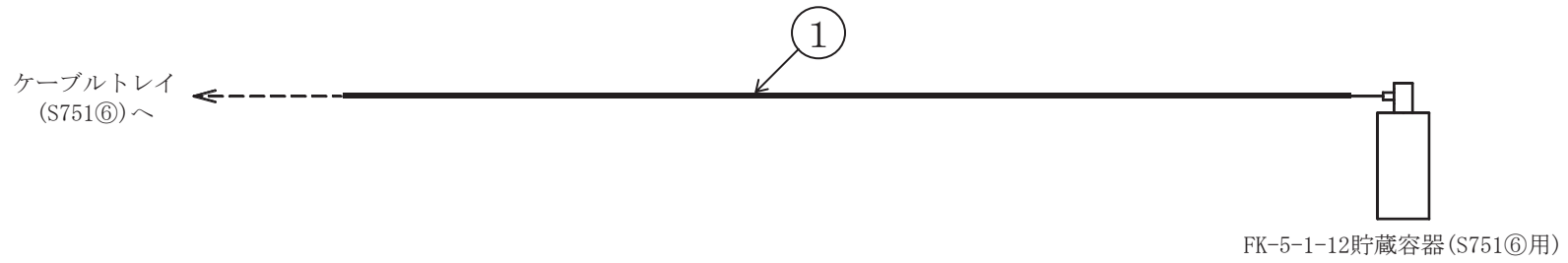
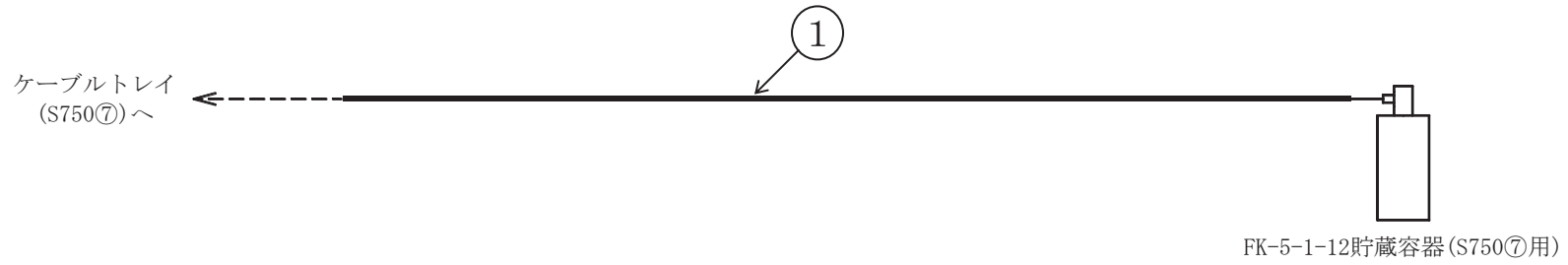




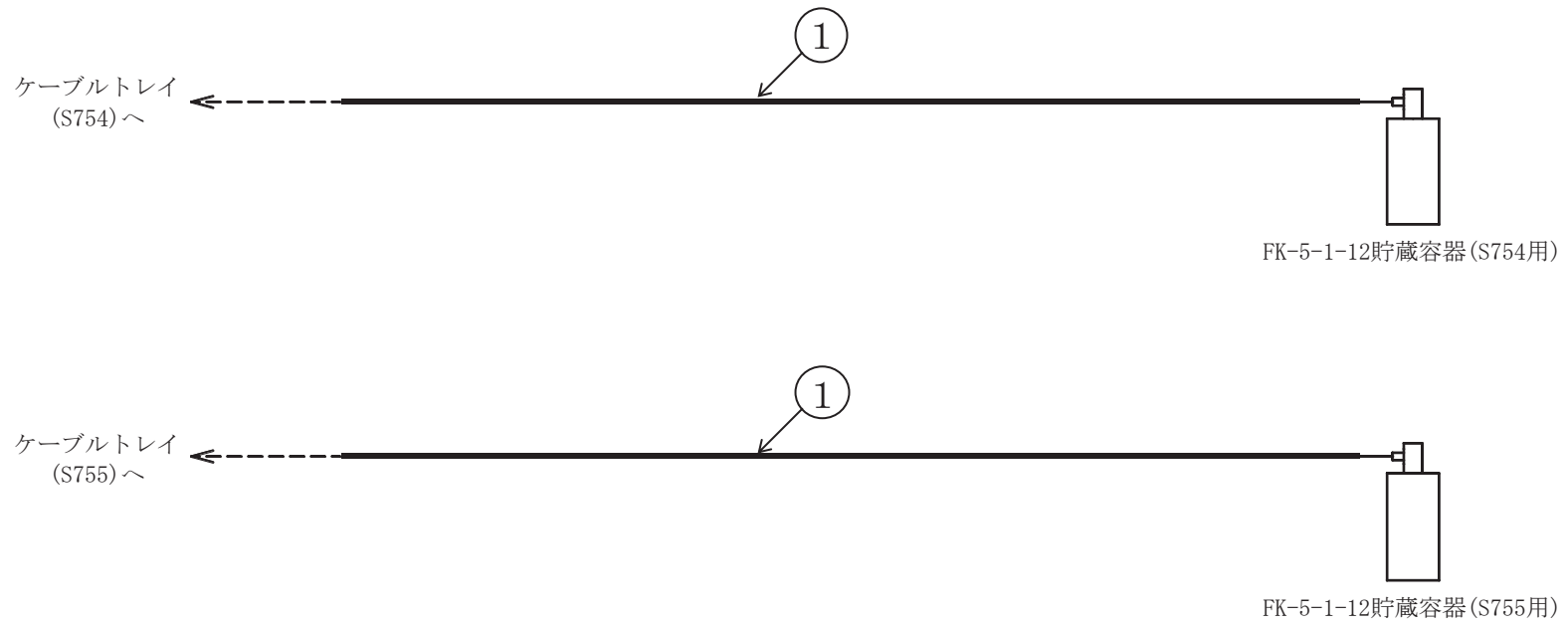


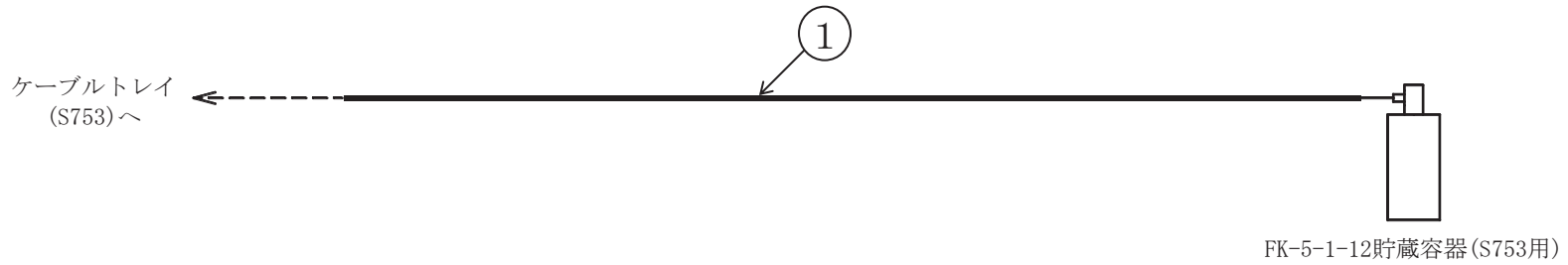
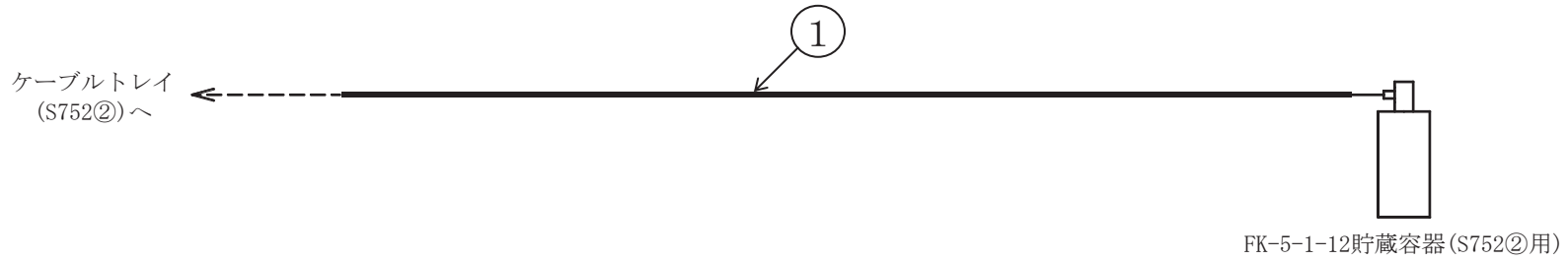
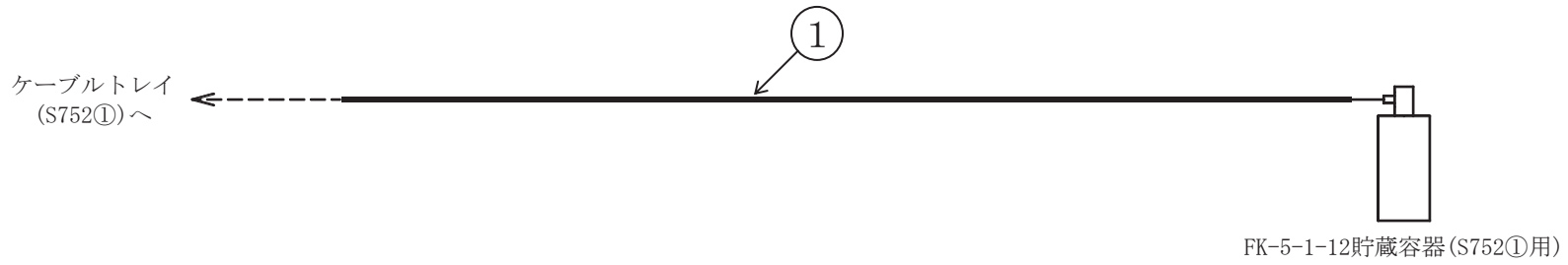


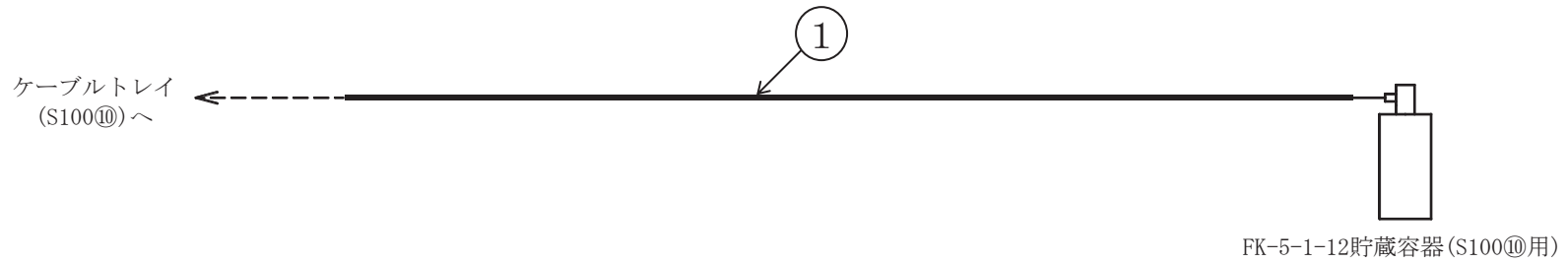
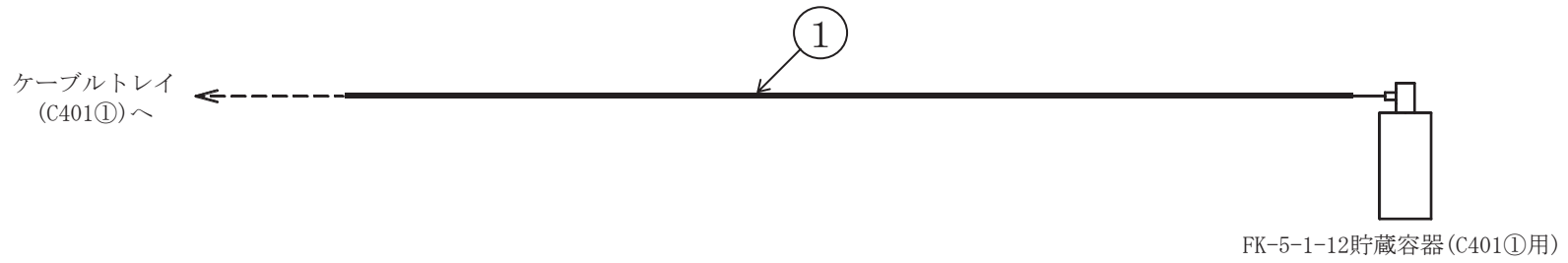
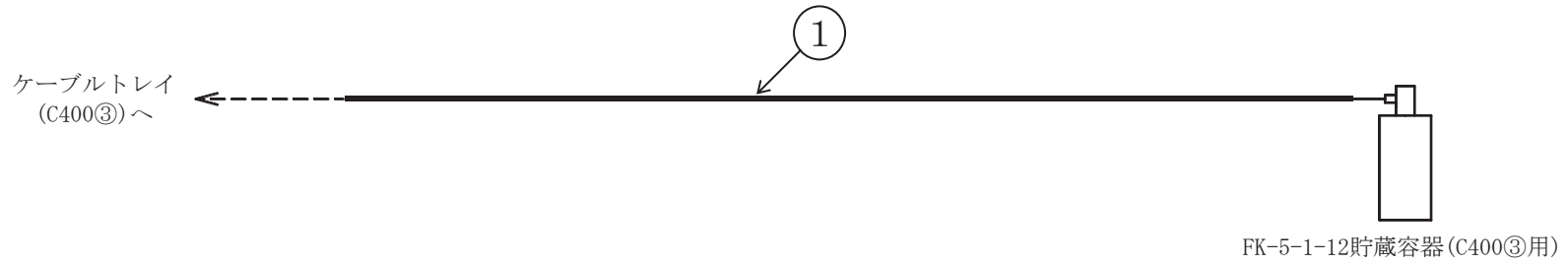


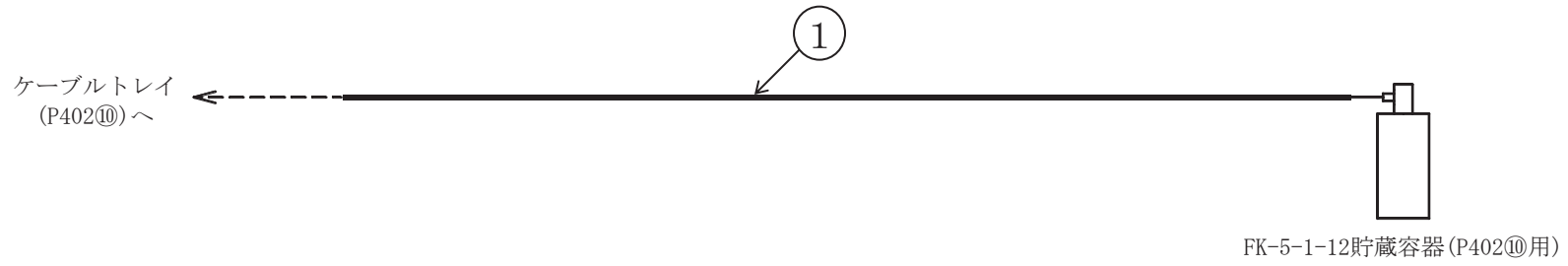
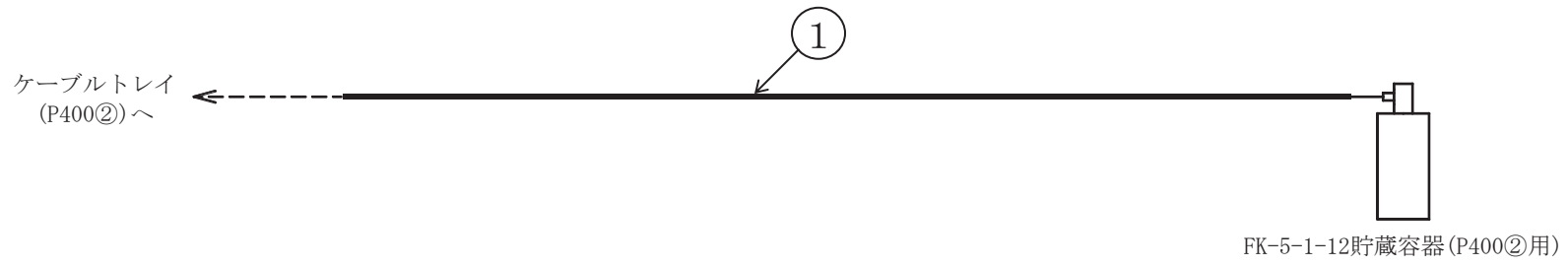
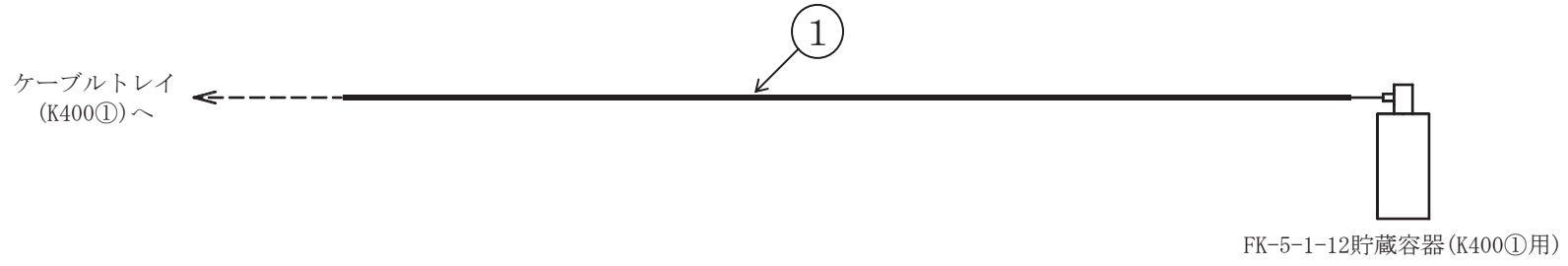


ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 107)



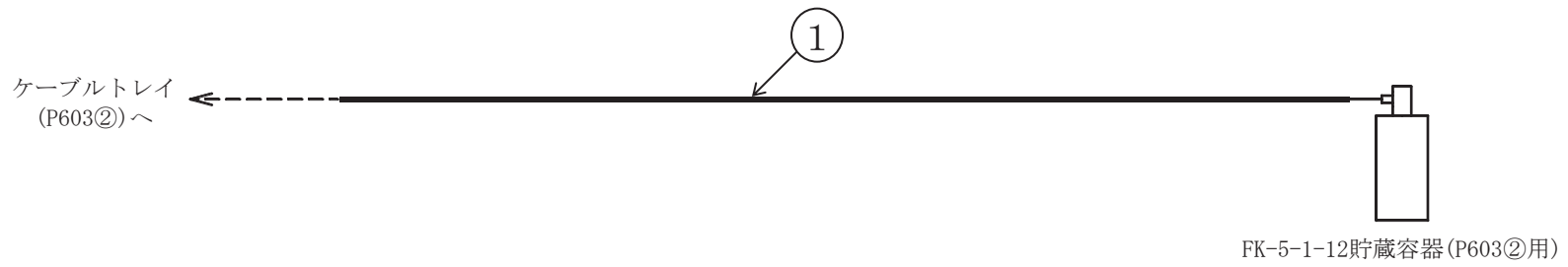
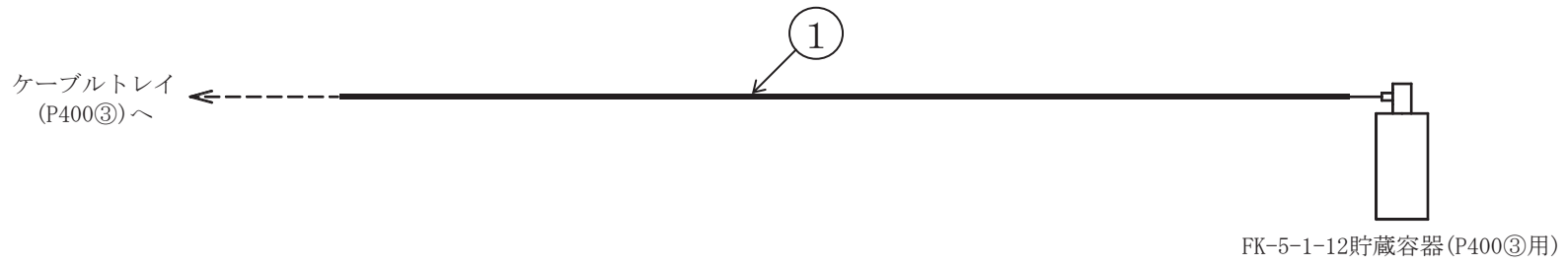
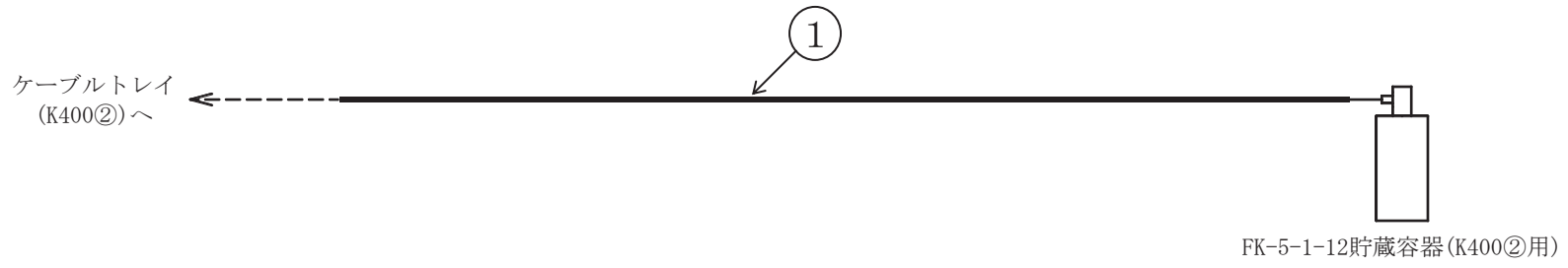




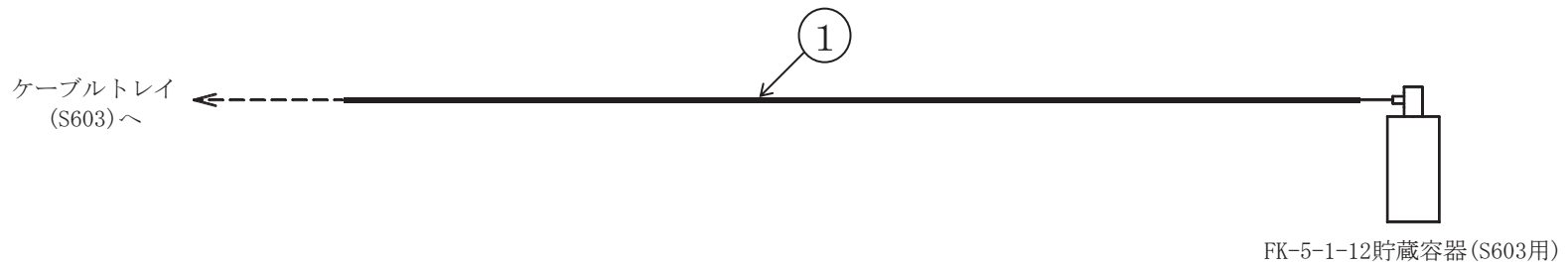
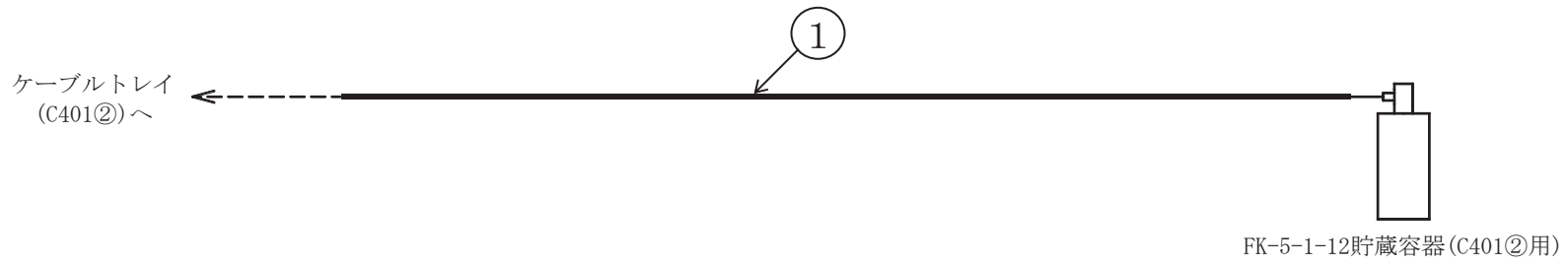
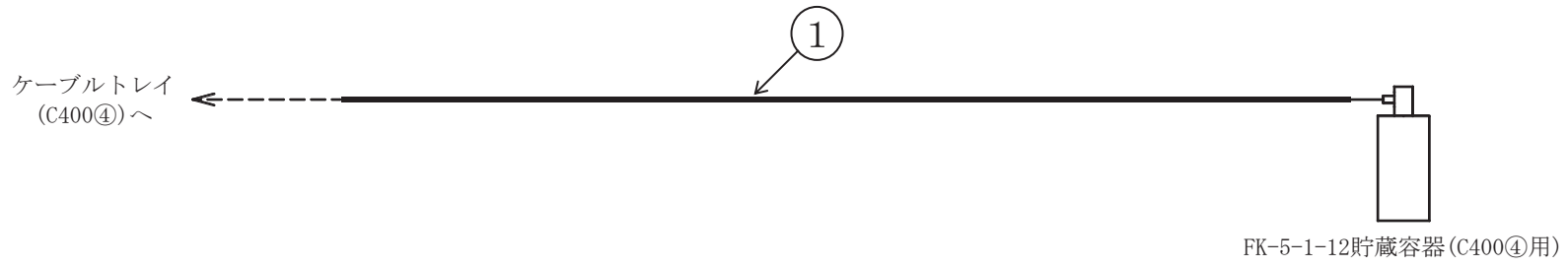


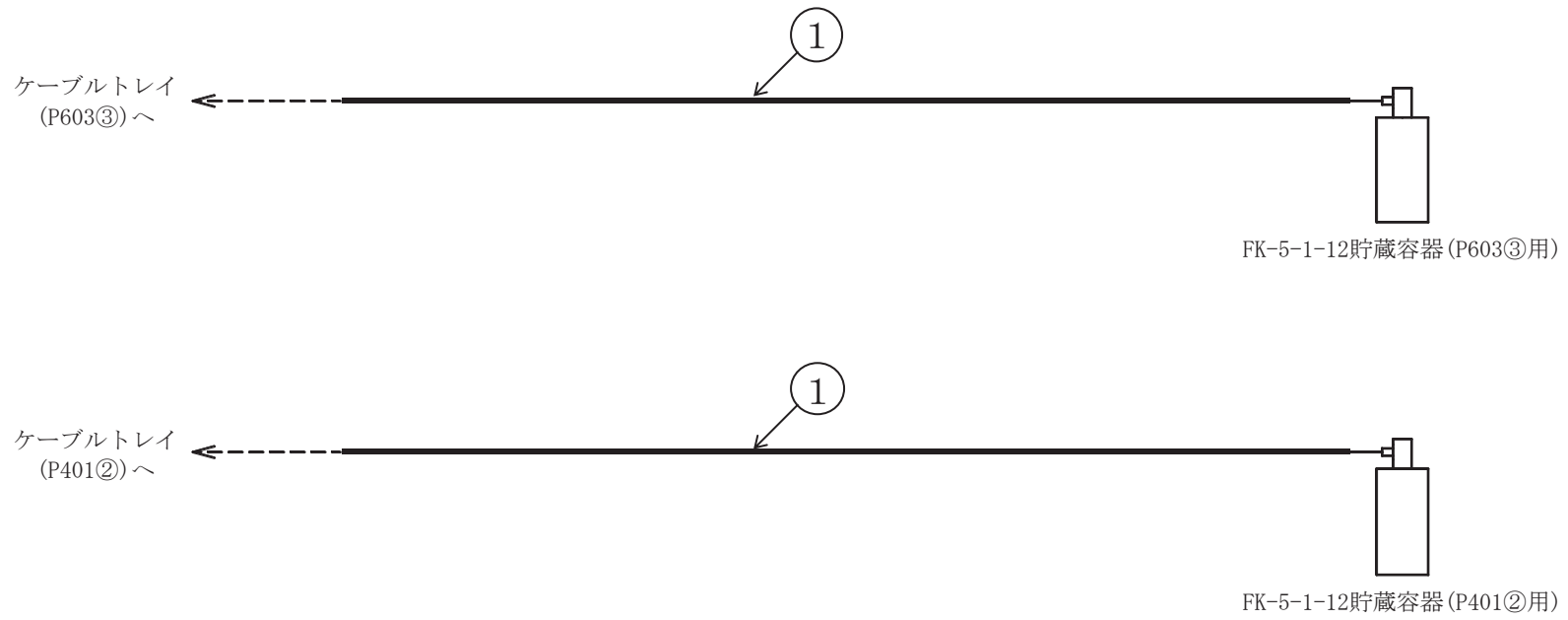
ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 111)





ケーブルトレイ消火設備概略系統図 (その 112)





3.2 管の強度計算書 (クラス 3 管)

設計・建設規格 PPD-3411

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温度 (°C)	外径 D <sub>o</sub> (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	$\eta$	Q	t <sub>s</sub> (mm)	t (mm)	算 式	t <sub>r</sub> (mm)
1	4.60	40			C1220T	S	3	41					A	

評価：  $t_s \geq t_r$ ， よって十分である。

### VI-3-3-7-3 補機駆動用燃料設備の強度に関する説明書

目 次

VI-3-3-7-3-1 燃料設備の強度計算書

VI-3-3-7-3-1 燃料設備の強度計算書

## 目 次

- VI-3-3-7-3-1-1 大容量送水ポンプ（タイプⅠ）（燃料タンク）の強度評価書
- VI-3-3-7-3-1-2 大容量送水ポンプ（タイプⅡ）（燃料タンク）の強度評価書
- VI-3-3-7-3-1-3 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット（燃料タンク）の強度評価書
- VI-3-3-7-3-1-4 タンクローリの強度評価書
- VI-3-3-7-3-1-5 管（可搬型）の強度評価書（燃料設備）



VI-3-3-7-3-1-1 大容量送水ポンプ(タイプ I)(燃料タンク)の強度評価書

一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果

(大容量送水ポンプ(タイプ I)(燃料タンク))

大容量送水ポンプ(タイプ I)(燃料タンク)は、大容量送水ポンプ(タイプ I)の付属機器であり、一体構造品の完成品として一般産業品の規格及び基準により強度評価を実施している。添付書類「VI-3-3-2-2-2-1 大容量送水ポンプ(タイプ I)の強度評価書」に示すとおり、大容量送水ポンプ(タイプ I)(燃料タンク)は、一般産業品としてメーカー規格及び基準に適合し、重大事故等時における使用条件において要求される強度を有している。

VI-3-3-7-3-1-2 大容量送水ポンプ(タイプⅡ)(燃料タンク)の強度評価書

一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果

(大容量送水ポンプ(タイプⅡ)(燃料タンク))

大容量送水ポンプ(タイプⅡ)(燃料タンク)は、大容量送水ポンプ(タイプⅡ)の付属機器であり、一体構造品の完成品として一般産業品の規格及び基準により強度評価を実施している。添付書類「VI-3-3-6-2-8-2-1 大容量送水ポンプ(タイプⅡ)の強度評価書」に示すとおり、大容量送水ポンプ(タイプⅡ)(燃料タンク)は、一般産業品としてメーカ規格及び基準に適合し、重大事故等時における使用条件において要求される強度を有している。

VI-3-3-7-3-1-3 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット  
(燃料タンク)の強度評価書

## 一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果

(原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット(燃料タンク))

原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット(燃料タンク)は、原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの付属機器であり、一体構造品の完成品として一般産業品の規格及び基準により強度評価を実施している。添付書類「VI-3-3-3-6-3-1 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット(熱交換器)の強度評価書」に示すとおり、原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット(燃料タンク)は、一般産業品としてメーカー規格及び基準に適合し、重大事故等時における使用条件において要求される強度を有している。

VI-3-3-7-3-1-4 タンクローリの強度評価書

一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果（法令又は公的な規格）（タンクローリ）

I. 重大事故等クラス3機器の使用目的及び使用環境、材料及び使用条件

種類	使用目的及び使用環境	材料	最高使用圧力 (kPa)	最高使用温度 (°C)
横置だ円形	重大事故等が発生した場合において、非常用ディーゼル発電設備軽油タンク及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備軽油タンク又はガスタービン発電設備軽油タンクから電源車(燃料タンク)、大容量送水ポンプ(タイプI)(燃料タンク)等へ燃料を補給するためのタンクローリとして使用することを目的とする。使用環境として、屋外で燃料を貯蔵、運搬する。	(胴板, 鏡板) SAPH400, SS400 (マンホールふた) SAPH400	24*	40*

注記\* : 重大事故等時における使用時の値を示す。

II. 法令又は公的な規格に規定されている事項

規格及び基準	「消防法」に基づく「危険物の規制に関する政令」				
機器名	使用目的及び想定している使用環境	材料	最高使用圧力 (kPa)	最高使用温度 (°C)	規格及び基準に基づく試験
移動タンク貯蔵所	車両に固定されたタンクにおいて危険物を貯蔵し、又は取り扱う貯蔵所として使用することを目的とする。使用環境として、屋外で重油等の危険物を貯蔵、運搬することを想定している。	厚さ 3.2mm以上の鋼板又はこれと同等以上の機械的性質を有する材料	—	—	圧力タンクを除くタンクにあつては水圧試験（試験圧力：70kPa, 試験保持時間：10分）に合格したものに、タンク検査済証の交付がなされる。

III. メーカー仕様

機器名	使用目的及び想定している使用環境	材料	最高使用圧力 (kPa)	最高使用温度 (°C)	規格及び基準に基づく試験
TKG-FC9JDAA	車両に固定されたタンクにおいて危険物を貯蔵し、又は取り扱う貯蔵所として使用することを目的としている。使用環境として、屋外で軽油等の危険物を貯蔵、運搬することを想定している。	(胴板, 鏡板) SAPH400, SS400 (マンホールふた) SAPH400	24*	—	市町村長等又は行政機関による水圧試験（試験圧力：70kPa, 試験保持時間：10分間）に合格している。

注記\* : 安全装置の作動圧の最高値を示す。

IV. 確認項目

(a) : 規格及び基準が妥当であることの確認（IとIIの使用目的及び使用環境の比較）

当該タンクは、重大事故等時に燃料補給用のタンクローリとして屋外で使用される。一方、「消防法」に基づく「危険物の規制に関する政令」は、危険物の貯蔵又は取り扱いに関する技術上の規格を定めた一般産業品に対する規格であり、移動タンク貯蔵所は屋外で危険物を貯蔵、運搬することを想定している。重大事故等時における当該タンクの使用目的及び使用環境は、本規格で定める使用目的及び想定している使用環境の範囲内である。

(b-1) : 材料が適切であること及び使用条件に対する強度の確認（IIとIIIの材料及び試験条件の比較, IとIIIの使用条件の比較）

当該タンクには「消防法」に基づく「危険物の規制に関する政令」に従った適切な材料である鋼板が使用されていることを行政機関によるタンク検査済証により確認できる。

当該タンクの最高使用温度の 40°Cは屋外で使用するタンクローリであることから想定内である。また、最高使用圧力はメーカー仕様の範囲内であり、「消防法」に基づく「危険物の規制に関する政令」に従った試験に合格していることを行政機関によるタンク検査済証により確認できることから、当該タンクは要求される強度を有している。



## V. 評価結果

上記の重大事故等クラス3機器は、一般産業品として「消防法」（「危険物の規制に関する政令」含む。）に適合し、使用材料の特性を踏まえた上で、重大事故等時における使用圧力及び使用温度が負荷された状態において要求される強度を有している。

VI-3-3-7-3-1-5 管（可搬型）の強度評価書（燃料設備）

一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果（メーカー規格及び基準）（軽油払出用ホース（外径 63mm:2m））

I. 重大事故等クラス 3 機器の使用目的及び使用環境、材料及び使用条件

種類	使用目的及び使用環境	材料	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)
ホース	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備軽油タンク又はガスタービン発電設備軽油タンクとタンクローリを接続するホースであり、タンクローリ又はガスタービン発電設備へ燃料を移送するホースとして使用することを目的とする。使用環境として、屋外で燃料を移送する。	補強層入り多層ゴム	0.39*	70*

注記\* : 重大事故等時における使用時の値を示す。

II. メーカー規格及び基準に規定されている事項（メーカー仕様）

機器名	使用目的及び想定している使用環境	材料	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	規格及び基準に基づく試験
FC ローリーホース (2B)	一般給油用又は油圧配管用等のホースであり、灯油、軽油、重油を移送するホースとして使用することを目的とする。使用環境として、屋内外で燃料を移送することを想定している。	補強層入り多層ゴム	0.39	70	耐圧試験（試験圧力：0.6MPa，試験保持時間：3分間）を実施

III. 確認項目

(a) : 規格及び基準が妥当であることの確認（I と II の使用目的及び使用環境の比較）

当該ホースは、重大事故等時に屋外で燃料を移送するためのホースである。一方、本メーカー規格及び基準は、一般給油用のホースとして使用することを目的とした一般産業品に対する規格であり、屋内外で燃料を移送することを想定している。重大事故等時における当該ホースの使用目的及び使用環境は、本規格の使用目的及び想定している使用環境の範囲内である。

(b-2) : 材料が適切であること及び使用条件に対する強度の確認（II と公的な規格等の材料及び試験条件の比較，I と II の使用条件の比較）

当該ホースに使用されている材料は、作動油を流すことに使用するゴムホースについて規定している J I S K 6 3 4 9 「液圧用の鋼線又は繊維補強ゴムホース」で使用可能な材料とされている繊維等で補強されたゴムと同種類の材料である。

当該ホースの最高使用圧力及び最高使用温度はメーカー仕様の範囲内であり、設計・建設規格 PHT-2311 で規定されている耐圧試験（試験圧力：最高使用圧力×1.5 倍）と同等の試験条件の耐圧試験に合格していることを検査成績書等により確認できる。耐圧試験による機器の健全性は、耐圧部全体に圧力が負荷される適切な試験保持時間（J I S K 6 3 3 0 「ゴム及びプラスチックホース試験方法」で規定される試験保持時間：30 秒～60 秒間）により確認している。なお、設計・建設規格のクラス 3 機器の最高許容耐圧試験圧力は機器の応力制限（降伏点）を基に定められており、耐圧試験の規定では、耐圧試験圧力は最高使用圧力の 1.5 倍の 106% を超えないこととしている。一方、設計・建設規格のクラス 3 機器の設計許容応力は降伏点に対して 5/8 を基準にしており、この設計許容応力以下となる必要板厚は最高使用圧力を条件として評価式により求めている。よって、設計・建設規格 PHT-2311 で規定されている耐圧試験と同等の試験条件の耐圧試験に合格することで、メーカー規格及び基準の設計が設計・建設規格と同等の裕度を有しているとみなせるため、当該ホースは要求される強度を有している。

IV. 評価結果

上記の重大事故等クラス 3 機器は、一般作業品としてメーカー規格及び基準に適合し、使用材料の特性を踏まえた上で、重大事故等時における使用圧力及び使用温度が負荷された状態において要求される強度を有している。

一般産業品の規格及び基準への適合性確認結果（メーカー規格及び基準）（給油用ホース（φ25:50m））

I. 重大事故等クラス3機器の使用目的及び使用環境、材料及び使用条件

種類	使用目的及び使用環境	材料	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)
ホース	タンクローリから電源車(燃料タンク)、大容量送水ポンプ(タイプI)(燃料タンク)等へ燃料を補給するホースとして使用することを目的とする。使用環境として、屋外で燃料を移送する。	補強層入り多層ゴム	1.00*	80*

注記\* : 重大事故等時における使用時の値を示す。

II. メーカー規格及び基準に規定されている事項（メーカー仕様）

機器名	使用目的及び想定している使用環境	材料	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	規格及び基準に基づく試験
エースローリ ホース (1B)	一般給油用又は油圧配管用等のホースであり、灯油、軽油、重油を移送するホースとして使用することを目的とする。使用環境として、屋内外で燃料を移送することを想定している。	補強層入り多層ゴム	1.00	80	耐圧試験（試験圧力：2.0MPa、試験保持時間：5分間）を実施

III. 確認項目

(a) : 規格及び基準が妥当であることの確認（IとIIの使用目的及び使用環境の比較）

当該ホースは、重大事故等時に屋外で燃料を移送するためのホースである。一方、本メーカー規格及び基準は、一般給油用のホースとして使用することを目的とした一般産業品に対する規格であり、屋内外で燃料を移送することを想定している。重大事故等時における当該ホースの使用目的及び使用環境は、本規格の使用目的及び想定している使用環境の範囲内である。

(b-2) : 材料が適切であること及び使用条件に対する強度の確認（IIと公的な規格等の材料及び試験条件の比較、IとIIの使用条件の比較）

当該ホースに使用されている材料は、作動油を流すことに使用するゴムホースについて規定しているJIS K 6349「液圧用の鋼線又は繊維補強ゴムホース」で使用可能な材料とされている繊維等で補強されたゴムと同種類の材料である。

当該ホースの最高使用圧力及び最高使用温度はメーカー仕様の範囲内であり、ゴム及びプラスチックホースについて規定しているJIS K 6330「ゴム及びプラスチックホース試験方法」に規定されている耐圧試験（試験圧力：最高使用圧力×2倍 試験保持時間：30秒～60秒間）と同等の試験条件の耐圧試験に合格していることを検査成績書により確認できる。一方、設計・建設規格のクラス3機器の設計許容応力は降伏点に対して5/8を基準にしており、この設計許容応力以下となる必要板厚は最高使用圧力を条件として評価式により求めている。よって、設計・建設規格PHT-2311で規定されている耐圧試験と同等の試験条件の耐圧試験に合格することで、メーカー規格及び基準の設計が設計・建設規格と同等の裕度を有しているとみなせるため、当該ホースは要求される強度を有している。

IV. 評価結果

上記の重大事故等クラス3機器は、一般作業品としてメーカー規格及び基準に適合し、使用材料の特性を踏まえた上で、重大事故等時における使用圧力及び使用温度が負荷された状態において要求される強度を有している。

VI-3-別添 1 竜巻への配慮が必要な施設の強度に関する説明書

## 目 次

- VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針
- VI-3-別添 1-1-2 原子炉補機冷却海水ポンプの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-3 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-4 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系ストレーナの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-5 復水貯蔵タンクの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-6 配管及び弁の強度計算書
- VI-3-別添 1-1-7 排気筒の強度計算書
- VI-3-別添 1-1-9 軽油タンクの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-10 波及的影響を及ぼす可能性がある施設の強度計算書
- VI-3-別添 1-2 防護対策施設の強度計算の方針
- VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針
- VI-3-別添 1-3-1 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算書

VI-3-別添 1-1-5 復水貯蔵タンクの強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格	5
3. 強度評価方法	6
3.1 記号の定義	6
3.2 評価対象部位	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	10
3.4 許容限界	12
3.5 評価方法	14
3.5.1 衝突評価	14
3.5.2 構造強度評価	18
4. 評価条件	24
4.1 衝突評価	24
4.2 構造強度評価	25
5. 強度評価結果	26
5.1 衝突評価結果	26
5.2 構造強度評価結果	28



1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり復水貯蔵タンクが竜巻時及び竜巻通過後においても、炉心冷却のための水源を保有する機能の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

復水貯蔵タンクについて、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ、復水貯蔵タンクの「2.1 位置」，「2.2 構造概要」，「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1 位置

復水貯蔵タンクは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、復水貯蔵タンクエリアに設置する。復水貯蔵タンクエリアの位置図を図2-1に示す。

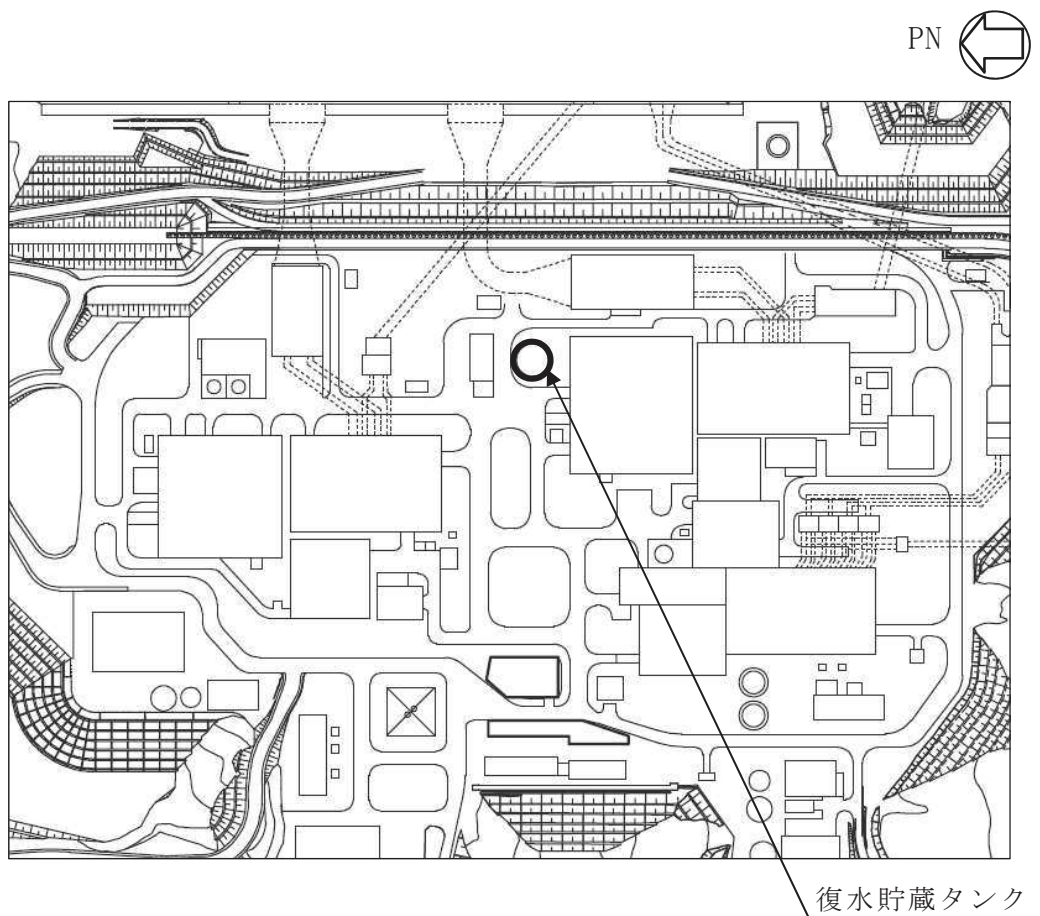


図 2-1 復水貯蔵タンクエリアの位置図

## 2.2 構造概要

復水貯蔵タンクについて、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

復水貯蔵タンクは円筒形の胴板と屋根板により構成され、基礎ボルトによりコンクリート基礎に固定された大気開放型の平底たて置円筒形容器である。復水貯蔵タンクの概要図を図2-2に示す。

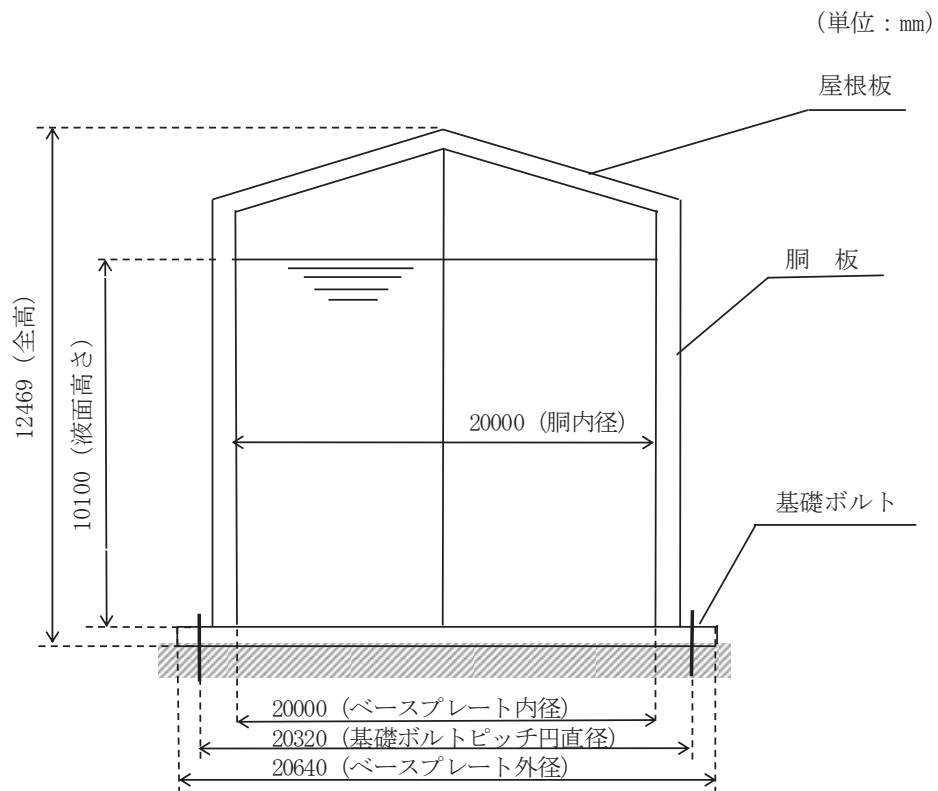


図 2-2 復水貯蔵タンクの概要図

### 2.3 評価方針

復水貯蔵タンクの強度評価は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、復水貯蔵タンクの評価対象部位に作用するひずみ、応力等が、許容限界に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

復水貯蔵タンクの強度評価フローを図2-3に示す。復水貯蔵タンクの強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

#### (1) 衝突評価の評価方針

衝突評価は、設計飛来物の衝突に対する影響の評価として、復水貯蔵タンクの外殻を構成する部材が終局状態に至るようなひずみを生じないことを解析により確認する。

#### (2) 構造強度評価の評価方針

復水貯蔵タンクの構造強度評価においては、設計荷重に対し、復水貯蔵タンクを構成する胴板及び基礎ボルトに生じる応力が許容応力以下であることを計算により確認する。ただし、座屈評価においては、評価式を満足することを確認する。また、自重については、設計荷重の抗力として作用する場合は質量が小さい方が安全側の評価となることから、オーバーフロー水位時質量及び空質量を考慮した評価を実施する。各部材の構造強度評価には、設計荷重は水平方向より作用する荷重という観点で地震荷重と同様なものと考え、「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984」（（社）日本電気協会）、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」（（社）日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」（（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）の平底たて置円筒形容器の評価方法を準用し、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に示す評価式を用いる。復水貯蔵タンクの構造強度評価における許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である、J E A G 4 6 0 1 の許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sとする。

「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007」（日本機械学会）（以下「設計・建設規格」という。）付録材料図表Part5, 6の表にて許容応力を計算する際は、機器本体については最高使用温度、基礎ボルトについては周囲環境温度に応じた値を取るものとするが、温度が設計・建設規格付録材

料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。

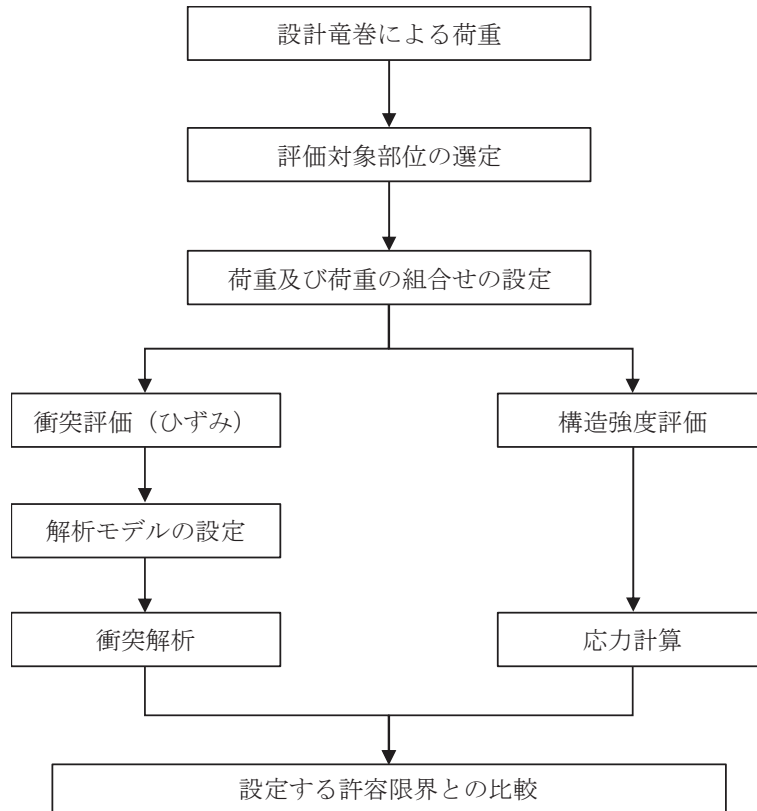


図 2-3 復水貯蔵タンクの強度評価フロー

## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984」(社)日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」(社)日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」(社)日本電気協会
- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007」(社)日本機械学会
- ・「建築物荷重指針・同解説」((社)日本建築学会, 2004改定)
- ・日本産業規格 ( J I S )
- ・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI07-13) )
- ・U.S.Nuclear Regulatory Commission:REGULATORY GUIDE 1.76,DESIGN BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS,Revision1, March 2007

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

復水貯蔵タンクの強度評価に用いる記号を表3-1に示す。

表3-1 復水貯蔵タンクの強度評価に用いる記号(1/3)

記号	単位	定義
A	m <sup>2</sup>	受圧面積
A <sub>b</sub>	mm <sup>2</sup>	基礎ボルト呼び径断面積
C	—	風力係数
C <sub>c</sub>	—	基礎ボルト計算における係数
C <sub>t</sub>	—	基礎ボルト計算における係数
D <sub>c</sub>	mm	基礎ボルトピッチ円直径
D <sub>i</sub>	mm	胴内径
D <sub>b i</sub>	mm	ベースプレート内径
D <sub>b o</sub>	mm	ベースプレート外径
E	MPa	胴の縦弾性係数
e	—	基礎ボルト計算における係数
F	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1により規定される値
f <sub>b</sub>	MPa	曲げモーメントにより生じる座屈応力
F <sub>c</sub>	N	基礎に作用する圧縮力
f <sub>c</sub>	MPa	軸圧縮荷重により生じる座屈応力
f <sub>s</sub>	MPa	設計・建設規格 SSB-3131.1により規定される供用状態 A 及び B での基礎ボルトの許容せん断応力
F <sub>t</sub>	N	基礎ボルトに作用する引張力
f <sub>t</sub>	MPa	設計・建設規格 SSB-3131.1により規定される供用状態 A 及び B での基礎ボルトの許容引張応力
f <sub>t s</sub>	MPa	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力
G	—	ガスト影響係数
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
H	mm	容器高さ
H <sub>h</sub>	mm	液面高さ
k	—	基礎ボルト計算における中立軸の荷重係数
L <sub>1</sub>	m	設計飛来物の最も短い辺の全長

表 3-1 復水貯蔵タンクの強度評価に用いる記号(2/3)

記号	単位	定義
$l_g$	mm	胴板高さの 1/2
$l_M$	mm	胴板最上部の高さ
$l_1, l_2$	mm	基礎ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離
$M_{T2}$	N・mm	設計竜巻による複合荷重により作用するモーメント
$m$	kg	設計飛来物質量
$m_e$	kg	空質量
$n$	—	基礎ボルト本数
$q$	N/m <sup>2</sup>	設計用速度圧
$R_B$	mm	胴平均半径
$S$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 の表にて規定される許容引張応力
$S_u$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計引張り強さ
$S_y$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計降伏点
$s$	—	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比
$t$	mm	胴板厚
$t_1$	mm	基礎ボルト面積相当板幅
$t_2$	mm	圧縮側基礎相当幅
$V$	m/s	設計飛来物の衝突速度 (水平)
$W_W$	N	設計竜巻の風圧力による荷重
$W_M$	N	設計飛来物による衝撃荷重
$W_{T2}$	N	設計竜巻による複合荷重 ( $W_{T2} = W_W + W_M$ )
$z$	—	基礎ボルト計算における係数
$\alpha_1$	—	座屈応力に対する安全率
$\alpha_2$	rad	基礎ボルト計算における中立軸を定める角度
$\Delta t$	s	設計飛来物の被衝突体の接触時間
$\eta$	—	$R_B / t$
$\eta_1$	—	$1200 \times g / F$
$\eta_2$	—	$8000 \times g / F$
$\eta_3$	—	$9600 \times g / F$
$\pi$	—	円周率

表 3-1 復水貯蔵タンクの強度評価に用いる記号(3/3)

記号	単位	定義
$\rho_w$	—	保有水の比重
$\sigma_1$	MPa	胴に生じる組合せ一次応力
$\sigma_b$	MPa	基礎ボルトに生じる引張応力
$\sigma_c$	MPa	基礎に生じる圧縮応力
$\sigma_x$	MPa	胴に生じる軸方向応力の和
$\sigma_{x2}$	MPa	自重（空質量）により胴に生じる軸方向応力
$\sigma_{x4}$	MPa	設計竜巻により胴に生じる軸方向応力
$\sigma_{xb}$	MPa	曲げモーメントにより生じる圧縮応力
$\sigma_{xbs}$	MPa	曲げモーメントにより生じる圧縮応力
$\sigma_{xc}$	MPa	軸圧縮荷重により生じる圧縮応力
$\sigma_{xcs}$	MPa	軸圧縮荷重により生じる圧縮応力
$\sigma_\phi$	MPa	胴に生じる周方向応力の和
$\sigma_{\phi 1}$	MPa	静水頭により胴に生じる周方向応力
$\tau$	MPa	設計竜巻により胴に生じるせん断応力
$\tau_b$	MPa	基礎ボルトに生じるせん断応力
$\phi_b(x)$	—	座屈応力 $f_b$ を算出する際の関数
$\phi_c(x)$	—	座屈応力 $f_c$ を算出する際の関数



### 3.2 評価対象部位

復水貯蔵タンクの評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示す評価対象部位を踏まえ、「2.2 構造概要」にて設定している構造に基づき、設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

#### (1) 衝突評価の評価対象部位

復水貯蔵タンクの胴板及び屋根板への設計飛来物の衝突を考慮し、復水貯蔵タンク胴板及び屋根板が終局状態に至るようなひずみを生じないことを確認するため、胴板及び屋根板を評価対象部位として選定する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合、被衝突物の寸法が大きいほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって、ひずみ評価における設計飛来物の衝突位置は、胴板及び屋根板の部材長さ（支持スパン）を踏まえ、胴板中央および屋根板中央部とし、衝突方向は、胴板は水平方向、屋根板は鉛直方向とする。

#### (2) 構造強度評価の評価対象部位

設計竜巻の風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重は、胴板に作用し胴板を介して基礎ボルトに作用する。このことから、胴板及び基礎ボルトを評価対象部位とする。

復水貯蔵タンクの強度評価における評価対象部位を図3-1に示す。

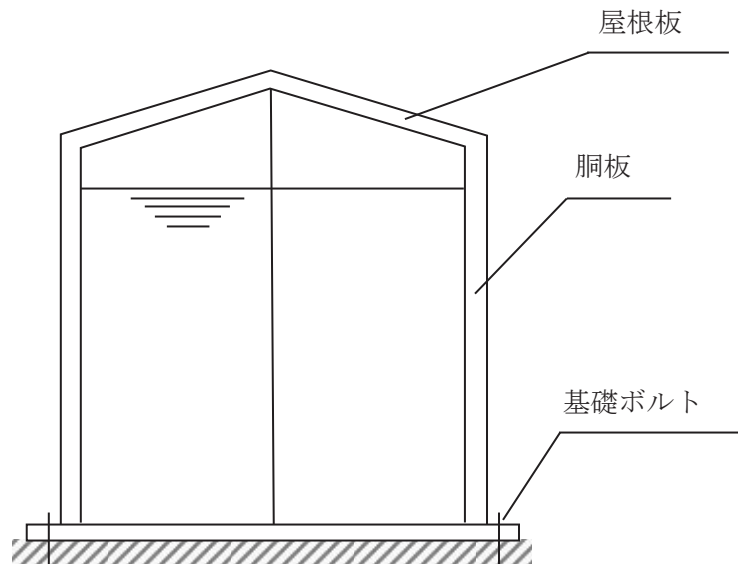


図3-1 復水貯蔵タンクの評価対象部位

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 衝突評価の荷重及び荷重の組合せ

衝突評価においては、設計飛来物である鋼製材の衝突による影響が大きくなる向きで復水貯蔵タンクに衝突した場合の衝撃荷重を考慮する。

鋼製材の諸元を表3-2、復水貯蔵タンクの衝突評価に用いる荷重を表3-3に示す。

表3-2 鋼製材の諸元

	鋼製材
寸法 (m)	4.2×0.3×0.2
質量 (kg)	135
水平方向の飛来速度 (m/s)	46.6
鉛直方向の飛来速度 (m/s)	16.7

表3-3 復水貯蔵タンクの衝突評価に用いる荷重

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
屋外の外部事象防護対象施設	復水貯蔵タンク	胴板 屋根板	設計飛来物による 衝撃荷重

#### (2) 構造強度評価の荷重及び荷重の組合せ

##### a. 荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

##### (a) 常時作用する荷重

常時作用する荷重として、持続的に生じる荷重である自重及び水頭圧を考慮する。ただし、基礎ボルトの構造強度評価時には内包する水の荷重は考慮せず、空容器での評価とする。

##### (b) 設計竜巻による荷重

設計竜巻による荷重として、風圧力による荷重、気圧差による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重を考慮する。

##### イ. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重  $W_w$  は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c.(a) 風圧力による荷重」に示す式に従い、算出する。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

ロ. 気圧差による荷重 ( $W_p$ )

復水貯蔵タンクは大気開放型のタンクであることから、気圧差による荷重は考慮しない。

ハ. 設計飛来物による衝撃荷重

構造強度評価においては、次式の設計飛来物による衝撃荷重の算定式によって算出した鋼製材の衝撃荷重 $W_M = 1466\text{kN}$ を用いて評価を行う。

$$W_M = \frac{m \cdot V}{\Delta t} = \frac{m \cdot V^2}{L_1}$$

ニ. 荷重の組合せ

設計竜巻による複合荷重 $W_{T2}$ は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(2) 荷重の組合せ」に示す式に従い、算出する。

$$W_{T2} = W_w + W_M$$

(c) 荷重の組合せ

構造強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ、復水貯蔵タンクの評価対象部位に対して設定する。

復水貯蔵タンクの胴板及び基礎ボルトには、自重、水頭圧、風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重が作用する。復水貯蔵タンクの評価対象部位に作用する荷重及び構造強度評価にて考慮する荷重の組合せを表3-4に示す。

表 3-4 構造強度評価にて考慮する荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重の組合せ
屋外の外部事象防護対象施設	復水貯蔵タンク	胴板	①自重、水頭圧 ②風圧力による荷重 ③設計飛来物による衝撃荷重
		基礎ボルト	①自重、水頭圧 ②風圧力による荷重 ③設計飛来物による衝撃荷重

### 3.4 許容限界

復水貯蔵タンクの許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って、「3.2 評価対象部位」にて設定した評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し、評価内容ごとに評価対象部位に応じて設定する。

#### (1) 衝突評価における許容限界

衝突評価における許容限界は、鋼材の破断ひずみを設定する。破断ひずみについては、「3.5.1(2)d. 材料の非線形特性」に示すとおり、J I Sに規定されている伸びの下限値を基に設定するが、「NEI07-13 : Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてTF（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕としてTF=□を考慮して設定する。

設定した許容限界を表3-5に示す。

表3-5 ひずみ評価の許容限界

評価対象部位	材質	破断ひずみ*
胴板, 屋根板	SUS304	□

注記\* : 真ひずみ換算値

#### (2) 構造強度評価における許容限界

復水貯蔵タンクの許容限界は、J E A G 4 6 0 1を準用し、胴板については「クラス2,3容器」、基礎ボルトについては「クラス2,3支持構造物」の許容限界を適用し、容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sから算出した許容応力を許容限界とする。また、座屈については評価式を満足することを確認する。J E A G 4 6 0 1に従い、設計・建設規格付録材料図表Part5,6の表にて許容応力を評価する際は、機器本体については最高使用温度、基礎ボルトについては周囲環境温度に応じた値をとるものとするが、温度が設計・建設規格付録材料図表記載の中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。ただし、設計・建設規格付録材料図表Part5,6で比例法を用いる場合の端数処理は、小数点第1位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

復水貯蔵タンクの構造強度評価における許容限界について、胴板の許容限界を表3-6に、基礎ボルトの許容限界を表3-7に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表3-6 胴板の許容限界

許容 応力 状態	温度 条件 (°C)	許容限界		
		一次一般膜	組合せ一次	座屈
Ⅲ <sub>A</sub> S	66*	S <sub>y</sub> と 0.6S <sub>u</sub> の小さい方。ただし、オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については上記値と 1.2Sとの大きい方。	左欄に同じ	$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leq 1$

注記\*：最高使用温度

表3-7 基礎ボルトの許容限界

許容応力状態	温度条件 (°C)	許容限界	
		一次応力	
		引張	せん断
Ⅲ <sub>A</sub> S	40*	1.5 f <sub>t</sub>	1.5 f <sub>s</sub>

注記\*：周囲環境温度

引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力 f<sub>ts</sub> は以下のとおり。

$$f_{ts} = \text{Min} \{ 1.5 f_t, 2.1 f_t - 1.6 \tau_b \}$$

### 3.5 評価方法

#### 3.5.1 衝突評価

##### (1) 衝突評価の評価方法

復水貯蔵タンクの衝突評価は、解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

##### a. 解析モデル

##### (a) 設計飛来物

設計飛来物である鋼製材は、シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3-2 に示す。

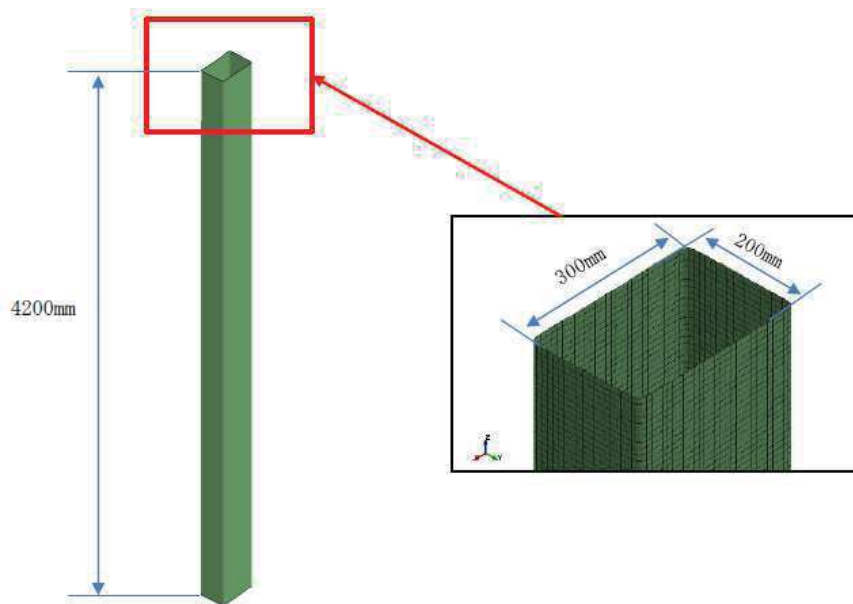


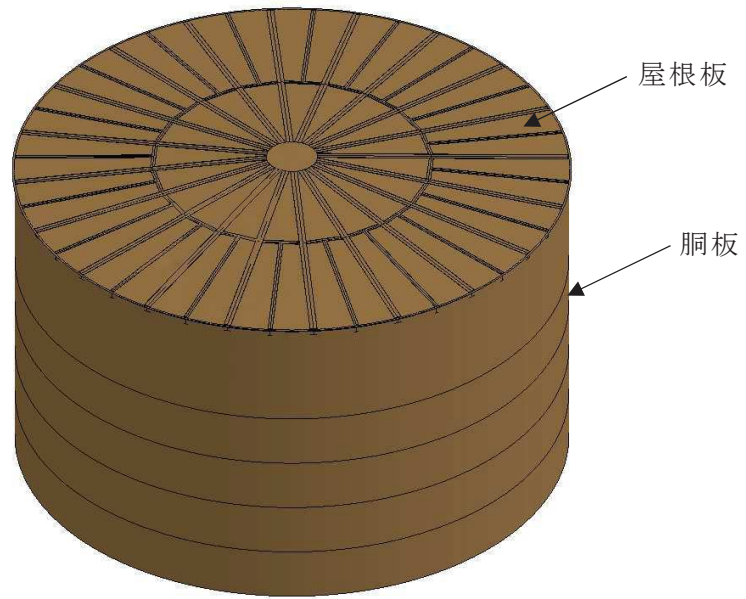
図3-2 設計飛来物の解析モデル図

##### (b) 復水貯蔵タンク

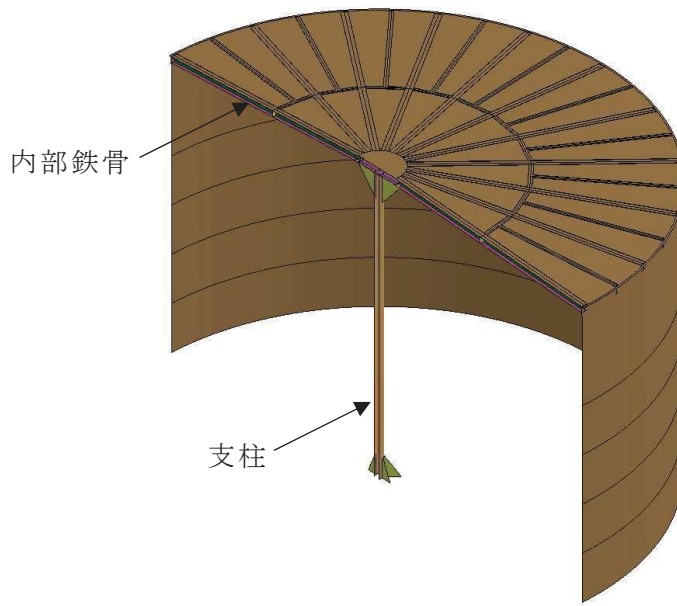
復水貯蔵タンクの解析モデル化の範囲は、復水貯蔵タンクを構成する胴板、屋根板、内部鉄骨及び支柱をシェル要素でモデル化する。復水貯蔵タンクの解析モデルの境界条件を表 3-8 に、復水貯蔵タンクの解析モデル図を図 3-3 に示す。

表 3-8 解析モデルの境界条件

項目	境界条件
復水貯蔵タンクと復水貯蔵タンク基礎	X, Y, Z方向並進拘束



(全体図)



(1/2 カット図)

図 3-3 復水貯蔵タンクの解析モデル図

b. 解析コード

解析コード「L S-D Y N A」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 材料定数

復水貯蔵タンクのマテリアル定数を表 3-9 に示す。

表 3-9 モデル化する部材のマテリアル定数

		材質	降伏応力 $\sigma_y$ (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E' (MPa)	ポアソン 比
復水貯蔵 タンク	胴板 屋根板 内部鉄骨 支柱	SUS304	188	192000	1437	0.3

d. 材料の非線形特性

(a) 材料の応力-ひずみ関係

材料の応力-ひずみ関係は、バイリニア型とする。

材料に適用する応力-ひずみ関係の概念図を図 3-4 に示す。

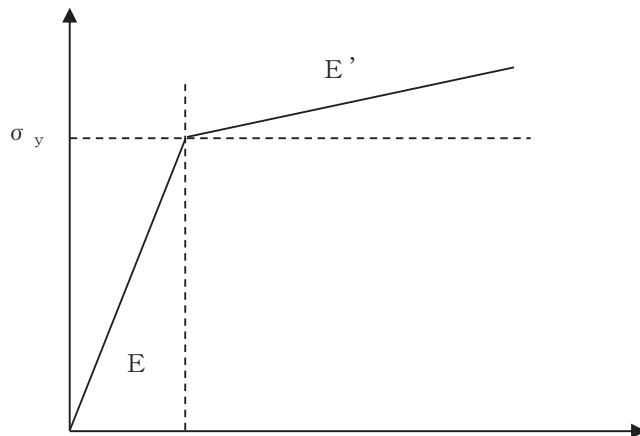


図 3-4 応力-ひずみ関係の概念図

(b) ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は、衝撃問題で変形速度が大きいため、衝突時のひずみ速度による影響を Cowper-Symonds 式により考慮する。



$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left\{ 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{\frac{1}{p}} \right\}$$

ここで、 $\sigma_D$ は動的応力、 $\sigma_S$ は静的応力、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度、 $C$ 及び $p$ はひずみ速度依存性のパラメータである。

ひずみ速度依存性パラメータを表 3-10 に示す。

表 3-10 ひずみ速度依存性パラメータ

	設計飛来物	復水貯蔵タンク
	鋼製材	胴板, 屋根板, 内部鉄骨, 支柱
材質	SS400	SUS304
C (1/s)		
p		

(c) 破断ひずみ

胴板及び屋根板の破断ひずみは、J I Sに規定されている伸びの下限值を基に設定する。また、NEI07-13 において TF (多軸性係数) を  とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕として TF =  を考慮する。

胴板及び屋根板の破断ひずみを表 3-11 に示す。

表 3-11 破断ひずみ

評価対象部位	材質	J I S 規格値 (下限値)	TF	破断ひずみ*
胴板, 屋根板	SUS304	0.4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

注記\* : 真ひずみ換算値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3.5.2 構造強度評価

復水貯蔵タンクの構造強度評価は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

#### (1) 計算モデル

設計竜巻の風圧力による荷重，設計飛来物による衝撃荷重，水頭圧及び自重に対する，胴板及び基礎ボルトの構造強度を1質点系モデルとして計算を行う。ここで，風荷重の作用点は胴板高さの1/2とし，設計飛来物による衝撃荷重に対しては，胴板頂部を作用点として考慮する。復水貯蔵タンクのモデル図を図3-5に示す。

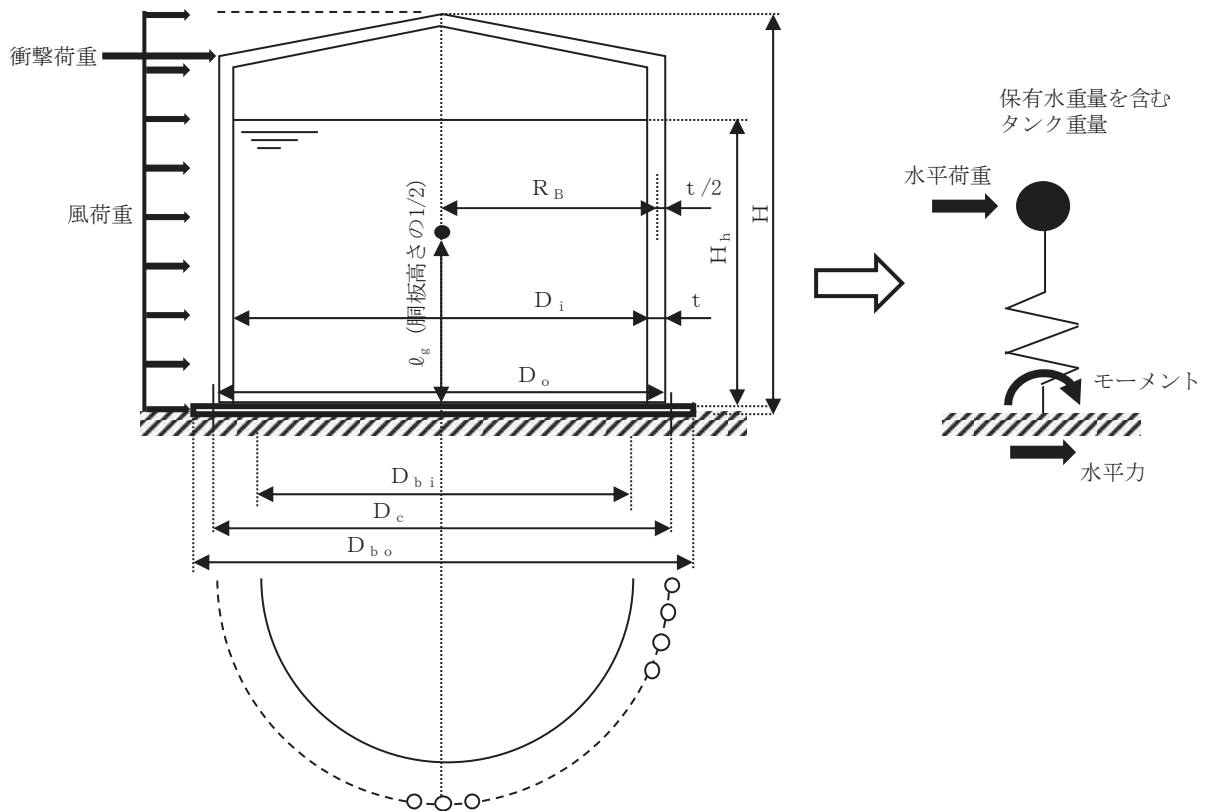


図3-5 復水貯蔵タンクモデル図

(2) 計算方法

- a. 設計竜巻により発生するモーメント

設計竜巻により作用するモーメント  $M_{T2}$  は以下の式により計算する。

$$M_{T2} = W_W \cdot \ell_g + W_M \cdot \ell_M$$

- b. 胴に生じる応力

- (a) 静水頭により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 1} = \frac{10^{-6} \cdot g \cdot \rho_W \cdot H_h \cdot D_i}{2 \cdot t}$$

- (b) 胴の自重（空質量）により生じる軸方向応力

$$\sigma_{x 2} = \frac{m_e \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

- (c) 設計竜巻により胴に生じる応力

設計竜巻により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x 4} = \frac{4 \cdot M_{T2}}{\pi \cdot (D_i + t)^2 \cdot t}$$

設計竜巻により胴に生じるせん断応力

$$\tau = \frac{2 \cdot W_{T2}}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

- (d) 組合せ応力

胴に生じる周方向応力の和

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi 1}$$

胴に生じる軸方向応力の和

$$\sigma_x = \sigma_{x 2} + \sigma_{x 4}$$

胴に生じる組合せ一次応力

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_{\phi}) + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_{\phi})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\}$$

- (e) 軸圧縮荷重及び曲げモーメントにより生じる圧縮応力

軸圧縮荷重により生じる圧縮応力

$$\sigma_{x c} = \sigma_{x 2}$$

曲げモーメントにより生じる圧縮応力

$$\sigma_{x b} = \sigma_{x 4}$$

c. 胴板の座屈評価

胴板について、以下の式にて座屈評価を行う。

$$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leq 1$$

(a) 軸圧縮荷重により生じる座屈応力

$$f_c = \begin{cases} F & (\eta \leq \eta_1) \\ F \cdot \left[ 1 - \frac{1}{6800 \cdot g} \cdot \{F - \phi_c(\eta_2)\} \cdot (\eta - \eta_1) \right] & (\eta_1 < \eta < \eta_2) \\ \phi_c(\eta) & (\eta_2 \leq \eta \leq 800) \end{cases}$$

ここで、

$$\phi_c(\eta) = 0.6 \cdot \frac{E}{\eta} \cdot \left[ 1 - 0.901 \cdot \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{\eta}\right) \right\} \right]$$

(b) 曲げモーメントにより生じる座屈応力

$$f_b = \begin{cases} F & (\eta \leq \eta_1) \\ F \cdot \left[ 1 - \frac{1}{8400 \cdot g} \cdot \{F - \phi_b(\eta_3)\} \cdot (\eta - \eta_1) \right] & (\eta_1 < \eta < \eta_3) \\ \phi_b(\eta) & (\eta_3 \leq \eta \leq 800) \end{cases}$$

ここで、

$$\phi_b(\eta) = 0.6 \cdot \frac{E}{\eta} \cdot \left[ 1 - 0.731 \cdot \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{\eta}\right) \right\} \right]$$

(c) 安全率  $\alpha_1$

安全率は、各荷重の組合せに対して

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1.0 & (\eta \leq \eta_1) \\ 1.0 + \frac{F}{13600 \cdot g} \cdot (\eta - \eta_1) & (\eta_1 < \eta < \eta_2) \\ 1.5 & (\eta_2 \leq \eta) \end{cases}$$

ここで、

$$\eta = \frac{R_B}{t}, \quad \eta_1 = \frac{1200 \cdot g}{F}, \quad \eta_2 = \frac{8000 \cdot g}{F}, \quad \eta_3 = \frac{9600 \cdot g}{F}$$

d. 基礎ボルト評価

(a) 基礎ボルトに生じるせん断応力

$$\tau_b = \frac{W_{T2}}{n \cdot A_b}$$

(b) 引張応力

基礎ボルトに引張力が作用しないのは、 $\alpha_2$ が $\pi$ に等しくなったときであり、 $\alpha_2$ を $\pi$ に近づけた場合の値  $e=0.75$  を及び  $z=0.25$  を  $F_t$ を求める式に代入し、得られる  $F_t$ の値によって引張力の有無を次のように判断する。

$F_t \leq 0$  ならば引張力は作用しない。

$F_t > 0$  ならば引張力は作用しているので以下の計算を行う。

転倒モーメント  $M_{T2}$  が作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については、荷重と変位量の釣合い条件を考慮することにより求める。基礎の荷重説明図を図 3-6 に示す。

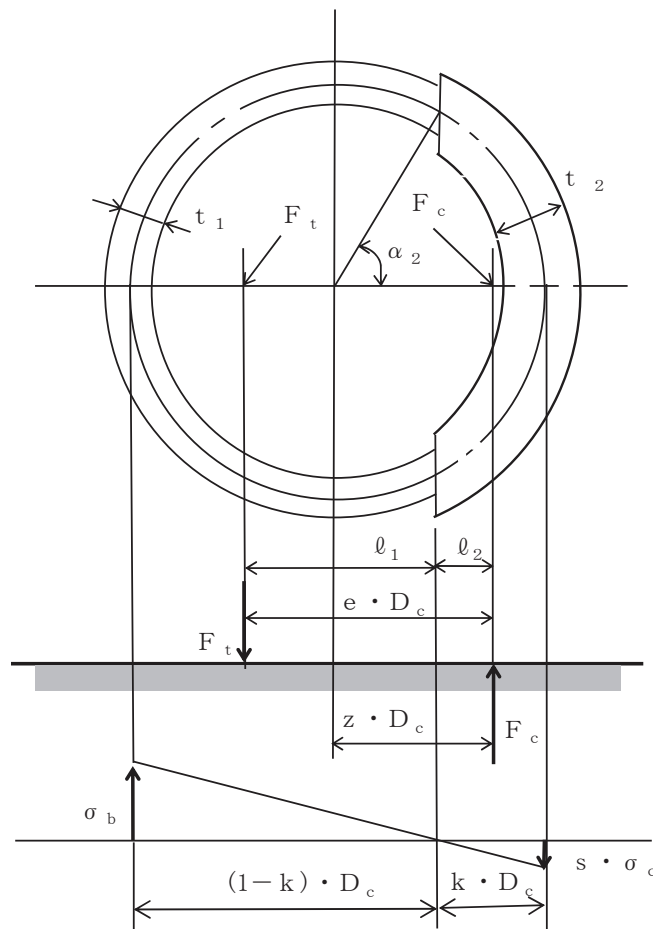


図 3-6 基礎の荷重説明図

イ.  $\sigma_b, \sigma_c$ を仮定して係数  $k$  を求める。

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}}$$

ロ.  $\alpha_2$  を求める。

$$\alpha_2 = \cos^{-1}(1 - 2 \cdot k)$$

ハ. 各定数  $e, z, C_t$  及び  $C_c$  を求める。

$$e = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{(\pi - \alpha_2) \cdot \cos^2 \alpha_2 + \frac{1}{2} \cdot (\pi - \alpha_2) + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2}{(\pi - \alpha_2) \cdot \cos \alpha_2 + \sin \alpha_2} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha_2 - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \alpha_2}{\sin \alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2} \right\}$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left( \cos \alpha_2 + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha_2 - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \alpha_2}{\sin \alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2} \right)$$

$$C_t = \frac{2 \cdot \{ (\pi - \alpha_2) \cdot \cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \}}{1 + \cos \alpha_2}$$

$$C_c = \frac{2 \cdot (\sin \alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2)}{1 - \cos \alpha_2}$$

ニ. 各定数を用いて  $F_t$  及び  $F_c$  を求める。

$$F_t = \frac{M_{T2} - m_e \cdot g \cdot z \cdot D_c}{e \cdot D_c}$$

$$F_c = F_t + m_e \cdot g$$

ホ.  $\sigma_b, \sigma_c$  を求める。

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot F_t}{t_1 \cdot D_c \cdot C_t}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot F_c}{(t_2 + s \cdot t_1) \cdot D_c \cdot C_c}$$

ここで,

$$t_1 = \frac{n \cdot A_b}{\pi \cdot D_c}$$

$$t_2 = \frac{1}{2} \cdot (D_{b_o} - D_{b_i}) - t_1$$

#### 4. 評価条件

##### 4.1 衝突評価

###### (1) ひずみ

復水貯蔵タンクのひずみ評価は、復水貯蔵タンクの最大変形が生じると想定される胴板中央，屋根板中央部（2 ケース）に衝突するケースを想定する。

解析ケースを表 4-1 及び図 4-1 に示す。

表 4-1 解析ケース

衝突箇所		設計飛来物	衝突方向
復水貯蔵タンク	胴板中央	鋼製材	水平方向
	屋根板中央部-1		鉛直方向
	屋根板中央部-2		

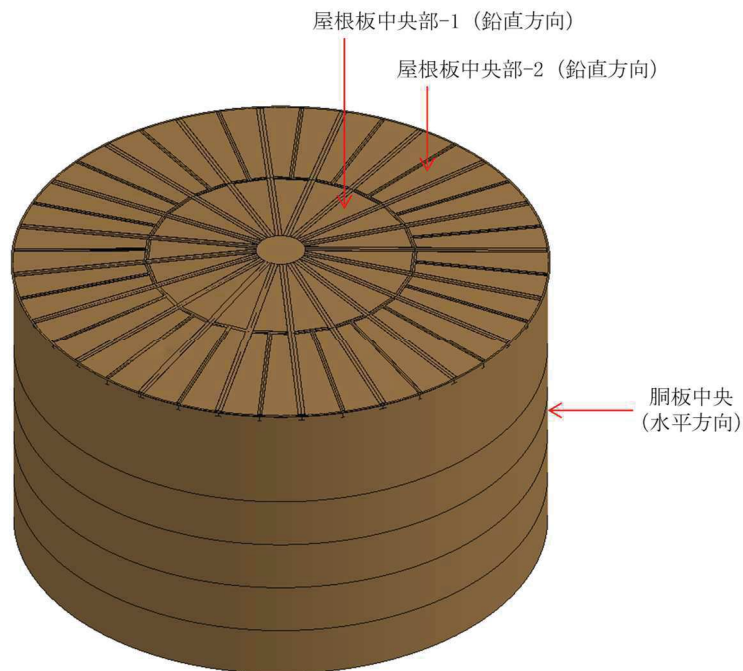


図 4-1 解析ケース



#### 4.2 構造強度評価

「3. 強度評価方法」のうち，構造強度評価に用いる評価条件を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

表 4-2 許容応力評価に用いる条件

材料	温度 (°C)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)	F (MPa)	$1.5 f_t$ (MPa)	$1.5 f_s$ (MPa)
SUS304 (胴板)	66	188	479	205	-	-
SNB7 (基礎ボルト)	40	725	860	602	451	347

表 4-3 復水貯蔵タンクの入力条件

据付場所及び床 面高さ (m) * 1	構造概要	最高使用圧力 (MPa)	温度* 2 (°C)	$\rho_w$ (-)	g (m/s <sup>2</sup> )
屋外 O. P. 9. 50	平底たて置 円筒形	静水頭	①66	1. 0	9. 80665
			②40		

q (N/m <sup>2</sup> )	G (-)	C (-)	H (mm)	$W_w$ (N)	$W_M$ (N)	$W_{T2}$ (N)
6130	1. 0	1. 2	12469	$1. 838 \times 10^6$	$1. 466 \times 10^6$	$3. 304 \times 10^6$

$m_e$ (kg)	$D_i$ (mm)	t (mm)	$\ell_g$ (mm)	$\ell_M$ (mm)	$H_h$ (mm)	$R_B$ (mm)	E (MPa)
242500	20000	22	6234. 5	11836	10100	10011	$1. 92 \times 10^5$

n (本)	ボルト サイズ	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	s (-)	$D_c$ (mm)	$D_{b_o}$ (mm)	$D_{b_i}$ (mm)
90	M60	2827	15	20320	20640	20000

注記 \* 1 : 基準床レベルを示す。

\* 2 : ①は胴板評価時，②は基礎ボルト評価時の値

5. 強度評価結果

5.1 衝突評価結果

ひずみの評価結果を表 5-1 並びに図 5-1, 図 5-2 及び図 5-3 に示す。  
胴板及び屋根板に発生するひずみは許容限界を超えない。

表 5-1 ひずみ評価結果

評価部位	衝突位置	ひずみ	
		評価結果	許容限界
胴板	胴板中央		
屋根板	屋根板中央部-1		
	屋根板中央部-2		

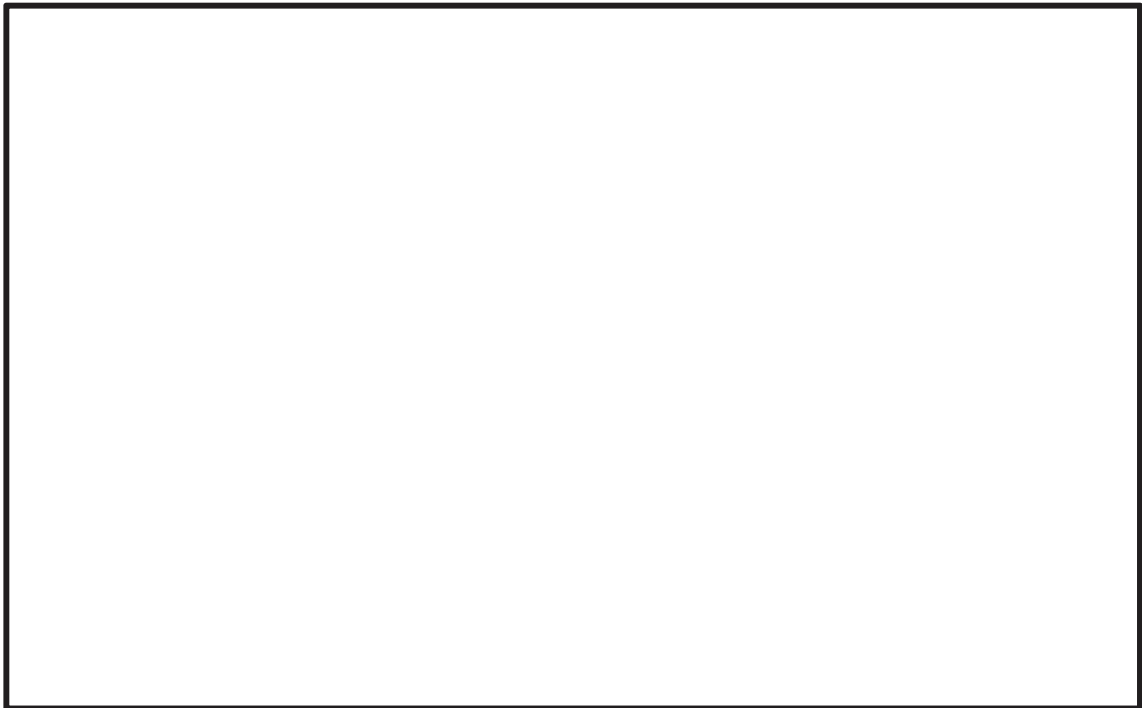


図 5-1 復水貯蔵タンクのひずみ分布図（胴板）

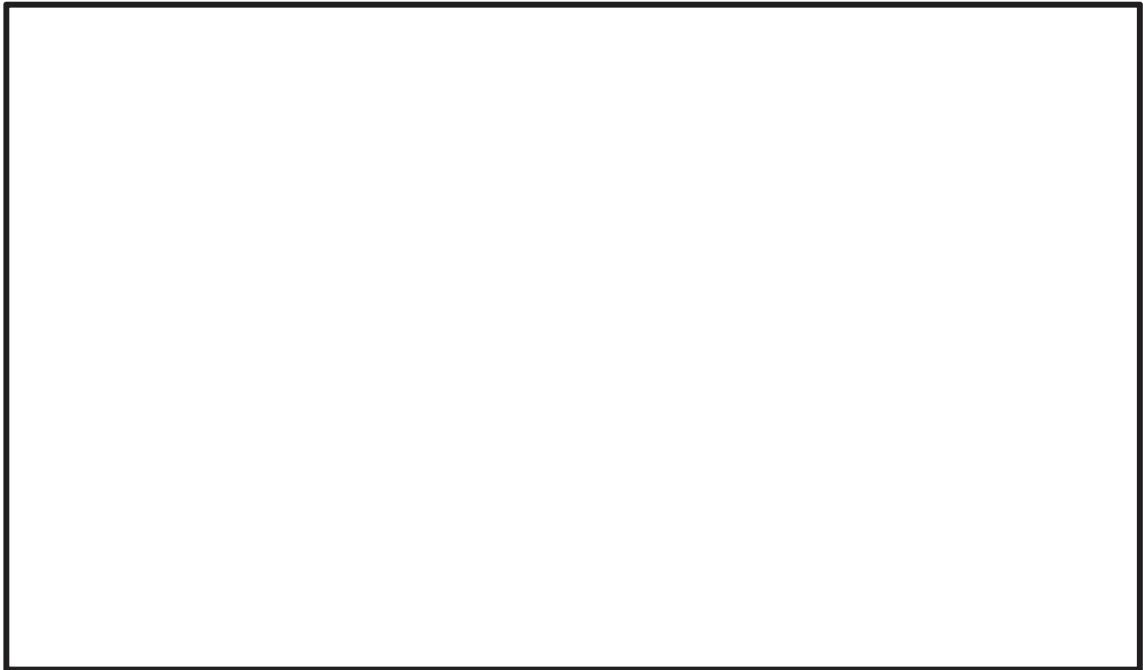


図 5-2 復水貯蔵タンクのひずみ分布図（屋根板中央部-1）

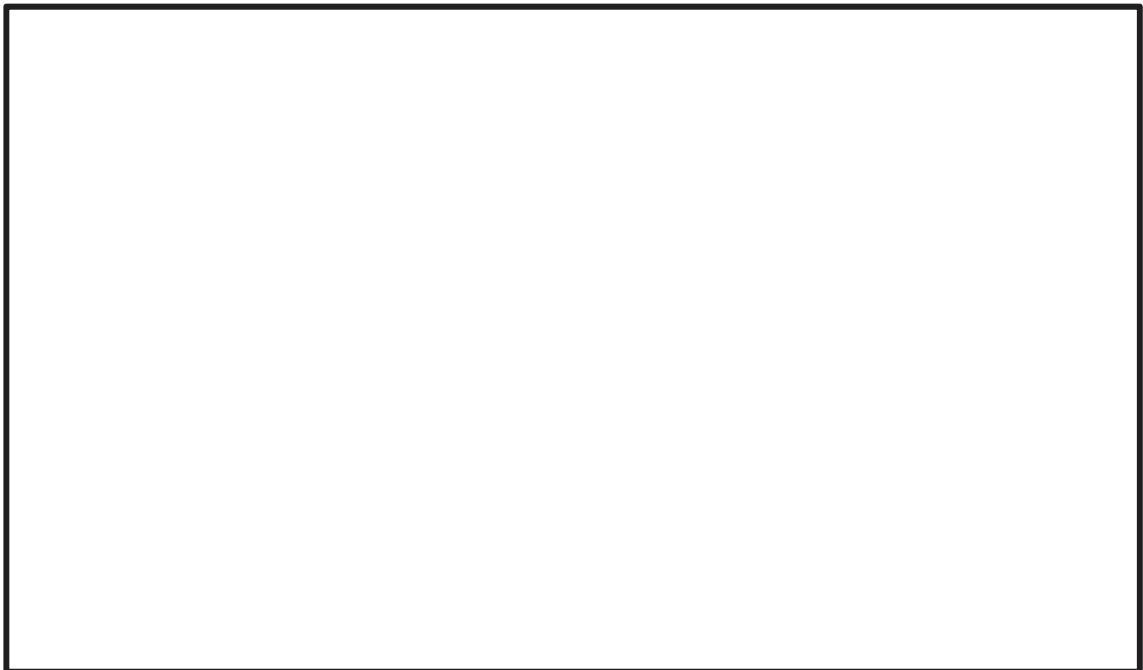


図 5-3 復水貯蔵タンクのひずみ分布図（屋根板中央部-2）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 5.2 構造強度評価結果

構造強度評価結果を表 5-2 に示す。

胴板，基礎ボルトに発生する応力は許容限界以下であり，また，座屈の評価の条件式を満足している。

表 5-2 構造強度評価結果

評価部位	材料	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	
胴板	SUS304	一次一般膜	46	188	
		組合せ一次	46	188	
		圧縮と曲げの組合せ (座屈の評価)	$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leq 1$		
			0.10		
基礎ボルト	SNB7	引張	8	451	
		せん断	13	347	
		組合せ	8	451	

VI-3-別添 1-1-7 排気筒の強度計算書

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	10
3. 強度評価方法	11
3.1 評価対象部位	11
3.2 荷重及び荷重の組合せ	12
3.3 許容限界	17
3.4 評価方法	19
4. 評価条件	35
5. 強度評価結果	52

## 1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、第2号機及び第3号機排気筒（以下「排気筒」という。）が、設計竜巻による風圧力による荷重及び設計飛来物の衝撃荷重に対し、竜巻時及び竜巻通過後においても、排気筒の機能の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

排気筒について、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を踏まえ、「2.1 位置」、「2.2 構造計画」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用基準」を示す。

2.1 位置

排気筒の設置位置を図 2-1 に示す。



図 2-1 排気筒の設置位置



## 2.2 構造計画

排気筒について、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

排気筒は、地上からの高さ 160.0m、基部内径 3.7m、頂部内径 3.0m の鋼板製筒身 2 本を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた四角鉄塔支持形鋼管構造であり、第 2 号機排気筒と第 3 号機排気筒で支持構造物を共有する集合方式である。

筒身と鉄塔は 4 箇所 の支持点で接続される。O.P. 41.8m, O.P. 74.8m, O.P. 161.8m の 3 箇所は、水平方向固定・鉛直方向フリーの支持点構造で接続され、O.P. 134.8m の支持点は制震装置（オイルダンパ）で接続されている。

排気筒の概要図を図 2-2 及び図 2-3 に、排気筒基礎の概要図を図 2-4～図 2-6 に示す。

### 構造概要

- |         |  |
|---------|--|
| ・ 構造形式  | 四角鉄塔支持形鋼管構造（制震装置付）                               |
| ・ 排気筒高さ | 160.0m（O.P. 174.8m）                              |
| ・ 鉄塔高さ  | 147.0m（O.P. 161.8m）                              |
| ・ 筒身内径  | 頂部 3.0m<br>基部 3.7m                               |
| ・ 鉄塔幅   | 頂部 11.0m<br>根開き 30.0m                            |
| ・ 支持点位置 | O.P. 41.8m, O.P. 74.8m, O.P. 134.8m, O.P. 161.8m |
| ・ 基礎    | 鉄筋コンクリート造フーチング基礎                                 |



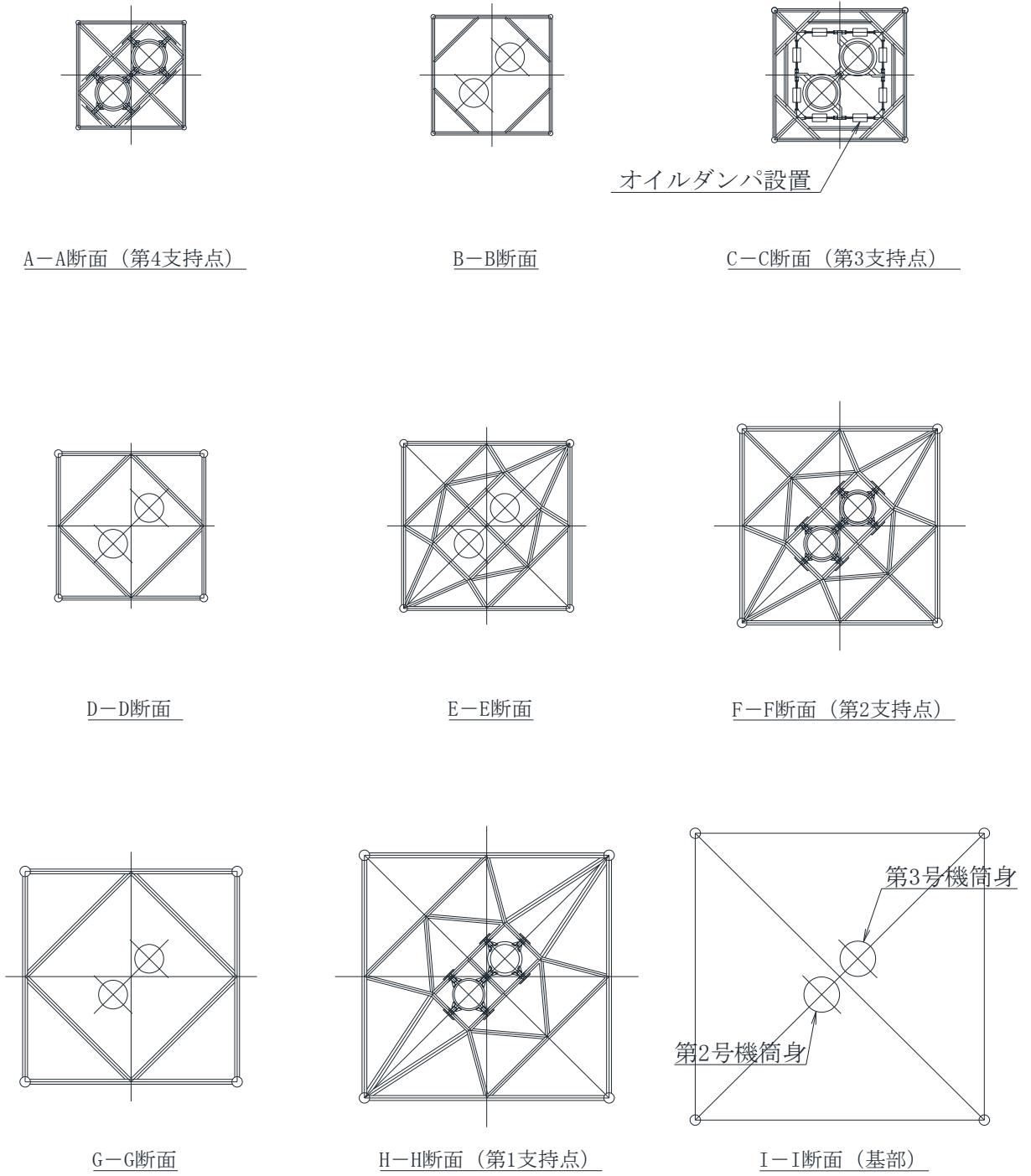


図 2-3 排気筒の概略平面図

# 平面図

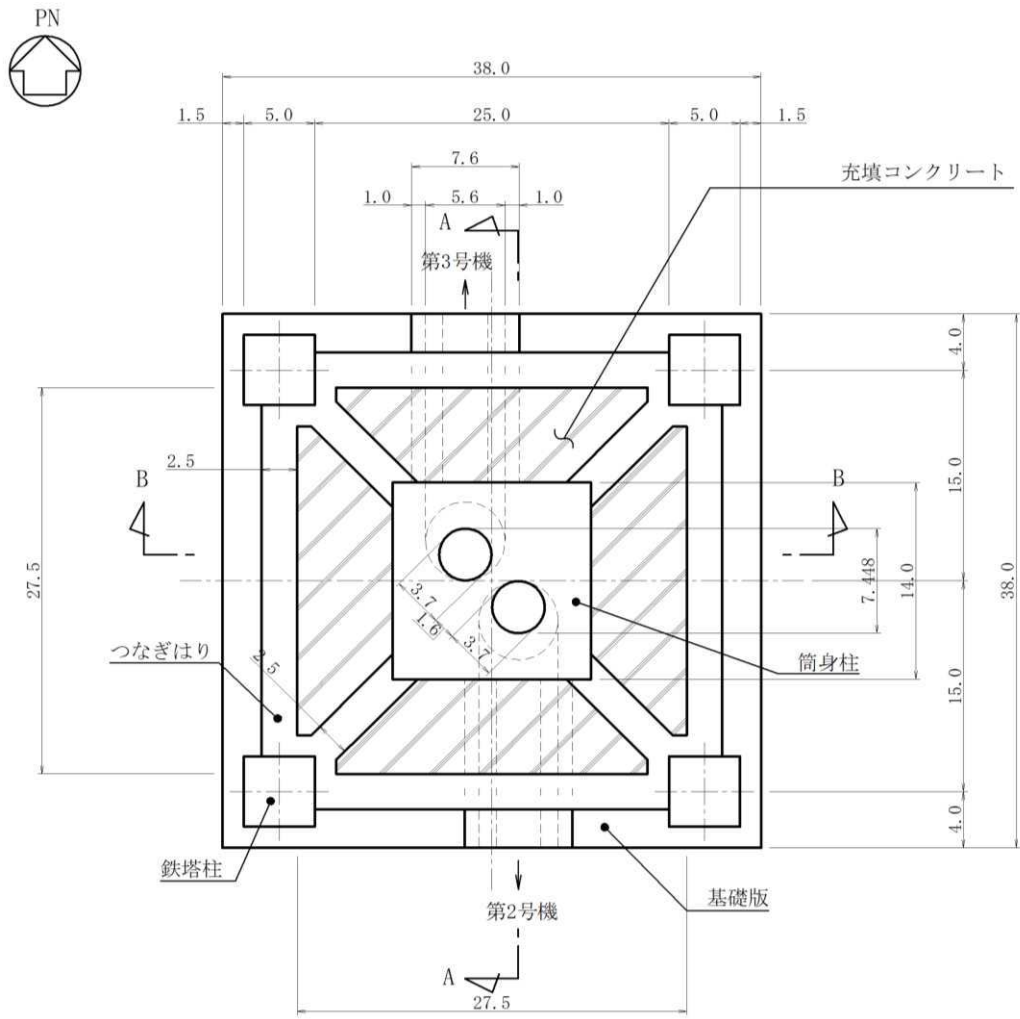


図 2-4 排気筒基礎平面図 (単位 : m)



### 2.3 評価方針

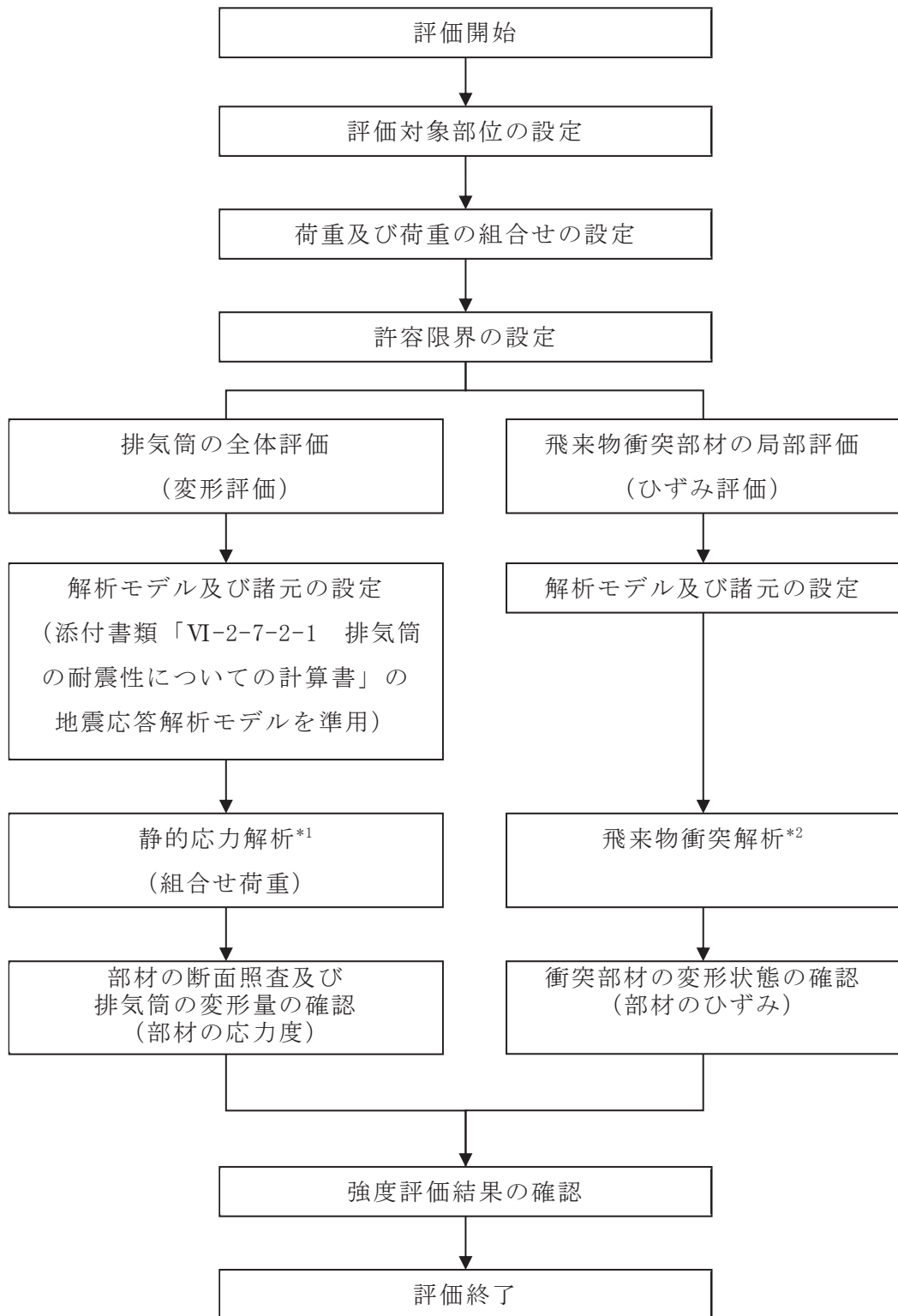
排気筒の強度評価は、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、排気筒の評価対象部位に作用する応力が、許容限界に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

排気筒の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻による荷重とこれに組合せる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

具体的には、強度評価について、設計荷重が排気筒に作用した場合、排気筒の各評価対象部位に作用する応力度が「3.3 許容限界」に示す許容応力度を下回ることを確認する。また、排気筒は、筒身に作用する荷重を鉄塔が支持する構造であることから、筒身、鉄塔部及び脚部を評価対象部位とする。ただし、排気筒の主要な支持機能を有する鉄塔部材は、設計竜巻による設計飛来物が衝突することを考慮するため、その部材については終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。

なお、排気筒の有する安全機能を発揮すべき事象（運転時の異常な過渡変化または設計基準事故に伴う放射性物質の放出）が竜巻に起因して発生することはなく、筒身に損傷が生じた場合は安全上支障のない期間に補修する方針としていることから、排気筒の安全機能に対する影響はない。

排気筒の強度評価フローを図 2-7 に示す。



注記 \*1 : 静的応力解析については、解析コード「DYNA2E」により、三次元 FEM モデルを用いた評価を実施する。

\*2 : 飛来物衝突解析については、解析コード「LS-DYNA」により、材料非線形を考慮した衝突解析により評価を実施する。

図 2-7 排気筒の強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984 ( (社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 ( (社) 日本電気協会)
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所 2015) (以下「技術基準解説書」という。)
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ( (社) 日本建築学会，2005 改定)
- ・ 容器構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会，2010) (以下「容器構造設計指針」という。)
- ・ 煙突構造設計指針 ( (社) 日本建築学会，2007)
- ・ 煙突構造設計施工指針 ( (一財) 日本建築センター，1982)
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会，2010 改定)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ( (社) 日本建築学会，1999)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ( (社) 日本建築学会，2005 制定)
- ・ 建築物荷重指針・同解説 ( (社) 日本建築学会，2004 改定)
- ・ U.S.Nuclear Regulatory Commission:REGULATORY GUIDE 1.76,DESIGN BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS,Revision1, March 2007
- ・ Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI07-13)) (以下「NEI07-13」という。)
- ・ 日本産業規格 ( J I S )



### 3. 強度評価方法

#### 3.1 評価対象部位

排気筒の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す評価基準を踏まえ筒身、鉄塔部及び脚部とする。

また、「2.3 評価方針」に示したとおり、鉄塔部材は設計飛来物の衝突を考慮することから、衝突を評価する部材としては、鉄塔基礎部に直接荷重を伝達する最下層支柱材のうち、健全時において風圧力を作用させた際に、最も厳しい評価結果となる部材とする。

### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 固定荷重 (F d)

固定荷重として、持続的に生じる荷重である筒身及び鉄塔部の自重の他に、制震オイルダンパ、歩廊等の付属設備の荷重を考慮する。

##### b. 設計竜巻による荷重 ( $W_w$ )

屋外の施設であるため風圧力による荷重を考慮する。設計竜巻の風圧力による荷重 $W_w$ は、添付書類「V-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(1)b. (a) 風圧力による荷重」に基づき、以下の式から算出する。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

$$\text{ここで、 } q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2 \text{ とし}$$

- $W_w$  : 設計竜巻の風圧力による荷重 (N)  
 $q$  : 設計用速度圧 ( $N/m^2$ ) ( $q = 6130N/m^2$ )  
 $G$  : ガスト影響係数 ( $G = 1.0$ )  
 $C$  : 風力係数  
 $A$  : 筒身及び鉄塔部の見付面積 ( $m^2$ )  
 $\rho$  : 空気密度 ( $kg/m^3$ ) ( $\rho = 1.226kg/m^3$ )  
 $V_D$  : 最大風速 ( $m/s$ ) ( $V_D = 100m/s$ )

設計竜巻の風圧力による荷重 $W_w$ の入力方法を図 3-1 に示す。風圧力による荷重 $W_w$ が作用する方向は、 $0^\circ$  方向及び  $45^\circ$  方向とする。ここで、風力係数  $C$  は「煙突構造設計施工指針」に基づき、表 3-1 の数値とする。鉄塔部材への荷重は、各レベルの水平力を、各部材の支配幅あたりに分配して設定する。

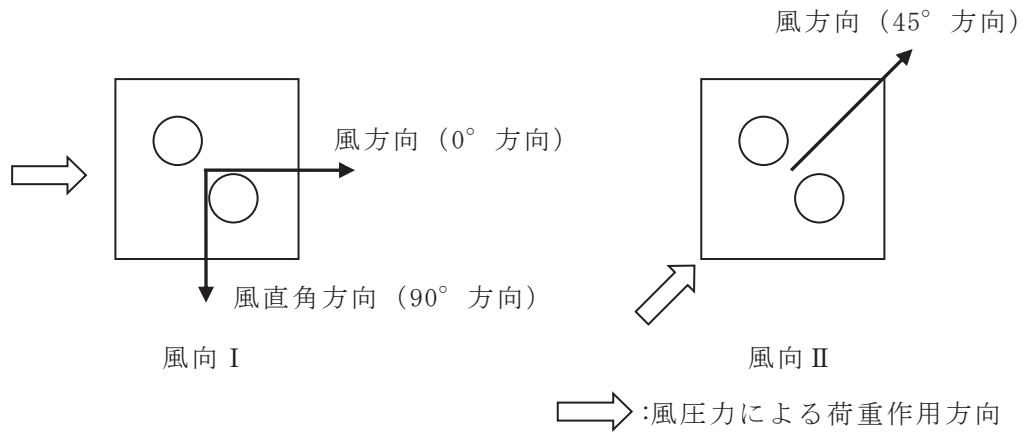


図 3-1 風圧力による荷重 $W_w$ の入力方法

表 3-1 風力係数

	風向 I	風向 II
筒身	風方向 0.5 風直角方向 0.7	風方向 0.75
鉄塔部	風方向 2.4	風方向 2.2

c. 設計飛来物による衝撃荷重 ( $W_M$ )

設計飛来物による衝撃荷重については、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(1)b.(c) 飛来物による衝撃荷重」に基づき、表 3-2 に諸元を示す設計飛来物の衝突を伴う荷重とする。

表3-2 鋼製材の諸元

	鋼製材
寸法 (m)	4.2×0.3×0.2
質量 (kg)	135
水平方向の飛来速度 (m/s)	46.6
鉛直方向の飛来速度 (m/s)	16.7

(2) 荷重の組合せ

設計竜巻による複合荷重 $W_T$  ( $W_{T1}$ ,  $W_{T2}$ )は、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す式に従い、算出する。

$$W_{T1} = W_P$$

$$W_{T2} = W_W + 0.5 \cdot W_P + W_M$$

$W_{T1}$ ,  $W_{T2}$ : 設計竜巻による複合荷重

$W_W$ : 設計竜巻の風圧力による荷重

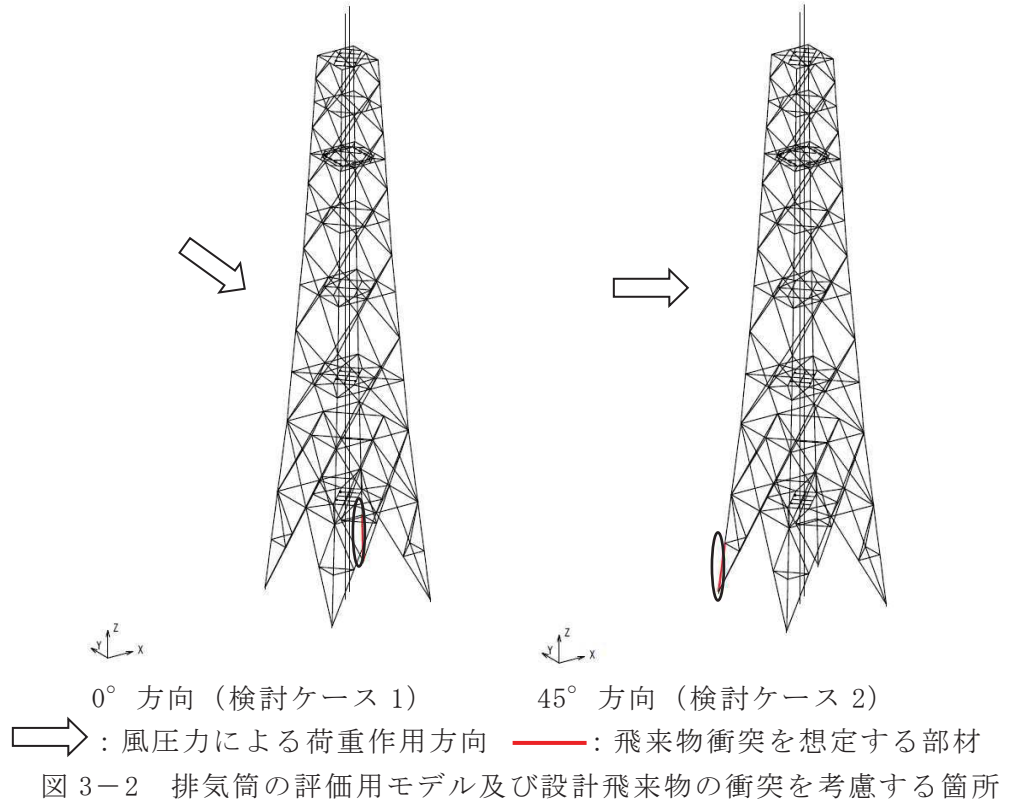
$W_P$ : 設計竜巻の気圧差による荷重

$W_M$ : 設計飛来物による衝撃荷重

排気筒は大気中に開かれており、排気筒内外に気圧差が生じ難い構造であるため、気圧差による荷重は考慮しない ( $W_P = 0$ )。したがって、設計竜巻による複合荷重 $W_T$ は $W_{T1} = 0$  となり、 $W_{T2} = W_W + W_M$ とし、 $0^\circ$  方向と  $45^\circ$  方向の荷重に対して、固定荷重 ( $F_d$ ) を考慮した設計荷重を用いて検討を実施する。

また、「3.1 評価対象部位」に示したとおり、設計飛来物の衝突を考慮する箇所については、鉄塔部の最下層支柱材とし、設計飛来物は  $0^\circ$  方向及び  $45^\circ$  方向から衝突するものとする。

排気筒の評価用モデル及び設計飛来物の衝突を考慮する箇所を図 3-2 に示す。



設計竜巻の風圧力による荷重 $W_w$ の作用方向と設計飛来物による衝突荷重 $W_M$ の衝突方向を図3-3に示す。

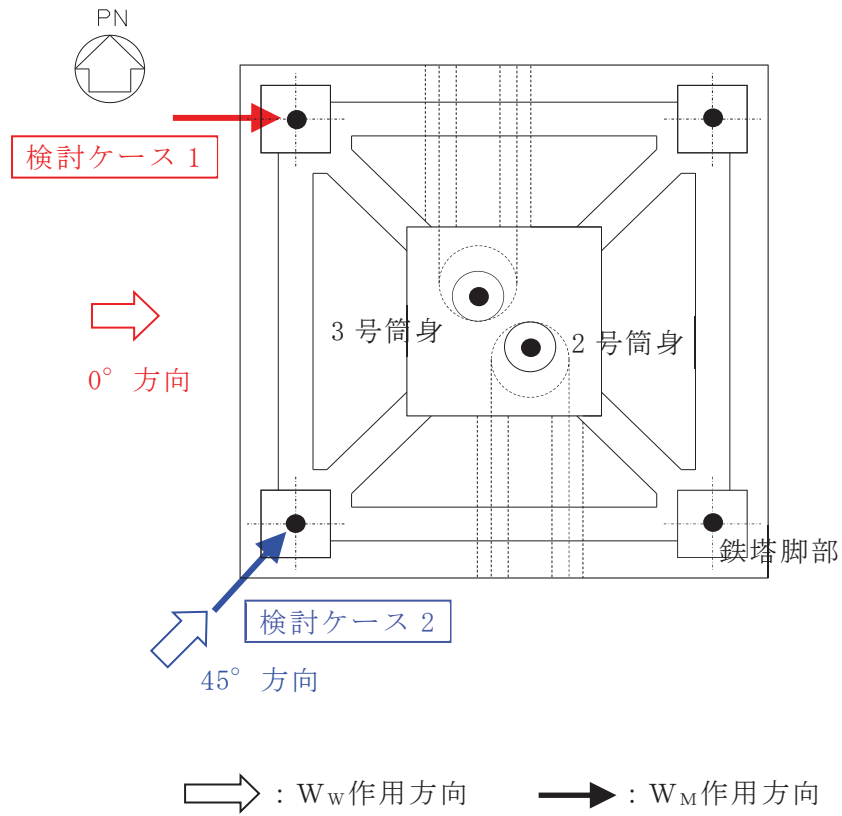


図3-3 複合荷重の作用方向

### 3.3 許容限界

筒身の鋼材については、J I S G 3 1 1 4「溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材」に規定される SMA400AP を使用する。

鉄塔の鋼材は、J I S G 3 1 0 1「一般構造用圧延鋼材」に規定される SS400、J I S G 3 4 4 4「一般構造用炭素鋼鋼管」に規定される STK400、STK490 のいずれかを使用する。

筒身脚部、鉄塔脚部の鋼材は、J I S G 3 1 0 1「一般構造用圧延鋼材」に規定される SS400、J I S G 3 1 0 6「溶接構造用圧延鋼材」に規定される SM400A のいずれかを使用する。なお、鉄塔脚部のアンカーボルトは、直径が 40mm を超える鋼材を使用する。

各使用材料の許容限界は許容応力度とし、表 3-3～表 3-6 に示す。なお、筒身受台及び鉄塔受台に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度  $F_c$  は  $20.5\text{N/mm}^2$ 、鉄筋は SD345 とする。

表3-3 鋼材の許容応力度

板厚	材質	基準強度 F 値 (単位: $\text{N/mm}^2$ )	許容応力度
$t \leq 40\text{mm}$	SS400, SMA400AP, STK400	235	「容器構造設計指針」又は 「鋼構造設計規準」に従っ て、左記 F 値より求める。
$t \leq 40\text{mm}$	STK490	325	

表3-4 筒身脚部、鉄塔脚部の許容応力度

板厚	材質	基準強度 F 値 (単位: $\text{N/mm}^2$ )	許容応力度
$t \leq 40\text{mm}^*$	SS400, SM400A	235	「鋼構造設計規準」に従っ て、左記 F 値より求める。
$t > 40\text{mm}^*$	SS400, SM400A	215	

注記\* : アンカーボルトは公称軸径を板厚と読み替える。

表 3-5 コンクリートの許容応力度 (単位：N/mm<sup>2</sup>)

	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
$F_c = 20.5$	6.8	—	0.68	13.6	—	1.02

表 3-6 鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm<sup>2</sup>)

	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D25 以下	215	195	345	345
	D29 以上	195			

また、設計飛来物の衝突を考慮する最下層支柱材の許容限界は、鋼材の破断ひずみを設定する。破断ひずみについては、「3.4 (3) d. 材料の非線形特性」に示すとおり、J I Sに規定されている伸びの下限值を基に設定するが、「NEI07-13」においてTF (多軸性係数) を  とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕としてTF =  を考慮して設定する。

設計飛来物の衝突を考慮する最下層支柱材の許容限界を表 3-7 に示す。

表 3-7 最下層支柱材の許容限界

評価対象部位	材質	破断ひずみ*
最下層支柱材	STK400, SS400	<input type="text"/>

注記\*：真ひずみ換算値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



### 3.4 評価方法

#### (1) 応力評価方法

排気筒について、三次元 FEM モデルを用いた応力解析を実施する。評価用モデルは図 3-2 に示すとおり。

#### (2) 断面算定方法

排気筒の断面評価に用いる応力は、三次元 FEM モデルを用いた静的応力解析により得られた設計荷重による断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）から算定する。解析には、解析コード「DYNA2E Ver.7.2.63」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### a. 筒身

断面算定は「容器構造設計指針」に準拠して行うものとし、筒身に生じる軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して、下式を用いて行う。

$$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}} \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\tau}{s f_{cr}} \leq 1.0$$

ここで、

- $\sigma_c$  : 平均圧縮応力度  $\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$  (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_b$  : 圧縮側曲げ応力度  $\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z$  (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度  $\tau = Q \cdot 10^3 / A_s$  (N/mm<sup>2</sup>)
- $c f_{cr}$  : 圧縮材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b f_{cr}$  : 曲げ材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $s f_{cr}$  : せん断材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : 軸力 (kN)
- $A$  : 円筒の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 曲げモーメント (kN・m)
- $Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $Q$  : せん断力 (kN)
- $A_s$  : 円筒のせん断断面積  $A_s = A/2$  (mm<sup>2</sup>)

なお、材料強度は、「平 12 建告第 2464 号」に準拠し、材料強度 F 値を 1.1 倍した値を用いて許容応力度を算出し、部材に発生する応力が許容応力度を超えないことを確認する。また、断面評価において腐食代は考慮しない。

b. 鉄塔部材

断面算定は、「建築基準法施行令第 90 条, 第 96 条」及び「平 13 国交告第 1024 号」に準拠して行うものとし, 主要な鉄塔部材 (主柱材, 斜材, 水平材) に生じる軸力及び曲げモーメントに対して, 下式を用いて行う。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここで,

$\sigma_c$  : 平均圧縮応力度  $\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_b$  : 曲げ応力度  $\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z$  (N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$  : 圧縮材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_b$  : 曲げ材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 軸力 (kN)

$A$  : 断面積 (mm<sup>2</sup>)

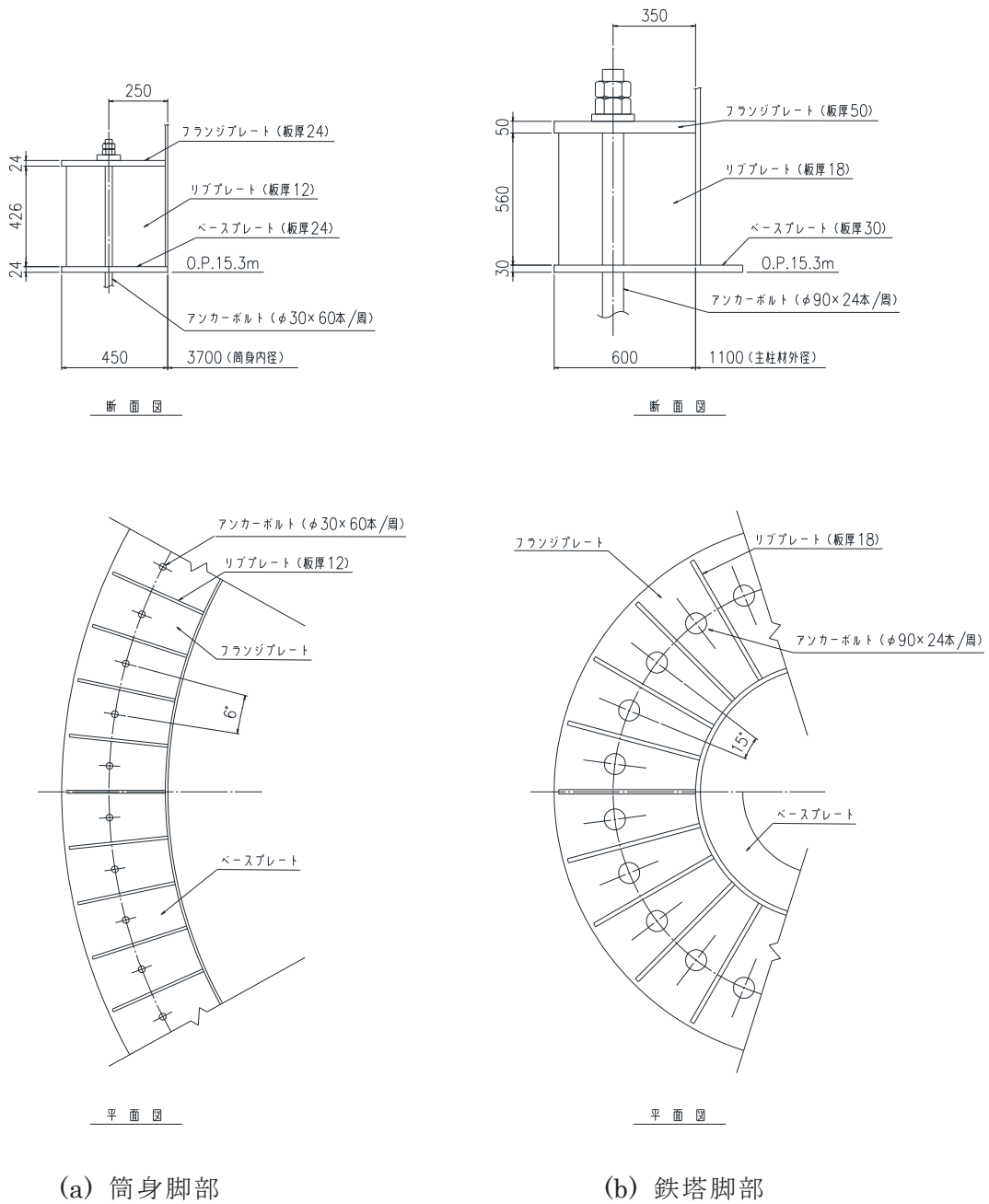
$M$  : 曲げモーメント (kN・m)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

なお, 材料強度は, 「平 12 建告第 2464 号」に準拠し, 材料強度 F 値を 1.1 倍した値を用いて許容応力度を算出し, 部材に発生する応力が許容応力度を超えないことを確認する。また, 断面評価において腐食代は考慮しない。

c. 脚部

脚部（アンカーボルト、ベースプレート、フランジプレート及びリブプレート）の概要図を図 3-4 に示す。鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に規定される短期応力に対する許容応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定する。コンクリートの許容応力度は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に規定される短期許容応力度とする。断面評価において腐食代は考慮しない。筒身脚部及び鉄塔脚部の脚部評価用反力を表 3-8 及び表 3-9 に示す。



注：板厚は使用板厚を示す。

図 3-4 脚部の概要図（単位：mm）

表 3-8 筒身脚部の評価用反力

検討ケース	軸力*		せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
	圧縮力 (kN)	引張力 (kN)		
ケース 1 (0° 方向)	1574.24	0.00	518.25	5999.89
ケース 2 (45° 方向)	1574.24	0.00	463.88	5379.27

注記\* : 軸力 : 圧縮「+」, 引張「-」

表 3-9 鉄塔脚部の評価用反力

検討ケース	軸力*		せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
	圧縮力 (kN)	引張力 (kN)		
ケース 1 (0° 方向)	22019.70	-17539.63	5367.40	4717.71
ケース 2 (45° 方向)	23966.06	-19527.78	6080.36	4416.13

注記\* : 軸力 : 圧縮「+」, 引張「-」

## (a) アンカーボルトの引張応力度に対する検討

アンカーボルトに作用する引張力は脚部に作用する軸力と曲げモーメントの荷重状態に応じて算出する。

全てのアンカーボルトが引張状態となる場合、アンカーボルトの全数で引張力に対抗する。このときアンカーボルトに作用する引張力は次式の通り算定する。

$$P = N / n_0 + M / Z_b$$

ここに

$P$  : 1本当たりのアンカーボルトに作用する引張力 (N)

$N$  : 軸力 (N)

$n_0$  : アンカーボルト本数 (本) ( $n_0$  = 筒身:60本, 鉄塔:24本)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$Z_b$  : アンカーボルト群の中心線周りの断面係数 (mm)

( $Z_b$  = 筒身:63000mm, 鉄塔:10800mm)

中立軸が断面内にあり一部のアンカーボルトが引張状態となる場合、断面内の圧縮荷重に対しては圧縮側にあるベースプレート下面のコンクリートで、引張力に対しては引張側にあるアンカーボルトで抵抗する。このときアンカーボルトに作用する引張力はベースプレートの平面形状を円環の鉄筋コンクリート断面とした応力算定式より求める。

アンカーボルトの引張応力度が以下に示す引張応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_t \leq f_t$$

ここに

$\sigma_t$  : アンカーボルトねじ部の引張応力度  $\sigma_t = P / A_e$  (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 1本当たりのアンカーボルトに作用する引張力 (N)

$A_e$  : アンカーボルトねじ部有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

( $A_e$  = 筒身:561mm<sup>2</sup>, 鉄塔:5590mm<sup>2</sup>)

$f_t$  : アンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」の鋼材の短期許容引張応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)

(b) アンカーボルトのせん断応力度に対する検討

せん断力とねじりモーメントの設計用反力に対してアンカーボルトに作用するせん断力を次式の通り算定する。

$$Q = S / n_o + T / Z_t$$

ここに

Q : 1本当たりのアンカーボルトに作用するせん断力 (N)

S : せん断力 (N)

T : ねじりモーメント (N・mm)

n<sub>o</sub> : アンカーボルト本数 (本) (n<sub>o</sub> = 筒身:60本, 鉄塔:24本)

Z<sub>t</sub> : アンカーボルト群の中心周りの断面係数 (mm)

(Z<sub>t</sub> = 筒身:126000mm, 鉄塔:21600mm)

アンカーボルトのせん断応力度が以下に示すせん断応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\tau \leq f_s$$

ここに

τ : アンカーボルトねじ部のせん断応力度  $\tau = Q / A_e$  (N/mm<sup>2</sup>)

Q : 1本当たりのアンカーボルトに作用するせん断力 (N)

A<sub>e</sub> : アンカーボルトねじ部有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

f<sub>s</sub> : アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」の鋼材の短期許容せん断応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)

(c) 引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの引張応力度に対する検討

引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの引張応力度が以下に示す引張応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_t \leq f_{ts}$$

ここに

$\sigma_t$  : アンカーボルトねじ部の引張応力度  $\sigma_t = P / A_e$  (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 1本当たりのアンカーボルトに作用する引張力 (N)

$A_e$  : アンカーボルトねじ部有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_{ts}$  : 引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>) ,  $f_{ts} = 1.4 f_t - 1.6 \tau$  かつ,  $f_{ts} \leq f_t$

$f_t$  : (a)に規定するアンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : (b)に規定するアンカーボルトねじ部のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(d) コンクリートのコーン状破壊に対する検討

コンクリートのコーン状破壊に対する許容引張力は、アンカーボルトの引張力が以下に示すコンクリート部の引張力に対する許容値以下であることを確認する。

$$P \leq p_a = \min(p_{a1}, p_{a2})$$

ここに、

$$p_{a1} = 0.31 \cdot K_1 \cdot A_c \sqrt{F_c}$$

$$p_{a2} = K_2 \cdot \alpha_c \cdot A_0 \cdot F_c$$

ここに

- $P$  : (a)に規定するボルト 1 本当たりの引張荷重 (N)
- $p_a$  : アンカーボルト 1 本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)
- $p_{a1}$  : コンクリート躯体がコーン状破壊する場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張荷重 (N)
- $p_{a2}$  : アンカーボルト頭部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張荷重 (N)
- $K_1$  : コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数 ( $K_1 = 2/3$ )
- $K_2$  : 支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数 ( $K_2 = 1$ )
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\alpha_c$  : 支圧面積と有効投影面積から定まる定数,  $\alpha_c = \sqrt{A_c / A_0}$   
で 6 を超える場合は 6
- $A_0$  : 支圧面積 (mm<sup>2</sup>)



(e) コンクリートの圧縮応力度に対する検討

ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度が以下に示す圧縮応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_c \leq f_c$$

ここに

$\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$  : コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の短期許容圧縮応力度)

(f) ベースプレートの面外曲げに対する検討

ベースプレートの下面にはコンクリートの圧縮応力度 ( $\sigma_c$ ) が等分布荷重として作用する (図 3-5)。リブプレート及び筒身, 又はリブプレート及び鉄塔の部材位置を固定とする 3 辺固定 1 辺自由板としてベースプレートの面外曲げ応力度を算定する。ベースプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Bb} \leq f_{b1}$$

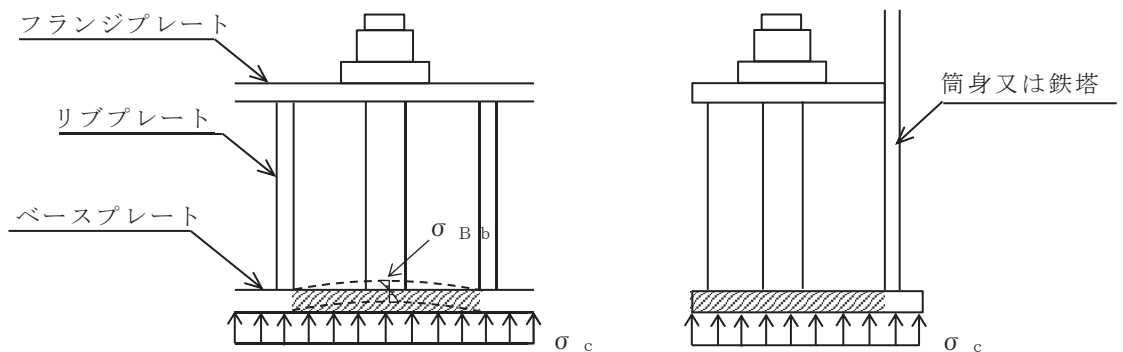
ここに

$\sigma_{Bb}$  : ベースプレートの面外の曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(等分布荷重を受ける 3 辺固定板 1 辺自由スラブの応力図より算定)

$f_{b1}$  : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)



(a) 正面図

(b) 断面図

図 3-5 ベースプレート応力算定説明図

(g) フランジプレートの面外曲げに対する検討

フランジプレートにはアンカーボルトの引張力（P）が集中荷重として作用する（図 3-6）。リブプレート位置を固定とする 2 辺固定板（両端固定梁）としてフランジプレートの面外の曲げ応力度を算定する。フランジプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Fb} \leq f_{b1}$$

ここに

$\sigma_{Fb}$  : フランジプレートの面外曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 (リブプレート間を梁スパンとする両端固定梁として算定)

$f_{b1}$  : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 (「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)

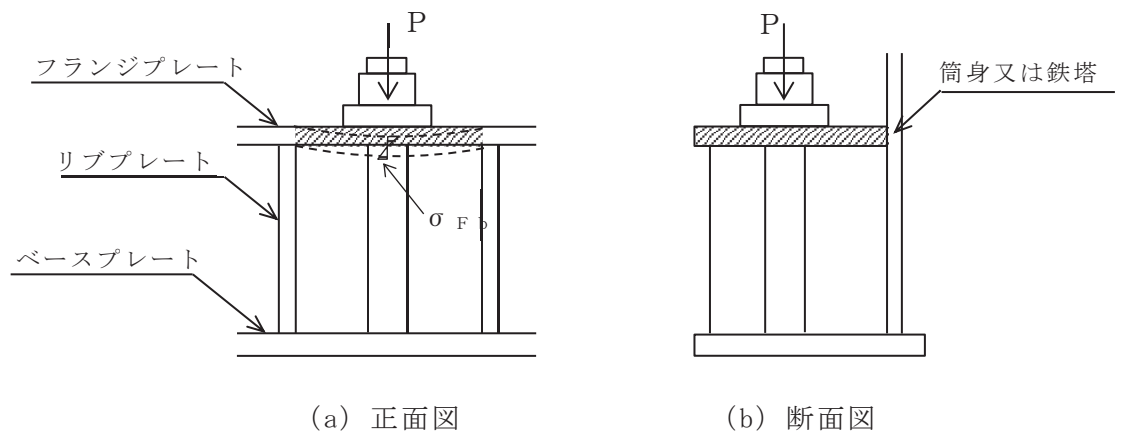


図 3-6 フランジプレート応力算定説明図

(h) リブプレートの圧縮応力度に対する検討

アンカーボルトからの引張力（P）又はベースプレート下面からの圧縮力（ $\sigma_c$ ）によってリブプレートに圧縮応力度が作用する（図 3-7）。リブプレートの圧縮応力度はアンカーボルトの引張力とベースプレート下面のコンクリート圧縮応力度から求めた圧縮力を比較して大きい方の値を用いて算定する。リブプレートの圧縮応力度が以下に示す圧縮応力度の許容値以下であることを確認する。

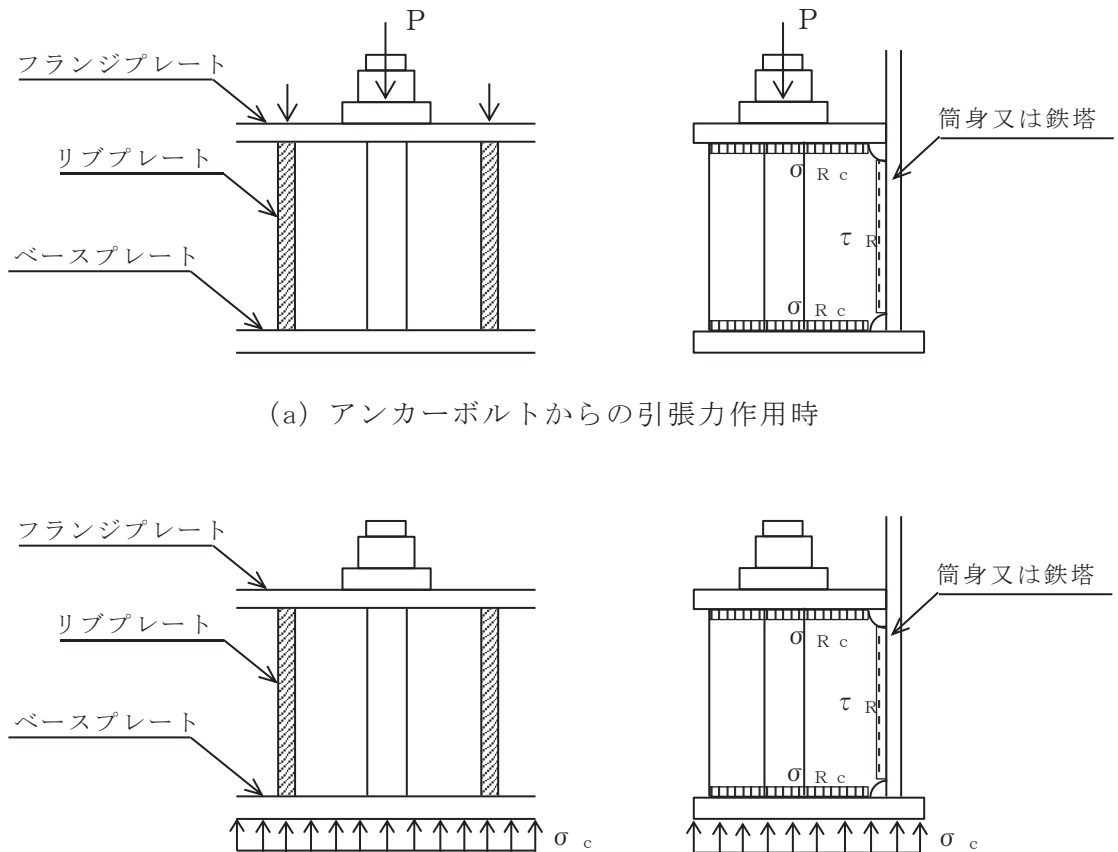
$$\sigma_{Rc} \leq f_c$$

ここに

$\sigma_{Rc}$  : リブプレートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$  : リブプレートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(リブプレートは「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」の幅厚比制限を満足するものとし、 $f_c$ は「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 の値)



(a) アンカーボルトからの引張力作用時

(b) ベースプレート下面からの圧縮力作用時

図 3-7 リブプレート応力算定説明図

(i) リブプレートのせん断応力度に対する検討

アンカーボルトからの引張力（P）又はベースプレート下面からの圧縮力（ $\sigma_c$ ）によってリブプレートにせん断応力度が作用する（図 3-7）。リブプレートのせん断応力度はアンカーボルトの引張力とベースプレート下面のコンクリート圧縮応力度から求めた圧縮力を比較して大きい方の値を用いて算定する。リブプレートのせん断応力度が以下に示すせん断応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\tau_R \leq f_s$$

ここに

$\tau_R$  : リブプレートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_s$  : リブプレートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

（「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」の鋼材の短期許容せん断応力度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定）

(3) ひずみ評価方法

設計飛来物の衝突を考慮する最下層支柱材に生じるひずみは、材料非線形を考慮した衝突解析により評価する。

a. 解析モデル及び諸元

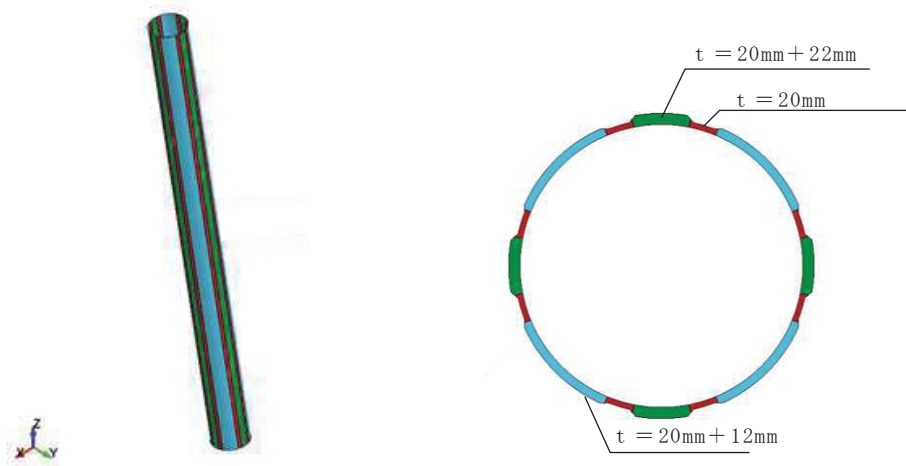
(a) 最下層支柱材

最下層支柱材は、シェル要素でモデル化する。

最下層支柱材の諸元を表 3-10 に、解析モデルを図 3-8 に示す。拘束条件として、三次元 FEM モデルの剛性を模擬した等価なバネ要素を支柱材の部材端部に設定する。また、最下層支柱材の解析モデルは、固定荷重を含む設計竜巻の風圧力による荷重  $W_w$  における三次元 FEM モデルの応力・変形状態を引き継ぐものとする。

表 3-10 最下層支柱材の諸元

分類		使用部材 $\phi \times t$ (mm)	部材長 (mm)
鉄塔部	支柱材	1100.0 × 20.0 (補強材 $t = 12.0, 22.0$ )	13350.1



(a) 全体図

(b) 断面図

図 3-8 最下層支柱材の解析モデル

(b) 設計飛来物

設計飛来物である鋼製材は，シェル要素でモデル化する。  
 設計飛来物の解析モデル図を図 3-9 に示す。

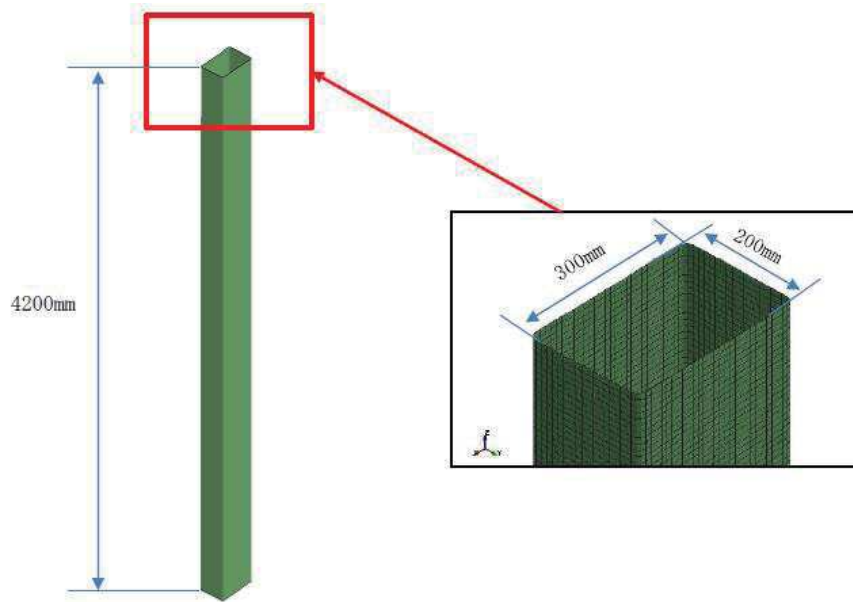


図3-9 設計飛来物の解析モデル図

b. 解析コード

解析コードは「LS-DYNA Ver. 971 R6.0.0」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 使用材料及び材料定数

最下層支柱材に使用する使用材料及び材料定数については，表 3-11 に示すとおり設定する。

表 3-11 最下層支柱材の使用材料及び材料定数

分類		材質	縦弾性係数 E (MPa)	降伏点 $\sigma_y$ (MPa)	引張強さ $\sigma_u$ (MPa)	ポアソン 比
鉄塔 部	支柱 材	母材：	205000	235	400	0.3
		補強板：				
		STK400 SS400				

d. 材料の非線形特性

(a) 材料の応力－ひずみ関係

材料の応力－ひずみ関係は、バイリニア型とする。材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3-10 に示す。

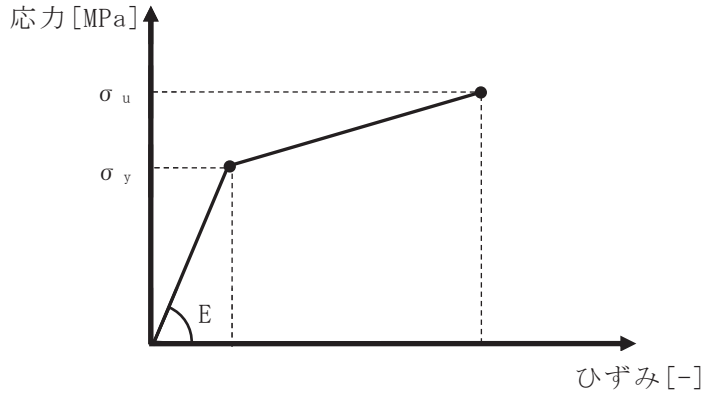


図 3-10 応力－ひずみ関係の概念図

(b) ひずみ速度依存性

竜巻による設計飛来物に対する解析は、衝撃問題で変形速度が大きいため、衝突時のひずみ速度による影響を Cowper-Symonds 式により考慮する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left\{ 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{\frac{1}{p}} \right\}$$

ここで、各記号は以下のとおりである。

- $\sigma_D$  : 動的効果を考慮した降伏応力
- $\sigma_S$  : 静的降伏応力
- $\dot{\epsilon}$  : ひずみ速度
- $C$  : ひずみ速度依存性パラメータ
- $p$  : ひずみ速度依存性パラメータ

ひずみ速度依存性パラメータを表 3-12 に示す。

表 3-12 ひずみ速度依存性パラメータ

	設計飛来物	鉄塔部
	鋼製材	支柱材
材質	SS400	母材：STK400，補強板：SS400
C (1/s)		
p		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(c) 破断ひずみ

破断ひずみは、J I Sに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また、「NEI07-13」においてTF（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕としてTF=□を考慮する。

最下層支柱材の破断ひずみを表3-13に示す。

表3-13 破断ひずみ

評価対象部位	材質	J I S規格値 (下限値)	TF	破断ひずみ*
最下層支柱材	STK400 SS400	0.17		

注記\*：真ひずみ換算値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件として、評価対象部位の材料諸元を表 4-1 に、排気筒（筒身及び鉄塔部）の使用部材を表 4-2～表 4-5 に、風圧力による荷重 $W_w$ の算出に必要な条件を表 4-6 に、算出した風圧力による荷重 $W_w$ （筒身及び鉄塔部）を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-1 評価対象部位の材料諸元

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 h (%)
筒身	鋼材	$2.05 \times 10^5$	0.3	1
鉄塔部				
基礎 (筒身受台) (鉄塔受台)	コンクリート $F_c = 20.5 \text{ N/mm}^2$ 鉄筋：SD345	$2.15 \times 10^4$	0.2	5

表 4-2 排気筒の使用部材 (筒身)

標高	筒身		断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	せん断 断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面 2 次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
0. P. (m)						
174.8-24.3	3020	10	945.6	472.8	10700000	一般部
24.3-19.3	3720	10	1166	582.8	20100000	テーパー部*1
19.3-15.3	3720	10	1166	582.8	20100000	拡幅部

注記\*1 : テーパー部の断面性能は区間の下端の外径を記載した。

表4-3 排気筒の使用部材（主柱材）

標高	母材鋼管		断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	せん断 断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面2次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
O.P. (m)						
161.8-155.5	457.2	7.9	111.5	55.76	28100	
155.5-149.1	457.2	7.9	177.4	88.71	46100	補強材 (t=9)
149.1-142.0	457.2	7.9	177.0	88.50	45700	補強材 (t=6, t=6)
142.0-134.8	609.6	9.5	325.3	162.6	151000	補強材 (t=12, t=6)
134.8-126.8	609.6	9.5	380.1	190.0	179000	補強材 (t=16, t=9)
126.8-118.3	711.2	12.7	473.0	236.5	299000	補強材 (t=6, t=22)
118.3-108.8	711.2	12.7	490.8	245.4	312000	補強材 (t=6, t=25)
108.8-98.8	812.8	16	620.8	310.4	506000	補強材 (t=9, t=16)
98.8-86.4	812.8	16	640.8	320.4	523000	補強材 (t=9, t=19)
86.4-74.8	1000	18	698.0	349.0	851000	補強材 (t=9)
74.8-61.2	1000	18	698.0	349.0	851000	補強材 (t=9)
61.2-41.8	1100	18	768.6	384.3	1140000	補強材 (t=9)
41.8-28.6	1100	20	888.2	444.1	1310000	補強材 (t=12)
28.6-15.3	1100	20	1082	541.0	1620000	補強材 (t=12, t=22)

表 4-4 排気筒の使用部材 (斜材)

標高	母材鋼管		断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	せん断 断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面 2 次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
O. P. (m)						
161.8-155.5	355.6	6.4	70.21	35.11	10700	
155.5-149.1	355.6	6.4	70.21	35.11	10700	
149.1-142.0	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
142.0-134.8	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
134.8-126.8	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
126.8-118.3	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
118.3-108.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	
108.8-98.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	
98.8-86.4	609.6	6.4	121.3	60.64	55200	
86.4-74.8	609.6	6.4	121.3	60.64	55200	
74.8-61.2	711.2	9.5	209.4	104.7	129000	
61.2-41.8	558.8	9.5	217.2	108.6	83100	補強材 ( t = 6 )
41.8-15.3	609.6	16.0	298.4	149.2	132000	

表 4-5 排気筒の使用部材 (水平材)

標高	母材鋼管		断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	せん断 断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面 2 次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
O.P. (m)						
161.8	318.5	6.4	109.1	54.53	13900	補強材 ( t =9)
149.1	318.5	6.4	62.75	31.38	7640	
134.8	318.5	6.4	135.4	67.69	17600	補強材 ( t =6, t =16)
118.3	318.5	6.4	62.75	31.38	7640	
98.8	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
74.8	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
61.2	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
41.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	

表 4-6 風圧力による荷重 $W_w$ の算出に必要な条件

最大風速 $V_D$ (m/s)	空気密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	ガスト影響係数 $G$	構造物の高さ* $H$ (m)	設計用速度圧 $q$ (N/m <sup>2</sup> )
100	1.226	1.0	147	6130

注記\*：鉄塔部の高さを示す。

表 4-7 風圧力による荷重 $W_w$  (筒身)

標高 O.P. + (m)	風向 I						風向 II		
	0° 方向 (風方向)			90° 方向 (風直角方向)			45° 方向 (風方向)		
	風力係数 $C$	見付面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	風圧力に よる荷重 $W_w$ (kN)	風力係数 $C$	見付面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	風圧力に よる荷重 $W_w$ (kN)	風力係数 $C$	見付面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	風圧力に よる荷重 $W_w$ (kN)
160.0	0.50	42.70	130.9	0.70	42.70	183.3	0.75	42.70	196.4
147.0	0.50	59.61	182.8	0.70	59.61	255.8	0.75	59.61	274.1
140.7	0.50	39.22	120.3	0.70	39.22	168.3	0.75	39.22	180.4
134.3	0.50	41.70	127.9	0.70	41.70	179.0	0.75	41.70	191.8
127.2	0.50	44.17	135.4	0.70	44.17	189.6	0.75	44.17	203.1
120.0	0.50	46.93	143.9	0.70	46.93	201.4	0.75	46.93	215.8
112.0	0.50	50.94	156.2	0.70	50.94	218.6	0.75	50.94	234.2
103.5	0.50	55.58	170.4	0.70	55.58	238.5	0.75	55.58	255.6
94.0	0.50	60.24	184.7	0.70	60.24	258.5	0.75	60.24	277.0
84.0	0.50	69.16	212.0	0.70	69.16	296.8	0.75	69.16	318.0
71.6	0.50	74.10	227.2	0.70	74.10	318.0	0.75	74.10	340.7
60.0	0.50	77.74	238.3	0.70	77.74	333.6	0.75	77.74	357.5
46.4	0.50	101.89	312.3	0.70	101.89	437.3	0.75	101.89	468.5
27.0	0.50	141.83	434.8	0.70	141.83	608.6	0.75	141.83	652.1
0.5	0.50	90.93	278.8	0.70	90.93	390.2	0.75	90.93	418.1

表 4-8 風圧力による荷重 $W_w$  (鉄塔部)

標高 0. P. + (m)	風向 I			風向 II		
	0° 方向 (風方向)			45° 方向 (風方向)		
	風力係数 C	見付面積 A (m <sup>2</sup> )	風圧力に よる荷重 $W_w$ (kN)	風力係数 C	見付面積 A (m <sup>2</sup> )	風圧力に よる荷重 $W_w$ (kN)
147.0	2.40	15.96	234.9	2.20	15.96	215.3
140.7	2.40	12.34	181.6	2.20	12.34	166.5
134.3	2.40	18.33	269.7	2.20	18.33	247.2
127.2	2.40	18.05	265.6	2.20	18.05	243.5
120.0	2.40	38.64	568.5	2.20	38.64	521.1
112.0	2.40	24.05	353.9	2.20	24.05	324.4
103.5	2.40	31.02	456.4	2.20	31.02	418.4
94.0	2.40	34.27	504.2	2.20	34.27	462.2
84.0	2.40	57.42	844.8	2.20	57.42	774.4
71.6	2.40	45.75	673.1	2.20	45.75	617.0
60.0	2.40	63.83	939.1	2.20	63.83	860.9
46.4	2.40	87.77	1291.3	2.20	87.77	1183.7
27.0	2.40	141.84	2086.8	2.20	141.84	1912.9
0.5	2.40	54.68	804.5	2.20	54.68	737.5

筒身脚部及び鉄塔脚部の各部位の評価条件を表 4-9～表 4-12 に示す。

表 4-9(1) 筒身脚部の評価条件 (ケース 1 (0° 方向)) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルト の検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	アンカーボルトの引張力 (1 本あたり)	P	kN	96
	アンカーボルトのせん断力 (1 本あたり)	Q	kN	8.65
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A <sub>e</sub>	mm <sup>2</sup>	561
	アンカーボルトの引張応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	171.2
	アンカーボルトの許容引張応力度	f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	アンカーボルトのせん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	15.5
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2
	アンカーボルトの許容引張応力度(せん断力との組合せ)	f <sub>t s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
コンクリートの コーン状破壊に 対する検討	コンクリートの基準強度	F <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1 本あたり)	A <sub>C</sub>	mm <sup>2</sup>	498684
	アンカーボルト頭部の支圧面積 (1 本あたり)	A <sub>o</sub>	mm <sup>2</sup>	44737
	コンクリート部の許容引張荷重 (1 本あたり)	p <sub>a</sub>	kN	466
コンクリートの 圧縮応力度に対 する検討	ベースプレートの幅	B <sub>b</sub>	mm	450
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	2.1
	コンクリートの許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13.6



表 4-9(2) 筒身脚部の評価条件 (ケース 1 (0° 方向)) (2/2)

項目		記号	単位	数値
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SS400
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>b</sub>	mm	24
	ベースプレートに作用する面外曲げモーメント (単位幅あたり)	M <sub>b</sub>	N・mm/mm	7541
	ベースプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅あたり)	Z <sub>b</sub>	mm <sup>3</sup> /mm	96.0
	ベースプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Bb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	78.6
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
フランジプレートの面外曲げに対する検討	フランジプレートの材質	-	-	SS400
	フランジプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	フランジプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>f</sub>	mm	24
	フランジプレートに作用する面外曲げモーメント	M <sub>f</sub>	kN・mm	2640
	フランジプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数	Z <sub>f</sub>	mm <sup>3</sup>	30700
	フランジプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Fb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	86.0
	フランジプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
リブプレートの検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>r</sub>	mm	12
	リブプレートに作用する圧縮力	P <sub>r</sub>	kN	204
	リブプレートの断面積 (軸断面)	A <sub>r</sub>	mm <sup>2</sup>	4620
	リブプレートの断面積 (せん断面)	A <sub>rs</sub>	mm <sup>2</sup>	4272
	圧縮応力度	σ <sub>Rc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	44.2
	許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	せん断応力度	τ <sub>R</sub>	N/mm <sup>2</sup>	47.8
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \sigma_{Bb} &= M_b / Z_b & \sigma_{Fb} &= M_f / Z_f \\ \sigma_{Rc} &= P_r / A_r & \tau_R &= P_r / A_{rs} \end{aligned}$$

表 4-10(1) 鉄塔脚部の評価条件 (ケース 1 (0° 方向)) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルト の検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	215
	アンカーボルトの引張力 (1 本あたり)	P	kN	1168
	アンカーボルトのせん断力 (1 本あたり)	Q	kN	223.7
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A <sub>e</sub>	mm <sup>2</sup>	5590
	アンカーボルトの引張応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	209.0
	アンカーボルトの許容引張応力度	f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.5
	アンカーボルトのせん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	40.1
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	136.5
	アンカーボルトの許容引張応力度(せん断力との組合せ)	f <sub>t s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.5
コンクリートの コーン状破壊に 対する検討	コンクリートの基準強度	F <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1 本あたり)	A <sub>C</sub>	mm <sup>2</sup>	1080000
	アンカーボルト頭部の支圧面積 (1 本あたり)	A <sub>o</sub>	mm <sup>2</sup>	64292
	コンクリート部の許容引張荷重 (1 本あたり)	p <sub>a</sub>	kN	1513
コンクリートの 圧縮応力度に対 する検討	ベースプレートの幅	B <sub>b</sub>	mm	800
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	8.7
	コンクリートの許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13.6

表 4-10(2) 鉄塔脚部の評価条件 (ケース 1 (0° 方向)) (2/2)

項目		記号	単位	数値
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SM400A
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>b</sub>	mm	30
	ベースプレートに作用する面外曲げモーメント (単位幅あたり)	M <sub>b</sub>	N・mm/mm	34318
	ベースプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅あたり)	Z <sub>b</sub>	mm <sup>3</sup> /mm	150
	ベースプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Bb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	228.8
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
フランジプレートの面外曲げに対する検討	フランジプレートの材質	-	-	SM400A
	フランジプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	215
	フランジプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>f</sub>	mm	50
	フランジプレートに作用する面外曲げモーメント	M <sub>f</sub>	kN・mm	34456
	フランジプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数	Z <sub>f</sub>	mm <sup>3</sup>	173000
	フランジプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Fb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	199.2
	フランジプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	272.8
リブプレートの検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>r</sub>	mm	18
	リブプレートに作用する圧縮力	P <sub>r</sub>	kN	1232
	リブプレートの断面積 (軸断面)	A <sub>r</sub>	mm <sup>2</sup>	9810
	リブプレートの断面積 (せん断断面)	A <sub>rs</sub>	mm <sup>2</sup>	8820
	圧縮応力度	σ <sub>Rc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	125.6
	許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	せん断応力度	τ <sub>R</sub>	N/mm <sup>2</sup>	139.7
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \sigma_{Bb} &= M_b / Z_b & \sigma_{Fb} &= M_f / Z_f \\ \sigma_{Rc} &= P_r / A_r & \tau_R &= P_r / A_{rs} \end{aligned}$$

表 4-11(1) 筒身脚部の評価条件 (ケース 2 (45° 方向)) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルト の検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	アンカーボルトの引張力 (1 本あたり)	P	kN	86
	アンカーボルトのせん断力 (1 本あたり)	Q	kN	7.74
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A <sub>e</sub>	mm <sup>2</sup>	561
	アンカーボルトの引張応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	153.3
	アンカーボルトの許容引張応力度	f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	アンカーボルトのせん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	13.8
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2
	アンカーボルトの許容引張応力度(せん断力との組合せ)	f <sub>ts</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
コンクリートの コーン状破壊に 対する検討	コンクリートの基準強度	F <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1 本あたり)	A <sub>C</sub>	mm <sup>2</sup>	498684
	アンカーボルト頭部の支圧面積 (1 本あたり)	A <sub>o</sub>	mm <sup>2</sup>	44737
	コンクリート部の許容引張荷重 (1 本あたり)	p <sub>a</sub>	kN	466
コンクリートの 圧縮応力度に対 する検討	ベースプレートの幅	B <sub>b</sub>	mm	450
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.8
	コンクリートの許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13.6

表 4-11(2) 筒身脚部の評価条件 (ケース 2 (45° 方向)) (2/2)

項目		記号	単位	数値
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SS400
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>b</sub>	mm	24
	ベースプレートに作用する面外曲げモーメント (単位幅あたり)	M <sub>b</sub>	N・mm/mm	6464
	ベースプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅あたり)	Z <sub>b</sub>	mm <sup>3</sup> /mm	96.0
	ベースプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Bb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	67.4
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
フランジプレートの面外曲げに対する検討	フランジプレートの材質	-	-	SS400
	フランジプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	フランジプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>f</sub>	mm	24
	フランジプレートに作用する面外曲げモーメント	M <sub>f</sub>	kN・mm	2365
	フランジプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数	Z <sub>f</sub>	mm <sup>3</sup>	30700
	フランジプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Fb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	77.1
	フランジプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
リブプレートの検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>r</sub>	mm	12
	リブプレートに作用する圧縮力	P <sub>r</sub>	kN	175
	リブプレートの断面積 (軸断面)	A <sub>r</sub>	mm <sup>2</sup>	4620
	リブプレートの断面積 (せん断面)	A <sub>rs</sub>	mm <sup>2</sup>	4272
	圧縮応力度	σ <sub>Rc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	37.9
	許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	せん断応力度	τ <sub>R</sub>	N/mm <sup>2</sup>	41.0
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \sigma_{Bb} &= M_b / Z_b & \sigma_{Fb} &= M_f / Z_f \\ \sigma_{Rc} &= P_r / A_r & \tau_R &= P_r / A_{rs} \end{aligned}$$

表 4-12(1) 鉄塔脚部の評価条件 (ケース 2 (45° 方向)) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルト の検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	215
	アンカーボルトの引張力 (1 本あたり)	P	kN	1223
	アンカーボルトのせん断力 (1 本あたり)	Q	kN	253.4
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A <sub>e</sub>	mm <sup>2</sup>	5590
	アンカーボルトの引張応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	218.8
	アンカーボルトの許容引張応力度	f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.5
	アンカーボルトのせん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	45.4
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	136.5
	アンカーボルトの許容引張応力度(せん断力との組合せ)	f <sub>t s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.5
コンクリートの コーン状破壊に 対する検討	コンクリートの基準強度	F <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1 本あたり)	A <sub>C</sub>	mm <sup>2</sup>	1080000
	アンカーボルト頭部の支圧面積 (1 本あたり)	A <sub>o</sub>	mm <sup>2</sup>	64292
	コンクリート部の許容引張荷重 (1 本あたり)	p <sub>a</sub>	kN	1513
コンクリートの 圧縮応力度に対 する検討	ベースプレートの幅	B <sub>b</sub>	mm	800
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	9.0
	コンクリートの許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13.6

表 4-12(2) 鉄塔脚部の評価条件 (ケース 2 (45° 方向)) (2/2)

項目		記号	単位	数値
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SM400A
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>b</sub>	mm	30
	ベースプレートに作用する面外曲げモーメント (単位幅あたり)	M <sub>b</sub>	N・mm/mm	35501
	ベースプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅あたり)	Z <sub>b</sub>	mm <sup>3</sup> /mm	150
	ベースプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Bb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.7
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	298.2
フランジプレートの面外曲げに対する検討	フランジプレートの材質	-	-	SM400A
	フランジプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	215
	フランジプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>f</sub>	mm	50
	フランジプレートに作用する面外曲げモーメント	M <sub>f</sub>	kN・mm	36079
	フランジプレートの面外曲げモーメントに対する断面係数	Z <sub>f</sub>	mm <sup>3</sup>	173000
	フランジプレートの面外曲げ応力度	σ <sub>Fb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	208.6
	フランジプレートの許容面外曲げ応力度	f <sub>b1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	272.8
リブプレートの検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm <sup>2</sup>	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t <sub>r</sub>	mm	18
	リブプレートに作用する圧縮力	P <sub>r</sub>	kN	1275
	リブプレートの断面積 (軸断面)	A <sub>r</sub>	mm <sup>2</sup>	9810
	リブプレートの断面積 (せん断断面)	A <sub>rs</sub>	mm <sup>2</sup>	8820
	圧縮応力度	σ <sub>Rc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	130.0
	許容圧縮応力度	f <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	258.5
	せん断応力度	τ <sub>R</sub>	N/mm <sup>2</sup>	144.6
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	149.2

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \sigma_{Bb} &= M_b / Z_b & \sigma_{Fb} &= M_f / Z_f \\ \sigma_{Rc} &= P_r / A_r & \tau_R &= P_r / A_{rs} \end{aligned}$$

また、最下層支柱材を対象とした設計飛来物の衝突解析では、添付書類「V-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(1)b.(c) 飛来物による衝撃荷重」に基づき、表 4-13 及び図 4-1 のとおり衝突面最小及び衝突面最大ケースを実施し、衝突による影響が大きくなる向きで評価を行う。

表 4-13 解析ケース

ケース番号	評価対象部位	風向	設計飛来物	衝突面	飛来速度	備考
1-1	最下層 支柱材	0°	角形鋼管	最小	46.6m/s	図 4-1(a)
1-2				最大		図 4-1(b)
2-1		45°	角形鋼管	最小		図 4-1(c)
2-2				最大		図 4-1(d)



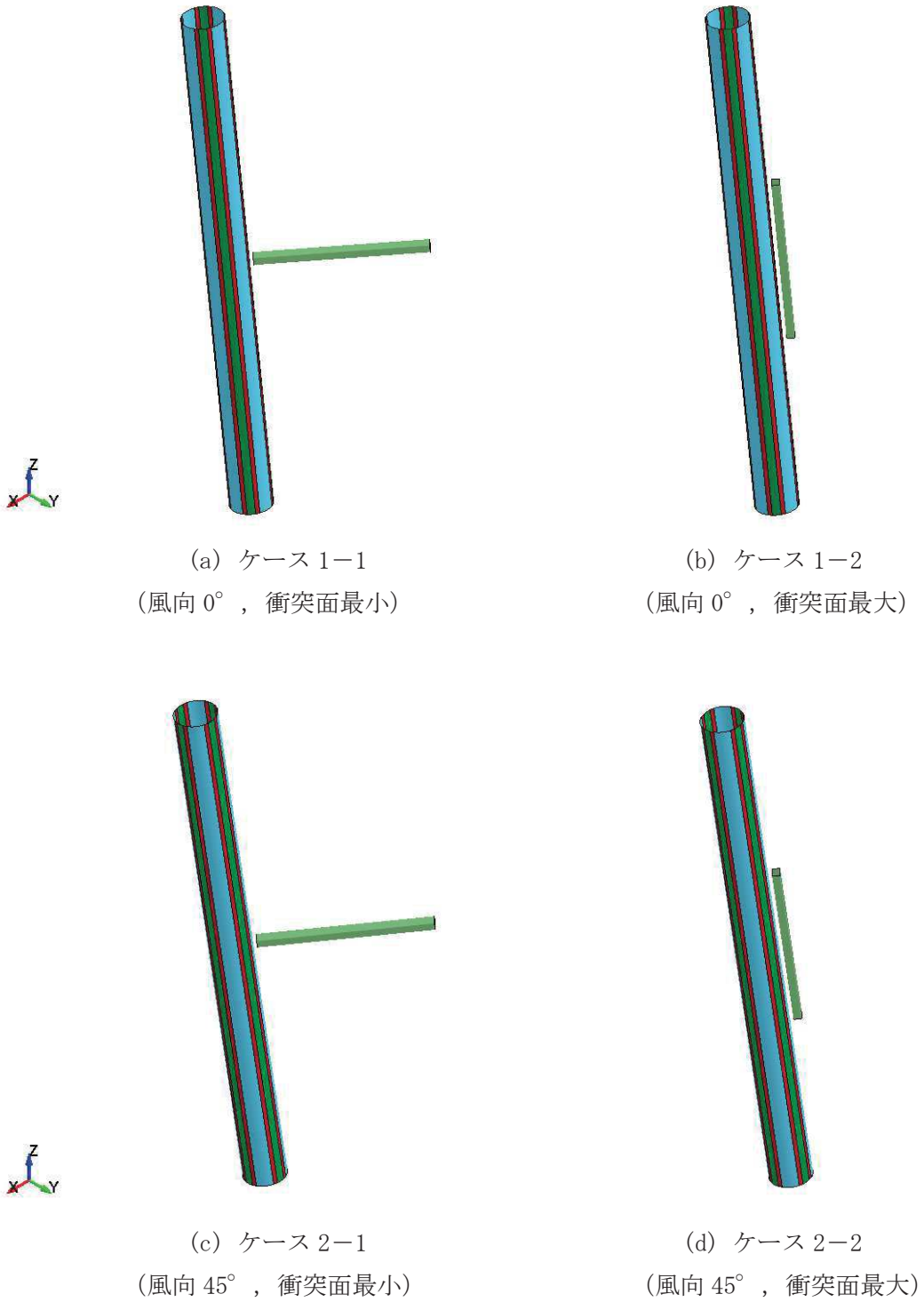


図 4-1 衝突解析の解析モデル

## 5. 強度評価結果

「3.4 (2) 断面算定方法」に基づいた筒身及び鉄塔部の評価結果を表 5-1～表 5-10 に、脚筒身脚部及び鉄塔脚部の各部位の評価結果（発生応力/許容値）を表 5-11～表 5-14 に示す。

筒身，鉄塔部及び脚部について，いずれのケースにおいても最大検定値が 1.0 を超えず，許容値を満足していることを確認した。

また，設計飛来物による衝突を考慮する最下層支柱材のひずみの評価結果を表 5-15 に，各ケースのひずみ分布を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

いずれのケースにおいても最下層支柱材に生じるひずみは，許容限界を超えないことが確認された。

表 5-1 2号筒身の評価結果：ケース 1 (0° 方向)

標高 0.P.+ (m)	検討応力			使用部材 (SMA400AP)		断面性能		応力度			許容応力度			応力評価	
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)	せん断力 Q (kN)	筒身 内径 $\phi$ (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\Sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $\tau = 2Q/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $f_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c / f_{cr}$ + $\sigma_b / f_{cr}$	$\tau / f_{cr}$
174.8	61.49	1464.07	112.62	3000.0	10.0	945.6	70900	0.65	20.65	2.38	198.4	212.2	52.8	0.101	0.046
161.8	152.79	1915.05	536.17	3000.0	10.0	945.6	70900	1.62	27.01	11.34	198.4	212.2	20.4	0.136	0.556
155.5	212.90	4683.97	432.74	3000.0	10.0	945.6	70900	2.25	66.06	9.15	198.4	212.2	20.4	0.323	0.449
149.1	276.74	6975.96	322.75	3000.0	10.0	945.6	70900	2.93	98.39	6.83	198.4	212.2	20.4	0.479	0.335
142.0	344.41	8460.70	206.28	3000.0	10.0	945.6	70900	3.64	119.33	4.36	198.4	212.2	20.4	0.581	0.214
134.8	491.29	9121.14	82.64	3000.0	10.0	945.6	70900	5.20	128.65	1.75	198.4	212.2	20.4	0.633	0.086
126.8	569.35	9121.14	52.12	3000.0	10.0	945.6	70900	6.02	128.65	1.10	198.4	212.2	20.4	0.637	0.055
118.3	654.47	8681.67	198.49	3000.0	10.0	945.6	70900	6.92	122.45	4.20	198.4	212.2	20.4	0.612	0.206
108.8	746.76	6798.44	357.31	3000.0	10.0	945.6	70900	7.90	95.89	7.56	198.4	212.2	20.4	0.492	0.371
98.8	837.67	3489.03	539.67	3000.0	10.0	945.6	70900	8.86	49.21	11.41	198.4	212.2	20.4	0.277	0.560
86.4	951.23	12008.30	735.07	3000.0	10.0	945.6	70900	10.06	169.37	15.55	198.4	212.2	20.4	0.849	0.763
74.8	1075.38	12008.30	577.88	3000.0	10.0	945.6	70900	11.37	169.37	12.22	198.4	212.2	33.1	0.856	0.370
61.2	1231.50	4169.28	309.41	3000.0	10.0	945.6	70900	13.02	58.81	6.54	198.4	212.2	33.1	0.343	0.198
41.8	1448.82	2202.59	288.28	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	31.07	6.10	198.4	212.2	37.0	0.224	0.165
28.6	1448.82	3390.90	288.28	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	47.83	6.10	198.4	212.2	37.0	0.303	0.165
24.3	1448.82	4812.65	288.28	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	44.98	4.95	178.2	196.0	31.6	0.300	0.157
19.3	1448.82	5956.85	288.28	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	55.67	4.95	178.2	196.0	31.6	0.354	0.157

表 5-2 3号筒身の評価結果：ケース 1 (0° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力			使用部材 (SMA400AP)		断面性能		応力度			許容応力度			応力評価	
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)	せん断力 Q (kN)	筒身 内径 φ (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (×10 <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z (×10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> )	圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $\tau = 2Q/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_{c r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_{b r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $f_{s r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c / f_{c r}$ + $\sigma_b / f_{b r}$	$\tau / f_{s r}$
174.8	61.49	1464.07	112.62	3000.0	10.0	945.6	70900	0.65	20.65	2.38	198.4	212.2	52.8	0.101	0.046
161.8	152.79	1914.64	536.11	3000.0	10.0	945.6	70900	1.62	27.00	11.34	198.4	212.2	20.4	0.136	0.556
155.5	212.90	4683.15	432.68	3000.0	10.0	945.6	70900	2.25	66.05	9.15	198.4	212.2	20.4	0.323	0.449
149.1	276.74	6974.67	322.69	3000.0	10.0	945.6	70900	2.93	98.37	6.83	198.4	212.2	20.4	0.479	0.335
142.0	344.41	8458.93	206.22	3000.0	10.0	945.6	70900	3.64	119.31	4.36	198.4	212.2	20.4	0.581	0.214
134.8	491.29	9119.22	82.62	3000.0	10.0	945.6	70900	5.20	128.62	1.75	198.4	212.2	20.4	0.633	0.086
126.8	569.35	9119.22	52.15	3000.0	10.0	945.6	70900	6.02	128.62	1.10	198.4	212.2	20.4	0.637	0.055
118.3	654.48	8679.59	198.51	3000.0	10.0	945.6	70900	6.92	122.42	4.20	198.4	212.2	20.4	0.612	0.206
108.8	746.76	6796.20	357.33	3000.0	10.0	945.6	70900	7.90	95.86	7.56	198.4	212.2	20.4	0.492	0.371
98.8	837.67	3492.18	539.69	3000.0	10.0	945.6	70900	8.86	49.25	11.41	198.4	212.2	20.4	0.277	0.560
86.4	951.23	12011.48	735.10	3000.0	10.0	945.6	70900	10.06	169.41	15.55	198.4	212.2	20.4	0.850	0.763
74.8	1075.38	12011.48	578.31	3000.0	10.0	945.6	70900	11.37	169.41	12.23	198.4	212.2	33.1	0.856	0.370
61.2	1231.50	4166.45	309.86	3000.0	10.0	945.6	70900	13.02	58.77	6.55	198.4	212.2	33.1	0.343	0.198
41.8	1448.82	2215.21	290.47	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	31.24	6.14	198.4	212.2	37.0	0.225	0.167
28.6	1448.82	3413.59	290.47	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	48.15	6.14	198.4	212.2	37.0	0.305	0.167
24.3	1448.82	4846.72	290.47	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	45.30	4.99	178.2	196.0	31.6	0.301	0.158
19.3	1448.82	5999.89	290.47	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	56.07	4.99	178.2	196.0	31.6	0.356	0.158

表 5-3 主柱材の評価結果：ケース 1 (0° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $\ell_k$ (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度			許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ f <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		
161.8	35.56	24.02	457.2φ×7.9	111.5	1230	158	6316	40.0	3.2	19.5	245.7	258.5	0.089	
155.5	1380.75	31.93	457.2φ×7.9 (補強材 t=9.0)	177.4	1930	161	6413	39.9	77.8	16.5	245.8	258.5	0.381	
149.1	1423.48	30.75	457.2φ×7.9 (補強材 t=6.0, 6.0)	176.9	1940	160	7117	44.5	80.5	15.9	242.7	258.5	0.393	
142.0	2962.89	115.64	609.6φ×9.5 (補強材 t=12.0, 6.0)	325.2	4760	215	7214	33.6	91.1	24.3	249.5	258.5	0.460	
134.8	3116.86	176.72	609.6φ×9.5 (補強材 t=16.0, 9.0)	380.0	5560	216	8018	37.2	82.0	31.8	247.4	258.5	0.455	
126.8	4966.35	188.27	711.2φ×12.7 (補強材 t=6.0, 22.0)	472.9	7910	251	8514	34.0	105.0	23.8	249.3	258.5	0.514	
118.3	5057.37	187.09	711.2φ×12.7 (補強材 t=6.0, 25.0)	490.8	8180	251	9526	38.0	103.0	22.9	247.0	258.5	0.506	
108.8	7283.03	322.78	812.8φ×16.0 (補強材 t=9.0, 16.0)	620.8	11900	285	10040	35.3	117.3	27.1	248.5	258.5	0.578	
98.8	7445.71	354.60	812.8φ×16.0 (補強材 t=9.0, 19.0)	640.8	12300	285	12441	43.7	116.2	28.8	243.3	258.5	0.590	
86.4	10351.42	354.60	1000.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	697.9	16700	349	11654	33.4	148.3	21.2	249.6	258.5	0.677	
74.8	10588.75	279.34	1000.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	697.9	16700	349	13621	39.1	151.7	16.7	246.3	258.5	0.681	
61.2	13238.91	97.95	1100.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	768.6	20300	384	19580	51.0	172.2	4.8	237.8	258.5	0.744	
41.8	15040.21	670.57	1100.0φ×20.0 (補強材 t=12.0)	888.1	23300	384	13350	34.8	169.4	28.8	248.8	258.5	0.793	
28.6	15038.13	810.67	1100.0φ×20.0 (補強材 t=12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	139.0	28.6	248.9	258.5	0.670*	

※飛来物衝突部材を除く

表 5-4 斜材の評価結果：ケース 1 (0° 方向)

標高 0.P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $\ell_k$ (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c$ + $\sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	
161.8	487.54	0.00	355.6φ×6.4	70.21	602	123	8568	69.7	69.4	0.0	219.8	258.5	0.316
155.5	468.19	0.00	355.6φ×6.4	70.21	602	123	8640	70.3	66.7	0.0	219.1	258.5	0.305
149.1	570.73	0.00	406.4φ×6.4	80.42	791	141	9589	68.1	71.0	0.0	221.6	258.5	0.321
142.0	605.22	0.00	406.4φ×6.4	80.42	791	141	9660	68.6	75.3	0.0	221.0	258.5	0.341
134.8	823.56	0.00	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	10737	67.6	90.9	0.0	222.1	258.5	0.410
126.8	930.85	0.00	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	11112	69.9	102.7	0.0	219.6	258.5	0.468
118.3	1117.59	0.00	508.0φ×6.4	100.8	1240	177	12431	70.3	110.9	0.0	219.1	258.5	0.507
108.8	1124.67	0.00	508.0φ×6.4	100.8	1240	177	12822	72.5	111.6	0.0	216.6	258.5	0.516
98.8	1511.45	0.00	609.6φ×6.4	121.2	1800	213	15581	73.2	124.7	0.0	215.8	258.5	0.578
86.4	1448.92	0.00	609.6φ×6.4	121.2	1800	213	14963	70.3	119.5	0.0	219.1	258.5	0.546
74.8	2529.94	0.00	711.2φ×9.5	209.4	3620	248	17487	70.6	120.8	0.0	218.8	258.5	0.553
61.2	2576.14	20.39	558.8φ×9.5 (補強材 t=6.0)	217.1	2910	195	11997	61.6	118.7	7.0	228.3	258.5	0.547
52.2	2572.76	20.39	558.8φ×9.5 (補強材 t=6.0)	217.1	2910	195	11997	61.6	118.5	7.0	228.3	258.5	0.547
41.8	4606.44	35.82	609.6φ×16 (STK490)	298.3	4310	209	15269	73.1	154.4	8.3	276.4	357.5	0.582
28.6	4609.05	35.82	609.6φ×16 (STK490)	298.3	4310	209	15269	73.1	154.5	8.3	276.4	357.5	0.583

表 5-5 水平材の評価結果：ケース 1 (0° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $\ell_k$ (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c$ + $\sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ f <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
161.8	613.30	51.06	318.5φ×6.4 (補強材 t=9.0)	109.0	823	112	7252	64.8	56.3	62.0	225.0	258.5	0.491
149.1	75.75	1.68	318.5φ×6.4	62.75	479	110	6099	55.5	12.1	3.5	233.9	258.5	0.066
134.8	165.16	4.44	318.5φ×6.4 (補強材 t=6.0, 16.0)	135.3	1000	113	6774	60.0	12.2	4.4	229.8	258.5	0.071
118.3	150.74	1.83	318.5φ×6.4	62.75	479	110	7552	68.7	24.0	3.8	220.9	258.5	0.124
98.8	184.22	2.64	406.4φ×6.4	80.42	791	141	8631	61.3	22.9	3.3	228.6	258.5	0.114
74.8	892.45	6.23	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	10144	63.8	98.5	6.2	226.1	258.5	0.460
61.2	1157.35	14.97	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	11000	69.2	127.7	15.0	220.4	258.5	0.638
41.8	1069.86	2.92	508.0φ×6.4	100.8	1240	177	12692	71.8	106.1	2.4	217.4	258.5	0.498

表 5-6 2号筒身の評価結果：ケース 2 (45° 方向)

標高 0.P.+ (m)	検討応力			使用部材 (SMA400AP)		断面性能		応力度			許容応力度			応力評価	
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)	せん断力 Q (kN)	筒身 内径 φ (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (×10 <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z (×10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> )	圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $\tau = 2Q/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_{c,r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_{b,r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $f_{s,r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c / f_{c,r}$ + $\sigma_b / f_{b,r}$	$\tau / f_{s,r}$
174.8	61.49	1276.60	98.20	3000.0	10.0	945.6	70900	0.65	18.01	2.08	198.4	212.2	52.8	0.089	0.040
161.8	152.79	1654.26	465.06	3000.0	10.0	945.6	70900	1.62	23.33	9.84	198.4	212.2	20.4	0.119	0.483
155.5	212.90	4052.85	374.86	3000.0	10.0	945.6	70900	2.25	57.16	7.93	198.4	212.2	20.4	0.281	0.389
149.1	276.74	6033.86	278.96	3000.0	10.0	945.6	70900	2.93	85.10	5.90	198.4	212.2	20.4	0.416	0.290
142.0	344.41	7310.84	177.41	3000.0	10.0	945.6	70900	3.64	103.11	3.75	198.4	212.2	20.4	0.505	0.184
134.8	491.29	7867.10	69.53	3000.0	10.0	945.6	70900	5.20	110.96	1.47	198.4	212.2	20.4	0.550	0.073
126.8	569.35	7867.10	47.57	3000.0	10.0	945.6	70900	6.02	110.96	1.01	198.4	212.2	20.4	0.554	0.050
118.3	654.48	7462.99	175.37	3000.0	10.0	945.6	70900	6.92	105.26	3.71	198.4	212.2	20.4	0.531	0.182
108.8	746.76	5796.23	313.87	3000.0	10.0	945.6	70900	7.90	81.75	6.64	198.4	212.2	20.4	0.426	0.326
98.8	837.67	3202.05	472.87	3000.0	10.0	945.6	70900	8.86	45.16	10.00	198.4	212.2	20.4	0.258	0.491
86.4	951.23	10668.80	643.22	3000.0	10.0	945.6	70900	10.06	150.48	13.60	198.4	212.2	20.4	0.760	0.667
74.8	1075.38	10668.80	502.87	3000.0	10.0	945.6	70900	11.37	150.48	10.64	198.4	212.2	33.1	0.767	0.322
61.2	1231.50	3846.49	268.62	3000.0	10.0	945.6	70900	13.02	54.25	5.68	198.4	212.2	33.1	0.322	0.172
41.8	1448.82	2002.78	254.83	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	28.25	5.39	198.4	212.2	37.0	0.211	0.146
28.6	1448.82	3085.81	254.83	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	43.52	5.39	198.4	212.2	37.0	0.283	0.146
24.3	1448.82	4359.95	254.83	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	40.75	4.37	178.2	196.0	31.6	0.278	0.139
19.3	1448.82	5379.27	254.83	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	50.27	4.37	178.2	196.0	31.6	0.327	0.139



表 5-7 3号筒身の評価結果：ケース 2 (45° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力			使用部材 (SMA400AP)		断面性能		応力度			許容応力度			応力評価	
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)	せん断力 Q (kN)	筒身 内径 φ (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (×10 <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z (×10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> )	圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $\tau = 2Q/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_{c r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_{b r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $f_{s r}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c / f_{c r}$ + $\sigma_b / f_{b r}$	$\tau / f_{s r}$
174.8	61.49	1276.60	98.20	3000.0	10.0	945.6	70900	0.65	18.01	2.08	198.4	212.2	52.8	0.089	0.040
161.8	152.79	1654.27	465.06	3000.0	10.0	945.6	70900	1.62	23.33	9.84	198.4	212.2	20.4	0.119	0.483
155.5	212.90	4052.85	374.86	3000.0	10.0	945.6	70900	2.25	57.16	7.93	198.4	212.2	20.4	0.281	0.389
149.1	276.74	6033.86	278.96	3000.0	10.0	945.6	70900	2.93	85.10	5.90	198.4	212.2	20.4	0.416	0.290
142.0	344.41	7310.84	177.41	3000.0	10.0	945.6	70900	3.64	103.11	3.75	198.4	212.2	20.4	0.505	0.184
134.8	491.29	7867.11	69.53	3000.0	10.0	945.6	70900	5.20	110.96	1.47	198.4	212.2	20.4	0.550	0.073
126.8	569.35	7867.11	47.57	3000.0	10.0	945.6	70900	6.02	110.96	1.01	198.4	212.2	20.4	0.554	0.050
118.3	654.47	7463.00	175.37	3000.0	10.0	945.6	70900	6.92	105.26	3.71	198.4	212.2	20.4	0.531	0.182
108.8	746.76	5796.23	313.87	3000.0	10.0	945.6	70900	7.90	81.75	6.64	198.4	212.2	20.4	0.426	0.326
98.8	837.67	3202.05	472.87	3000.0	10.0	945.6	70900	8.86	45.16	10.00	198.4	212.2	20.4	0.258	0.491
86.4	951.23	10668.80	643.22	3000.0	10.0	945.6	70900	10.06	150.48	13.60	198.4	212.2	20.4	0.760	0.667
74.8	1075.38	10668.80	502.87	3000.0	10.0	945.6	70900	11.37	150.48	10.64	198.4	212.2	33.1	0.767	0.322
61.2	1231.50	3846.49	268.62	3000.0	10.0	945.6	70900	13.02	54.25	5.68	198.4	212.2	33.1	0.322	0.172
41.8	1448.82	2002.78	254.83	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	28.25	5.39	198.4	212.2	37.0	0.211	0.146
28.6	1448.82	3085.81	254.83	3000.0	10.0	945.6	70900	15.32	43.52	5.39	198.4	212.2	37.0	0.283	0.146
24.3	1448.82	4359.95	254.83	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	40.75	4.37	178.2	196.0	31.6	0.278	0.139
19.3	1448.82	5379.27	254.83	3700.0	10.0	1165	107000	12.44	50.27	4.37	178.2	196.0	31.6	0.327	0.139

表 5-8 主柱材の評価結果：ケース 2 (45° 方向)

標高 0. P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $\ell_k$ (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	
161.8	37.26	22.38	457.2φ×7.9	111.5	1230	158	6316	40.0	3.3	18.2	245.7	258.5	0.084
155.5	1292.94	28.29	457.2φ×7.9 (補強材 t=9.0)	177.4	1930	161	6413	39.9	72.9	14.7	245.8	258.5	0.354
149.1	1335.76	27.12	457.2φ×7.9 (補強材 t=6.0, 6.0)	176.9	1940	160	7117	44.5	75.5	14.0	242.7	258.5	0.366
142.0	2870.98	105.60	609.6φ×9.5 (補強材 t=12.0, 6.0)	325.2	4760	215	7214	33.6	88.3	22.2	249.5	258.5	0.440
134.8	3025.19	170.86	609.6φ×9.5 (補強材 t=16.0, 9.0)	380.0	5560	216	8018	37.2	79.6	30.7	247.4	258.5	0.441
126.8	5012.13	178.76	711.2φ×12.7 (補強材 t=6.0, 22.0)	472.9	7910	251	8514	34.0	106.0	22.6	249.3	258.5	0.513
118.3	5103.33	177.45	711.2φ×12.7 (補強材 t=6.0, 25.0)	490.8	8180	251	9526	38.0	104.0	21.7	247.0	258.5	0.505
108.8	7597.24	316.44	812.8φ×16.0 (補強材 t=9.0, 16.0)	620.8	11900	285	10040	35.3	122.4	26.6	248.5	258.5	0.596
98.8	7759.56	397.68	812.8φ×16.0 (補強材 t=9.0, 19.0)	640.8	12300	285	12441	43.7	121.1	32.3	243.3	258.5	0.623
86.4	11121.81	444.99	1000.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	697.9	16700	349	11654	33.4	159.4	26.6	249.6	258.5	0.742
74.8	11356.01	442.89	1000.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	697.9	16700	349	13621	39.1	162.7	26.5	246.3	258.5	0.764
61.2	14296.79	117.15	1100.0φ×18.0 (補強材 t=9.0)	768.6	20300	384	19580	51.0	186.0	5.8	237.8	258.5	0.805
41.8	16224.82	615.65	1100.0φ×20.0 (補強材 t=12.0)	888.1	23300	384	13350	34.8	182.7	26.4	248.8	258.5	0.837
28.6	16223.98	615.65	1100.0φ×20.0 (補強材 t=12.0, 22.0)	1082	28300	386	13350	34.6	149.9	21.8	248.9	258.5	0.687*

※飛来物衝突部材を除く

表 5-9 斜材の評価結果：ケース 2 (45° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $l_k$ (mm)	細長比 $\lambda = l_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c$ + $\sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	モーメント 曲げ M (kN·m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	
161.8	423.84	0.00	355.6φ×6.4	70.21	602	123	8568	69.7	60.4	0.0	219.8	258.5	0.275
155.5	438.04	0.00	355.6φ×6.4	70.21	602	123	8640	70.3	62.4	0.0	219.1	258.5	0.285
149.1	506.16	0.00	406.4φ×6.4	80.42	791	141	9589	68.1	62.9	0.0	221.6	258.5	0.285
142.0	509.51	0.00	406.4φ×6.4	80.42	791	141	9660	68.6	63.4	0.0	221.0	258.5	0.287
134.8	655.24	0.00	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	10737	67.6	72.3	0.0	222.1	258.5	0.326
126.8	741.01	0.00	457.2φ×6.4	90.63	1000	159	11112	69.9	81.8	0.0	219.6	258.5	0.373
118.3	865.84	0.00	508.0φ×6.4	100.8	1240	177	12431	70.3	85.9	0.0	219.1	258.5	0.393
108.8	852.04	0.00	508.0φ×6.4	100.8	1240	177	12822	72.5	84.5	0.0	216.6	258.5	0.391
98.8	1107.80	0.00	609.6φ×6.4	121.2	1800	213	15581	73.2	91.4	0.0	215.8	258.5	0.424
86.4	1057.57	0.00	609.6φ×6.4	121.2	1800	213	14963	70.3	87.3	0.0	219.1	258.5	0.399
74.8	2039.51	0.00	711.2φ×9.5	209.4	3620	248	17487	70.6	97.4	0.0	218.8	258.5	0.446
61.2	2852.68	8.26	558.8φ×9.5 (補強材 t=6.0)	217.1	2910	195	11997	61.6	131.4	2.8	228.3	258.5	0.587
52.2	2851.67	8.26	558.8φ×9.5 (補強材 t=6.0)	217.1	2910	195	11997	61.6	131.4	2.8	228.3	258.5	0.587
41.8	4283.18	36.81	609.6φ×16 (STK490)	298.3	4310	209	15269	73.1	143.6	8.5	276.4	357.5	0.544
28.6	4364.62	36.81	609.6φ×16 (STK490)	298.3	4310	209	15269	73.1	146.3	8.5	276.4	357.5	0.554
15.3													

表 5-10 水平材の評価結果：ケース 2 (45° 方向)

標高 O.P.+ (m)	検討応力		使用部材 (STK400)  (mm)	断面性能			座屈 長さ $\ell_k$ (mm)	細長比 $\lambda = \ell_k / i$	応力度		許容応力度		応力評価 $\sigma_c / f_c$ + $\sigma_b / f_b$
	軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN·m)		断面積 A ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	断面 係数 Z ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	断面 2 次 半径 i (mm)			圧縮 $\sigma_c = N / A$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $\sigma_b = M / Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ $f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	
161.8	318.94	27.23	318.5 $\phi$ $\times$ 6.4 (補強材 t = 9.0)	109.0	823	112	7252	64.8	29.3	33.1	225.0	258.5	0.259
149.1	51.57	2.04	318.5 $\phi$ $\times$ 6.4	62.75	479	110	6099	55.5	8.2	4.3	233.9	258.5	0.052
134.8	117.66	4.87	318.5 $\phi$ $\times$ 6.4 (補強材 t = 6.0, 16.0)	135.3	1000	113	6774	60.0	8.7	4.9	229.8	258.5	0.057
118.3	118.36	2.04	318.5 $\phi$ $\times$ 6.4	62.75	479	110	7552	68.7	18.9	4.2	220.9	258.5	0.102
98.8	195.55	3.94	406.4 $\phi$ $\times$ 6.4	80.42	791	141	8631	61.3	24.3	5.0	228.6	258.5	0.126
74.8	461.97	4.74	457.2 $\phi$ $\times$ 6.4	90.63	1000	159	10144	63.8	51.0	4.7	226.1	258.5	0.244
61.2	1182.94	12.08	457.2 $\phi$ $\times$ 6.4	90.63	1000	159	11000	69.2	130.5	12.1	220.4	258.5	0.639
41.8	945.09	7.32	508.0 $\phi$ $\times$ 6.4	100.8	1240	177	12692	71.8	93.8	5.9	217.4	258.5	0.455

表 5-11 筒身脚部の評価結果 (ケース 1(0° 方向))

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm <sup>2</sup>	171.2	258.5	0.67
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	15.5	149.2	0.11
	組合せ	N/mm <sup>2</sup>	171.2	258.5	0.67
コンクリート (コーン状破壊)	引張*	kN	43	466	0.10
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	2.1	13.6	0.16
ベースプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	78.6	298.2	0.27
フランジプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	86.0	298.2	0.29
リブプレート	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	44.2	258.5	0.18
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	47.8	149.2	0.33

注記\* : アンカーボルト 1 本当たりの引張力

表 5-12 鉄塔脚部の評価結果 (ケース 1(0° 方向))

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm <sup>2</sup>	209.0	236.5	0.89
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	40.1	136.5	0.30
	組合せ	N/mm <sup>2</sup>	209.0	236.5	0.89
コンクリート (コーン状破壊)	引張*	kN	1168	1513	0.78
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	8.7	13.6	0.64
ベースプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	228.8	298.2	0.77
フランジプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	199.2	272.8	0.74
リブプレート	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	125.6	258.5	0.49
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	139.7	149.2	0.94

注記\* : アンカーボルト 1 本当たりの引張力

表 5-13 筒身脚部の評価結果 (ケース 2(45° 方向))

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm <sup>2</sup>	153.3	258.5	0.60
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	13.8	149.2	0.10
	組合せ	N/mm <sup>2</sup>	153.3	258.5	0.60
コンクリート (コーン状破壊)	引張*	kN	35	466	0.08
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	1.8	13.6	0.14
ベースプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	67.4	298.2	0.23
フランジプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	77.1	298.2	0.26
リブプレート	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	37.9	258.5	0.15
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	41.0	149.2	0.28

注記\* : アンカーボルト 1 本当たりの引張力

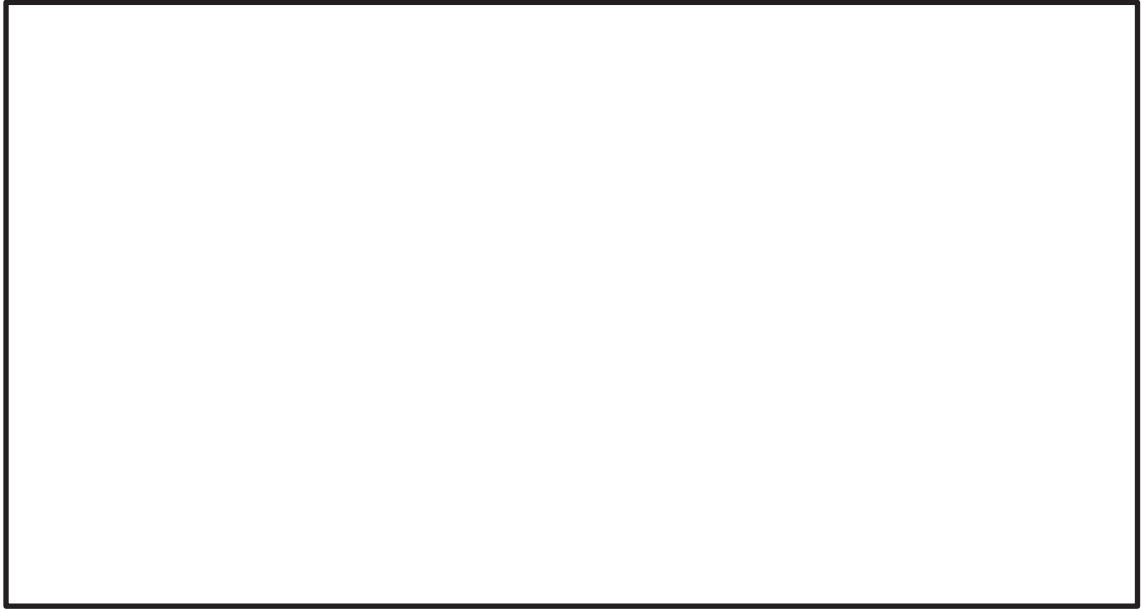
表 5-14 鉄塔脚部の評価結果 (ケース 2(45° 方向))

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm <sup>2</sup>	218.8	236.5	0.93
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	45.4	136.5	0.34
	組合せ	N/mm <sup>2</sup>	218.8	236.5	0.93
コンクリート (コーン状破壊)	引張*	kN	1223	1513	0.81
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	9.0	13.6	0.67
ベースプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	236.7	298.2	0.80
フランジプレート	面外曲げ	N/mm <sup>2</sup>	208.6	272.8	0.77
リブプレート	圧縮	N/mm <sup>2</sup>	130.0	258.5	0.51
	せん断	N/mm <sup>2</sup>	144.6	149.2	0.97

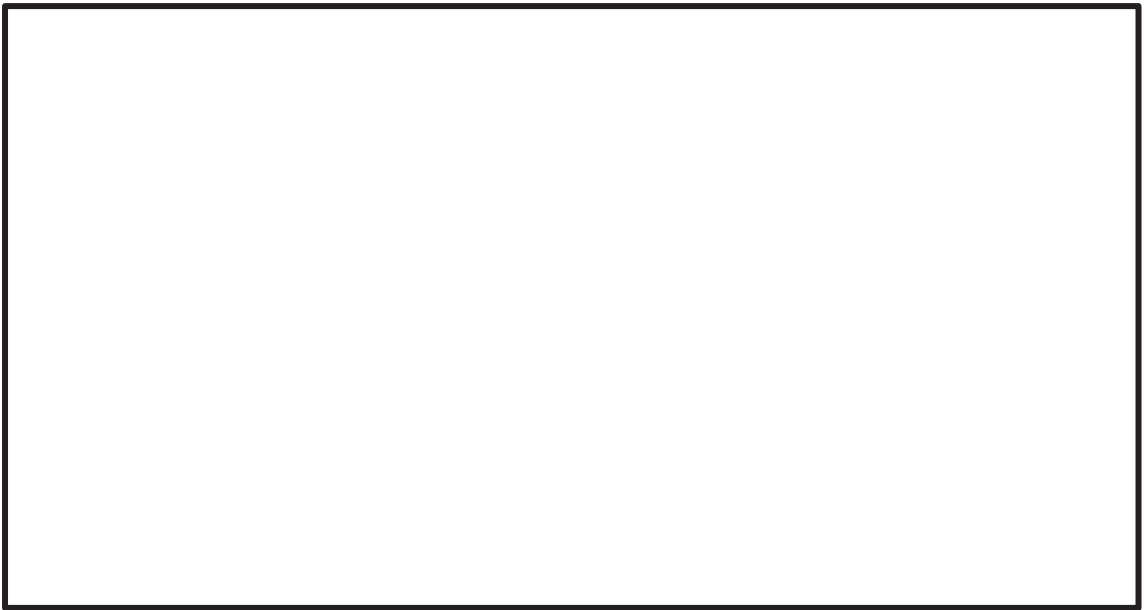
注記\* : アンカーボルト 1 本当たりの引張力

表 5-15 ひずみ評価結果

ケース 番号	検討部材	風向	衝突面	評価結果 最大ひずみ (a)	許容限界 破断ひずみ (b)	(a)/(b)
1-1	最下層	0°	最小			
1-2	主柱材		最大			
2-1	最下層	45°	最小			
2-2	主柱材		最大			



(a) ケース 1-1 (衝突面最小)

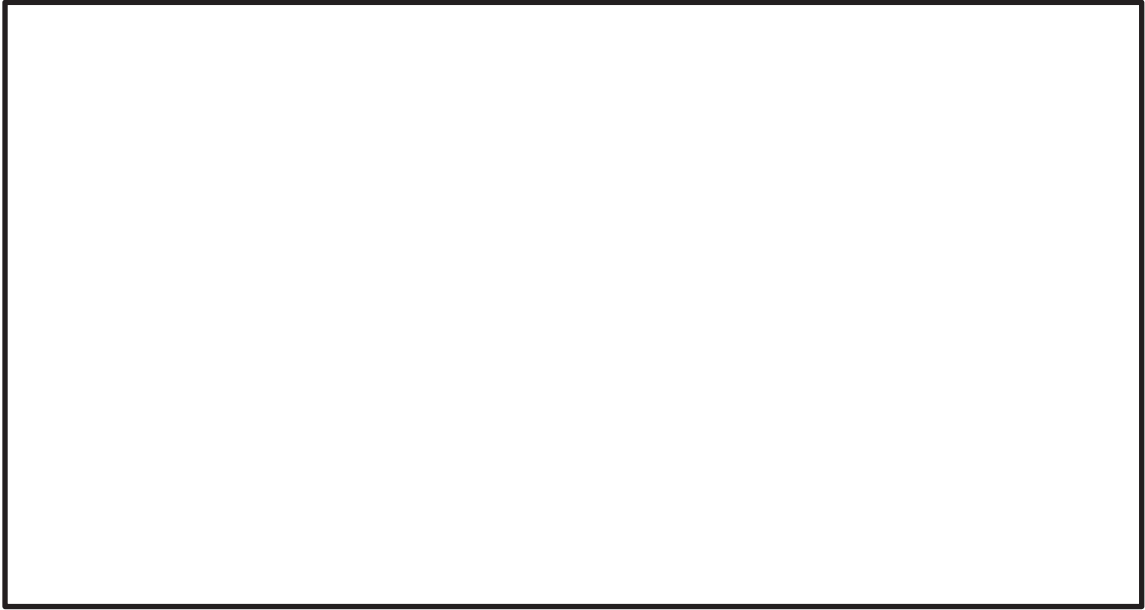


(b) ケース 1-2 (衝突面最大)

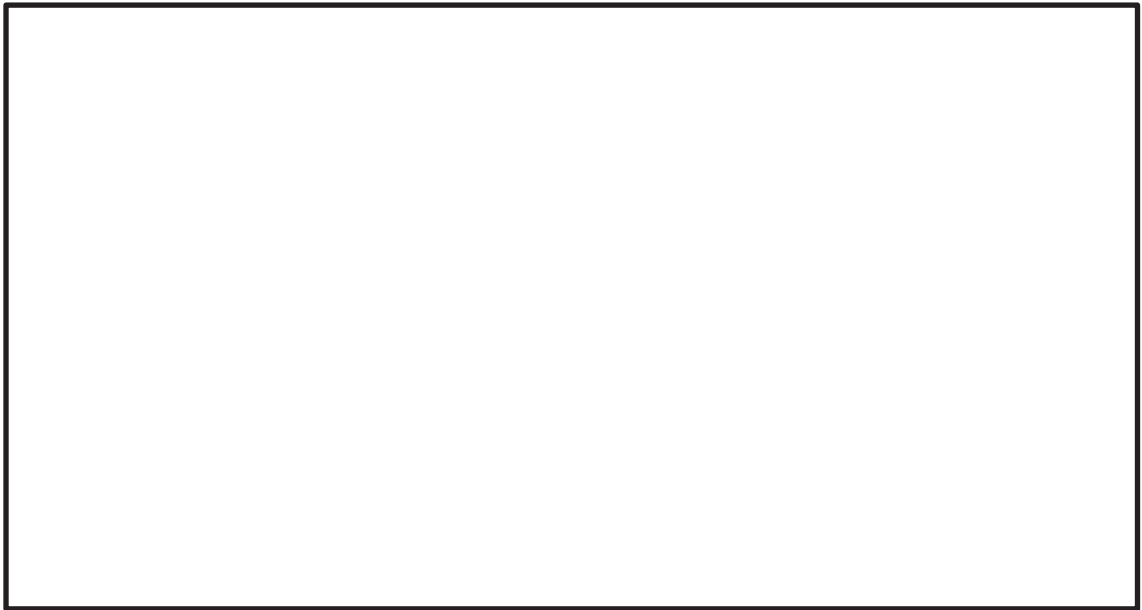
図 5-1 最下層支柱材のひずみ分布 (風向 0° )

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。





(a) ケース 2-1 (衝突面最小)



(b) ケース 2-2 (衝突面最大)

図 5-2 最下層主柱材のひずみ分布 (風向 45°)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

VI-3-別添 1-1-10 波及的影響を及ぼす可能性がある施設の強度計算書

## 目 次

- VI-3-別添 1-1-10-1 建屋の強度計算書
- VI-3-別添 1-1-10-2 海水ポンプ室門型クレーンの強度計算書
- VI-3-別添 1-1-10-3 消音器の強度計算書
- VI-3-別添 1-1-10-4 ミスト配管及びベント配管の強度計算書

VI-3-別添 1-1-10-1 建屋の強度計算書

## 目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
2.1 位置.....	1
2.2 構造概要.....	4
2.3 評価方針.....	13
2.4 適用規格.....	15
3. 強度評価方法.....	16
3.1 記号の定義.....	16
3.2 評価対象部位.....	16
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	17
3.4 許容限界.....	19
3.5 評価方法.....	20
4. 評価条件.....	22
5. 強度評価結果.....	27

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、波及的影響を及ぼす可能性がある施設である補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋が、設計竜巻による風圧力による荷重、気圧差による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重に対し、竜巻時及び竜巻通過後においても、竜巻より防護すべき施設の安全機能を損なわないように、隣接する竜巻より防護すべき施設を内包するタービン建屋及び制御建屋に対して、機械的な波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

## 2. 基本方針

添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を踏まえ、補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

### 2.1 位置

補助ボイラー建屋は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、タービン建屋及び制御建屋に隣接する建屋である。

第1号機制御建屋は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、制御建屋に隣接する建屋である。

サイトバンカ建屋は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、タービン建屋に隣接する建屋である。

補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の位置図を図2-1～図2-3に示す。

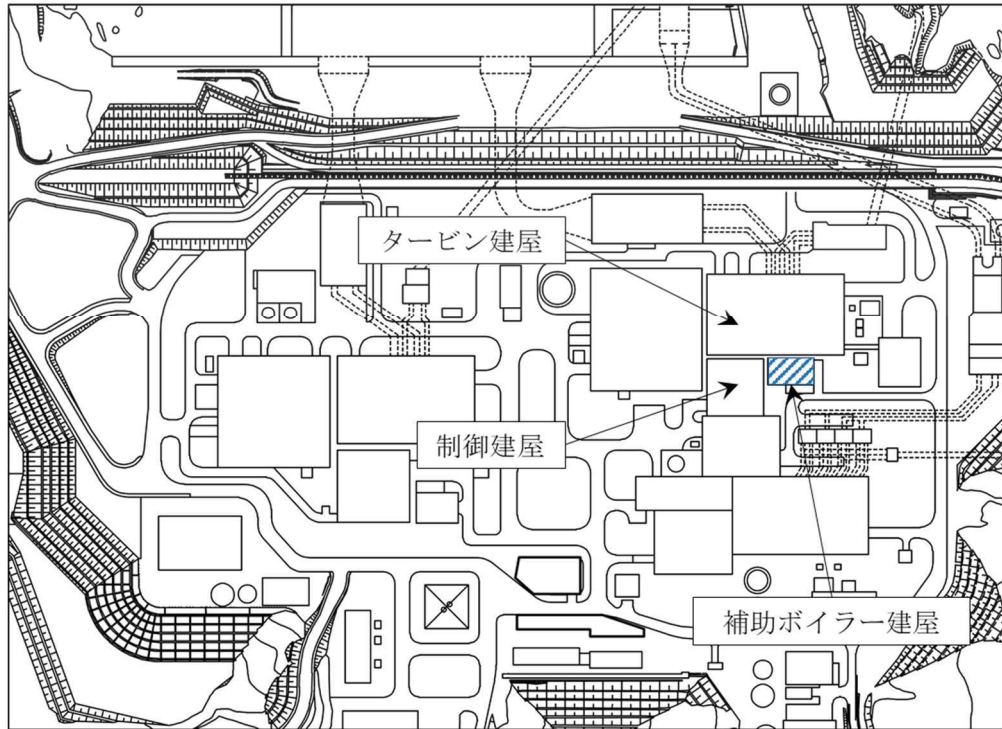


図 2-1 補助ボイラー建屋の位置図

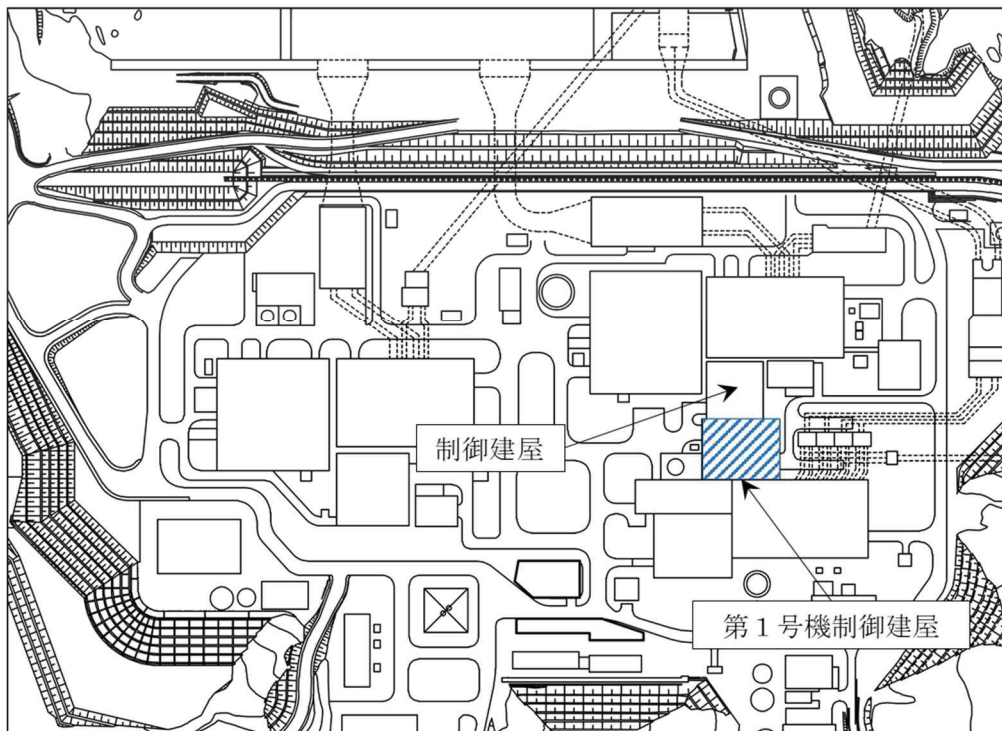


図 2-2 第1号機制御建屋の位置図

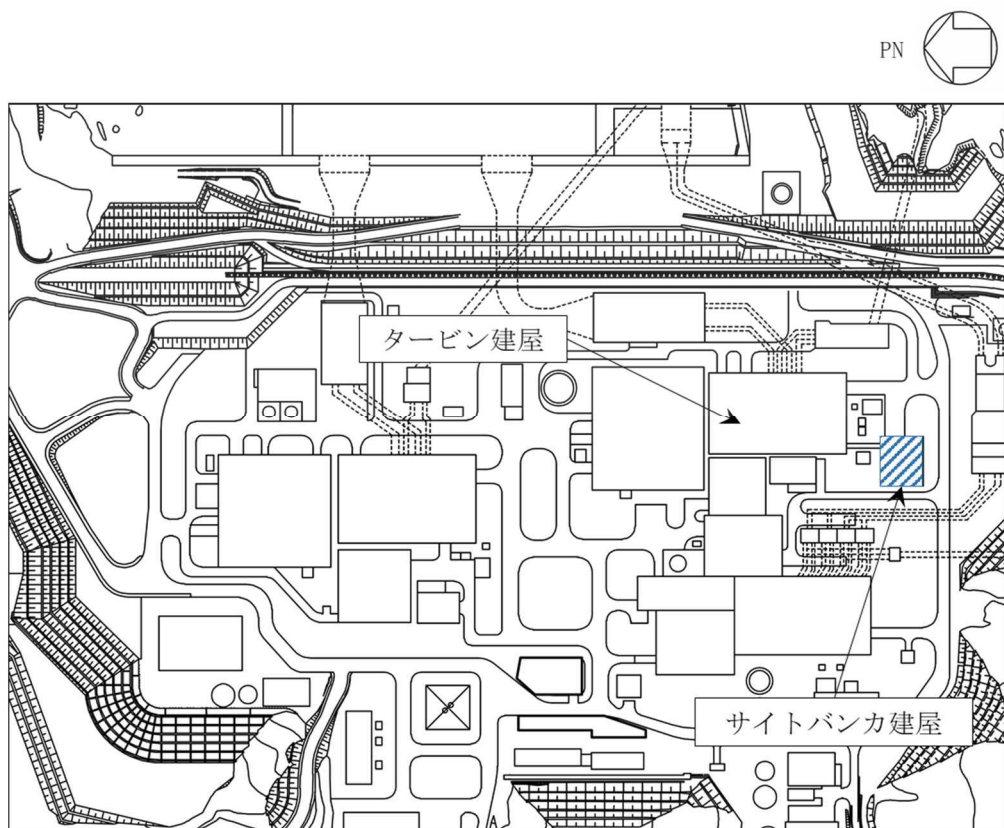


図 2-3 サイトバンカ建屋の位置図



## 2.2 構造概要

補助ボイラー建屋及びサイトバンカ建屋から波及的影響を受ける恐れがあるタービン建屋並びに補助ボイラー建屋及び第1号機制御建屋から波及的影響を受ける恐れがある制御建屋は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画とする。

補助ボイラー建屋、サイトバンカ建屋及びタービン建屋は、鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造）、第1号機制御建屋及び制御建屋は、鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建屋であり、補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋、サイトバンカ建屋、タービン建屋及び制御建屋は、それぞれ構造的に独立した建物である。

補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋、サイトバンカ建屋、タービン建屋及び制御建屋の断面図を図2-4～図2-8に、建屋配置図を図2-9に、図2-9に記載した建屋と建屋の離隔部分の詳細を図2-10～図2-13に示す。

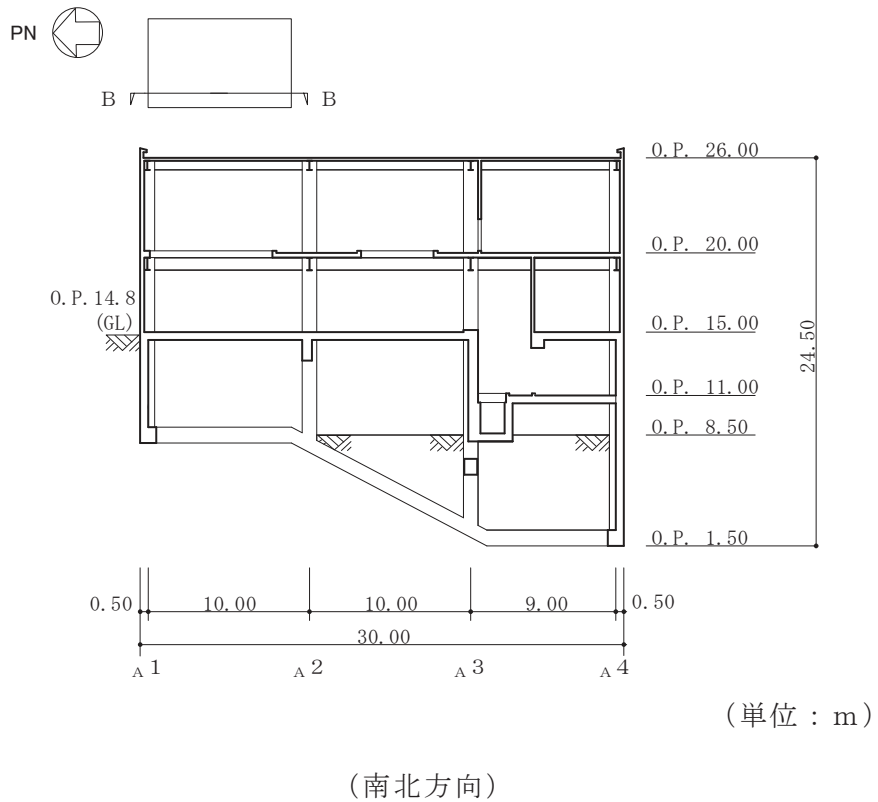
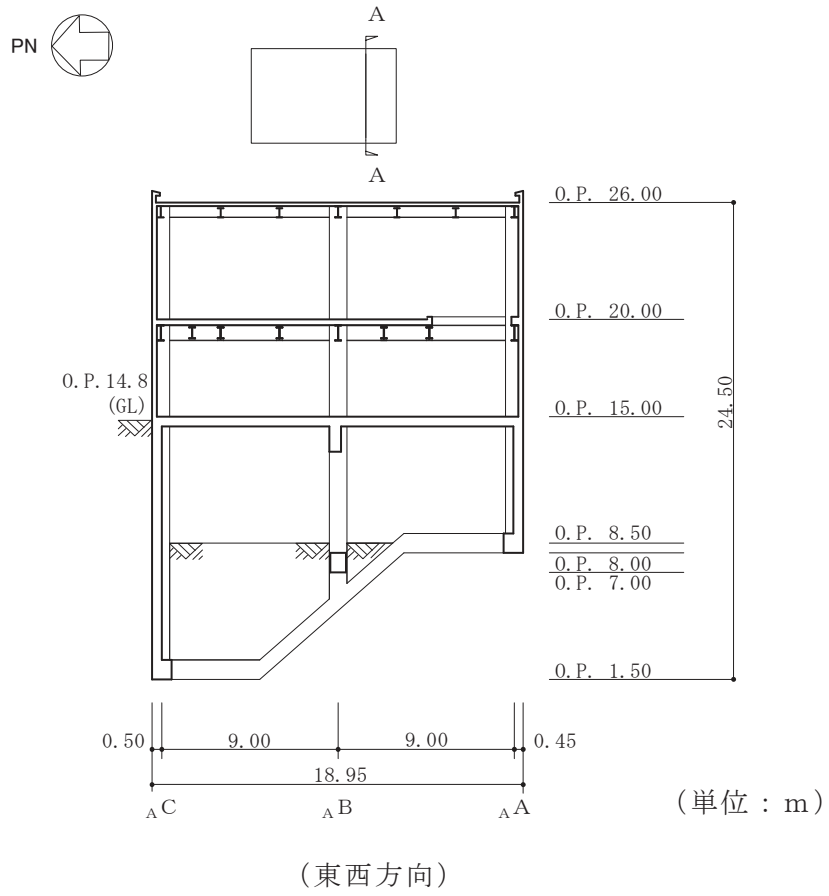
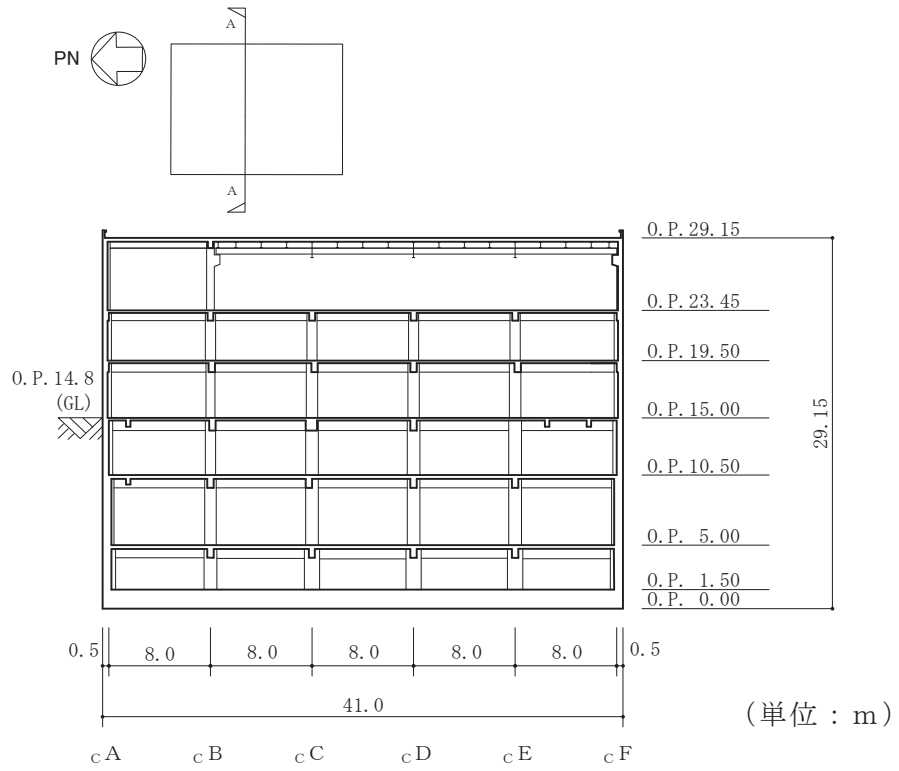
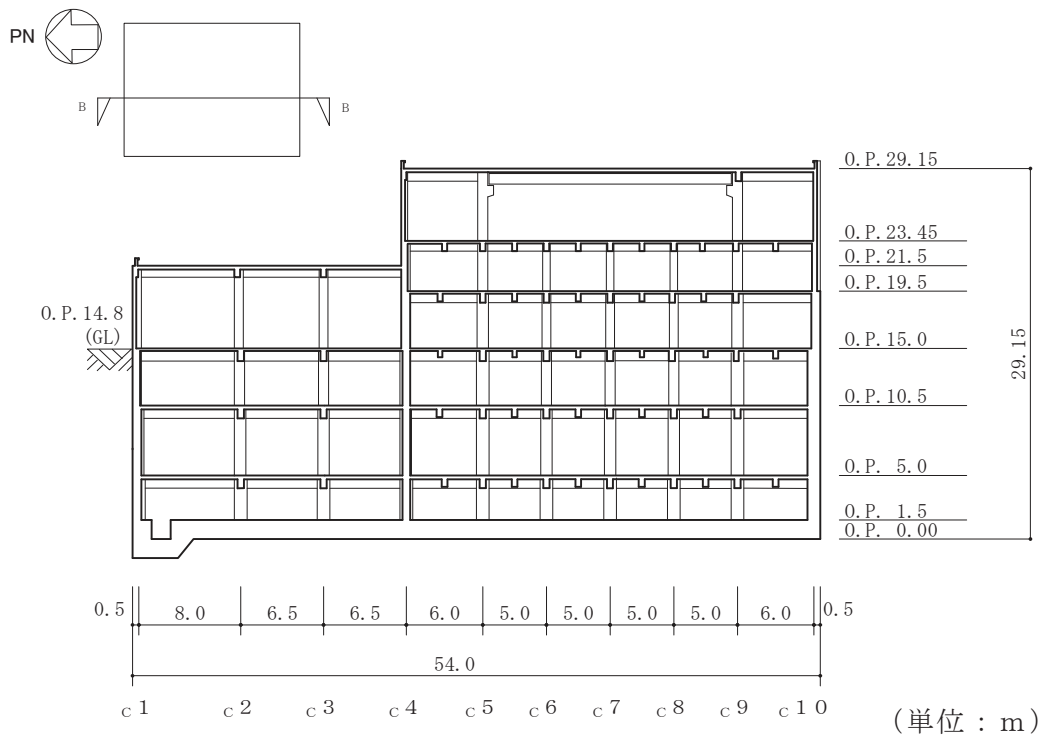


図 2-4 補助ボイラー建屋の断面図



(東西方向)



(南北方向)

図 2-5 第 1 号機制御建屋の断面図

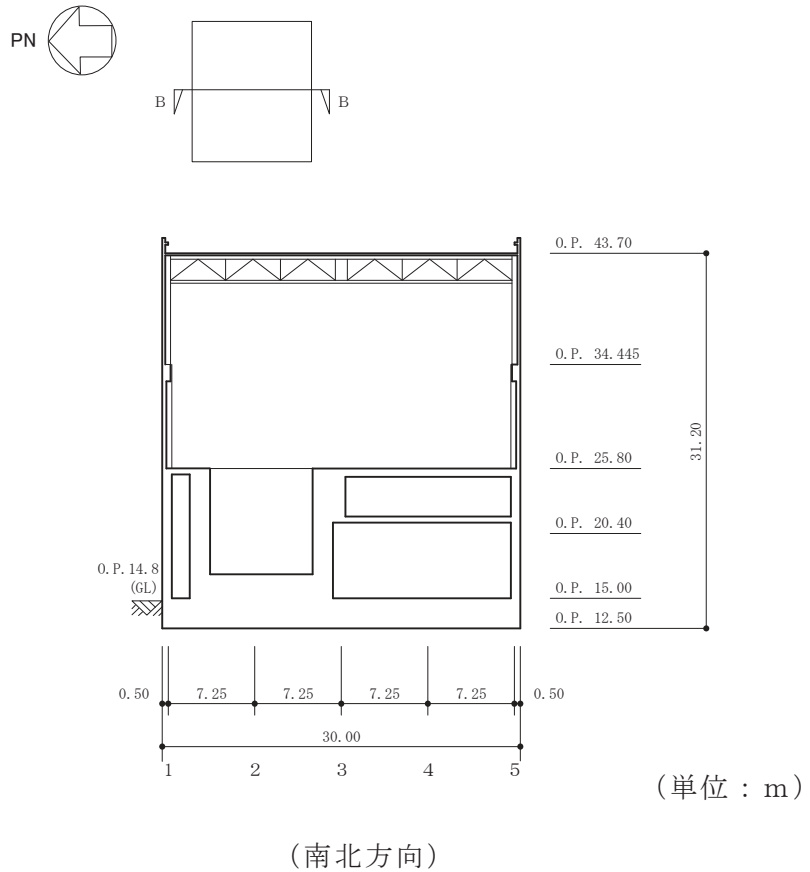
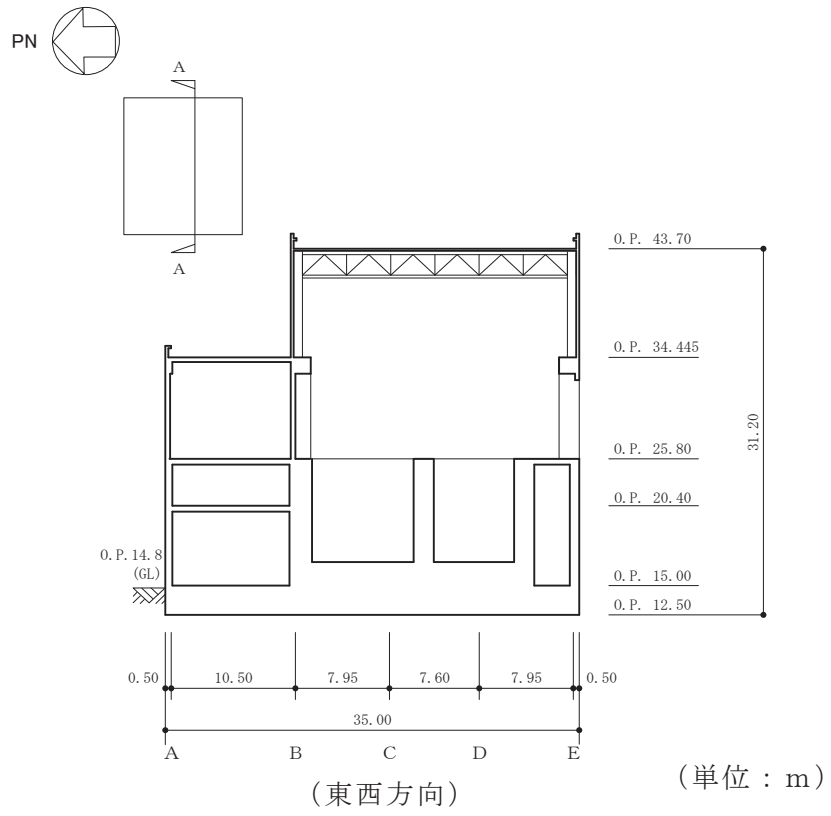
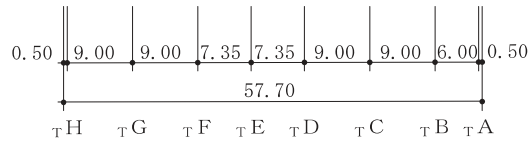
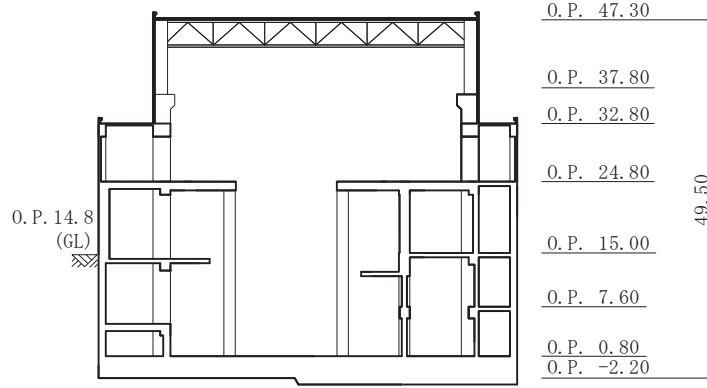
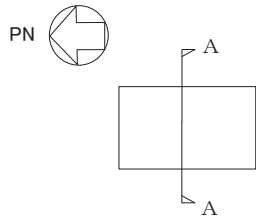
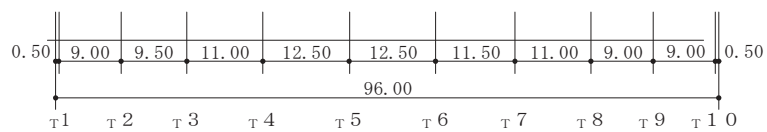
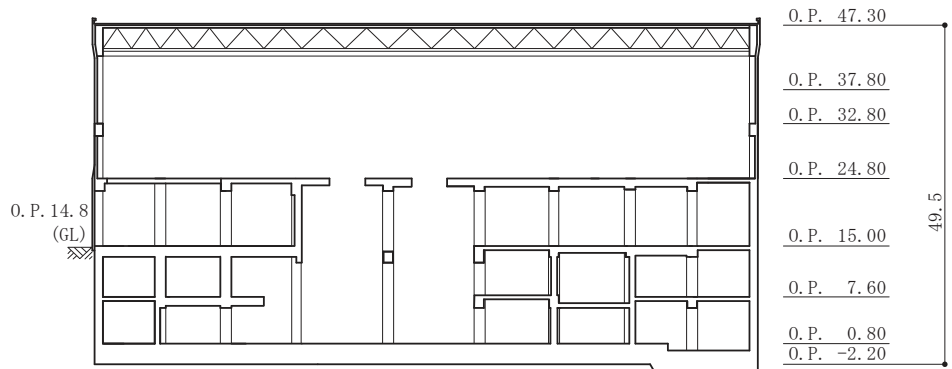
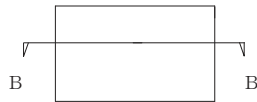


図 2-6 サイトバンカ建屋の断面図



(単位：m)

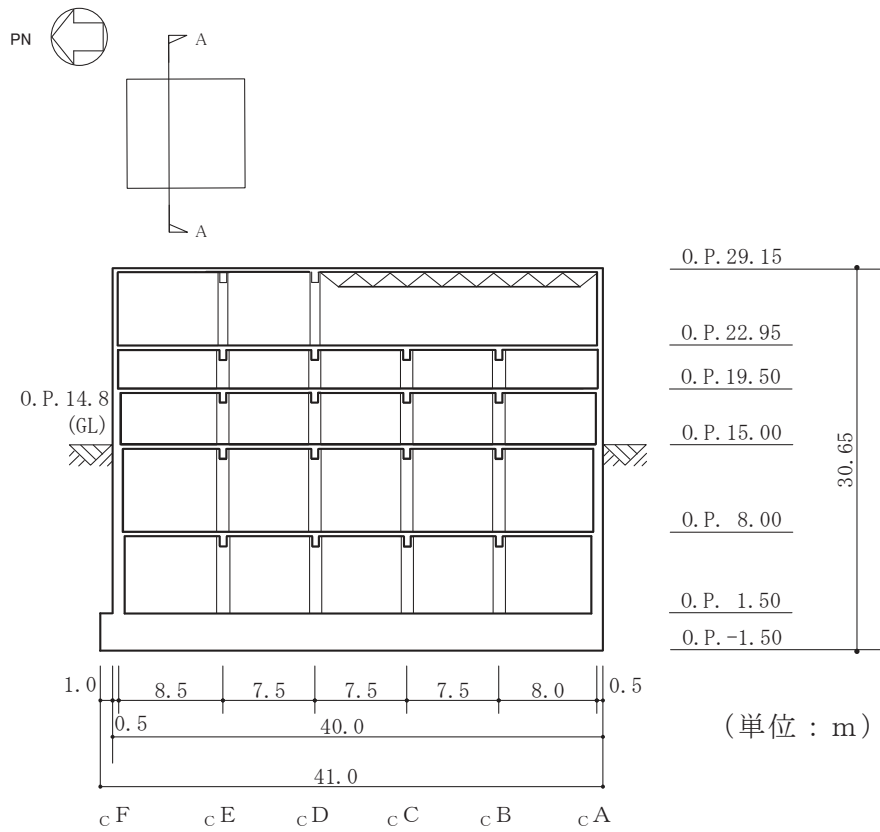
(東西方向)



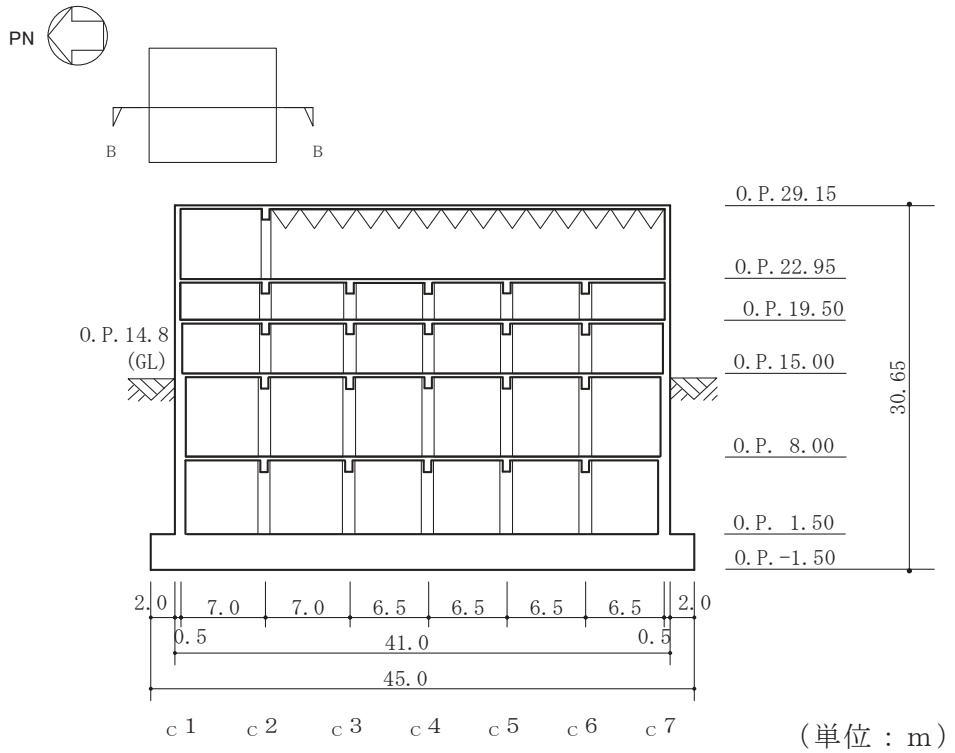
(単位：m)

(南北方向)

図 2-7 タービン建屋の断面図



(東西方向)



(南北方向)

図 2-8 制御建屋の断面図

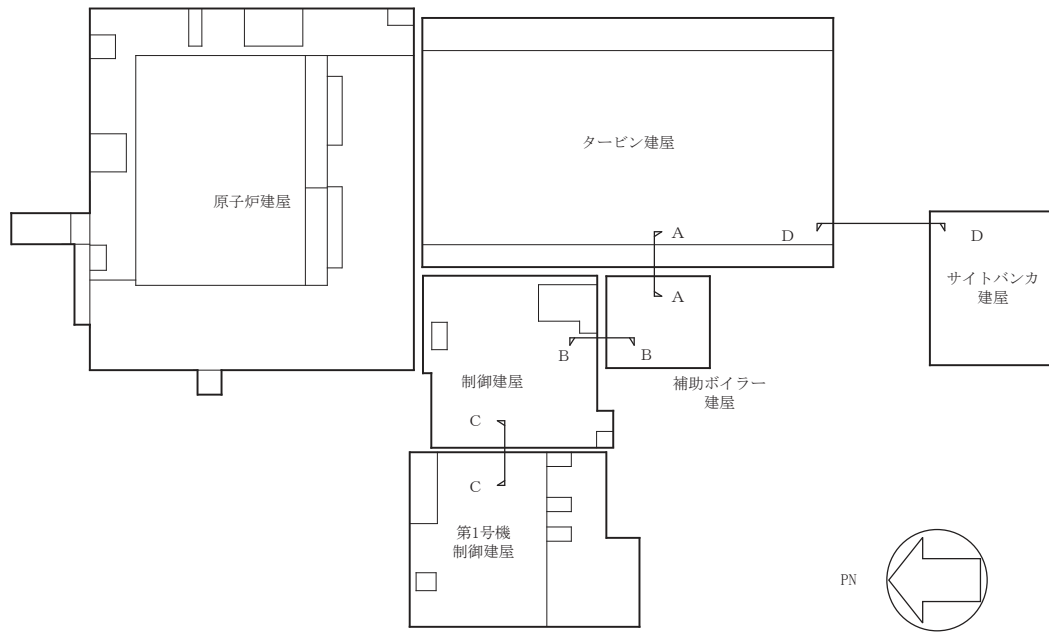


図 2-9 補助ボイラー建屋，第 1 号機制御建屋，サイトバンカ建屋，タービン建屋及び制御建屋の配置図

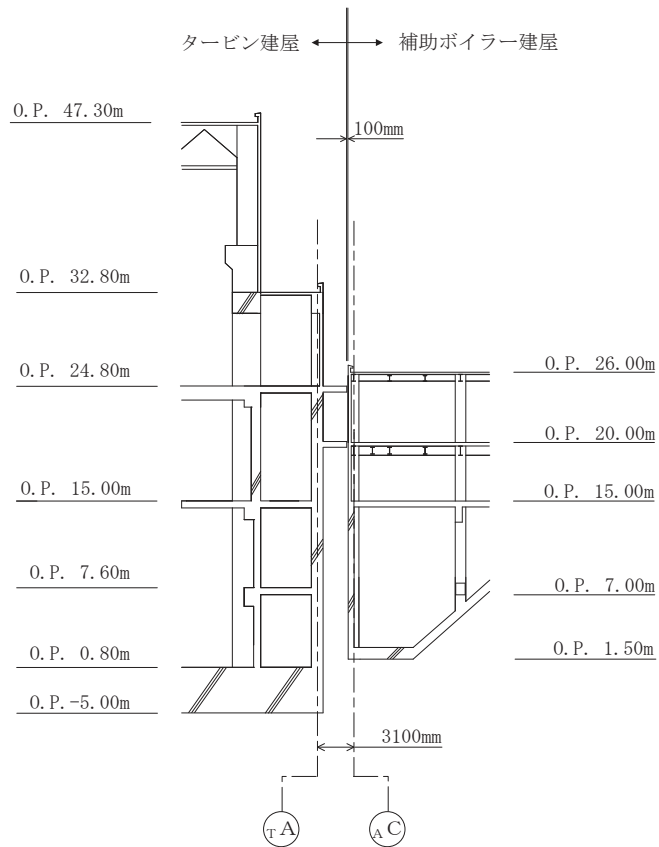


図 2-10 補助ボイラー建屋とタービン建屋の離隔（図 2-9 A-A 断面）の詳細

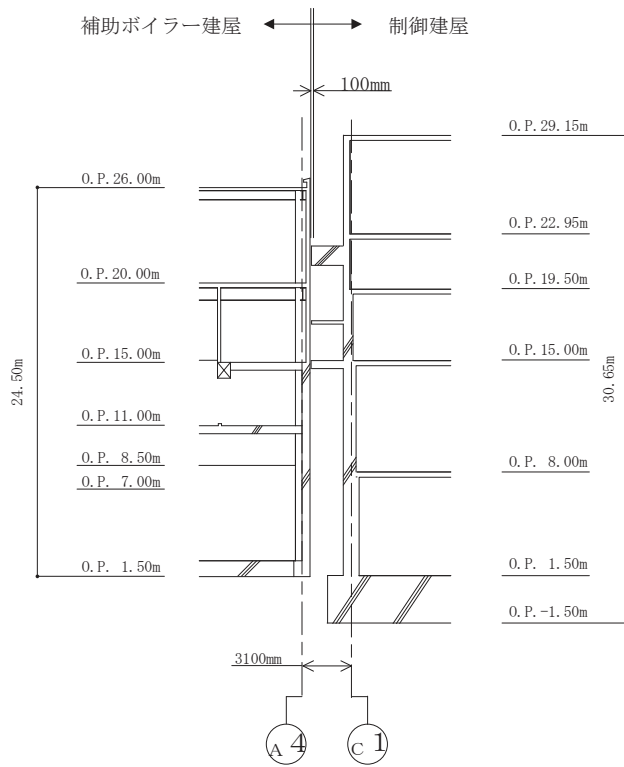


図 2-11 補助ボイラー建屋と制御建屋の離隔（図 2-9 B-B 断面）の詳細

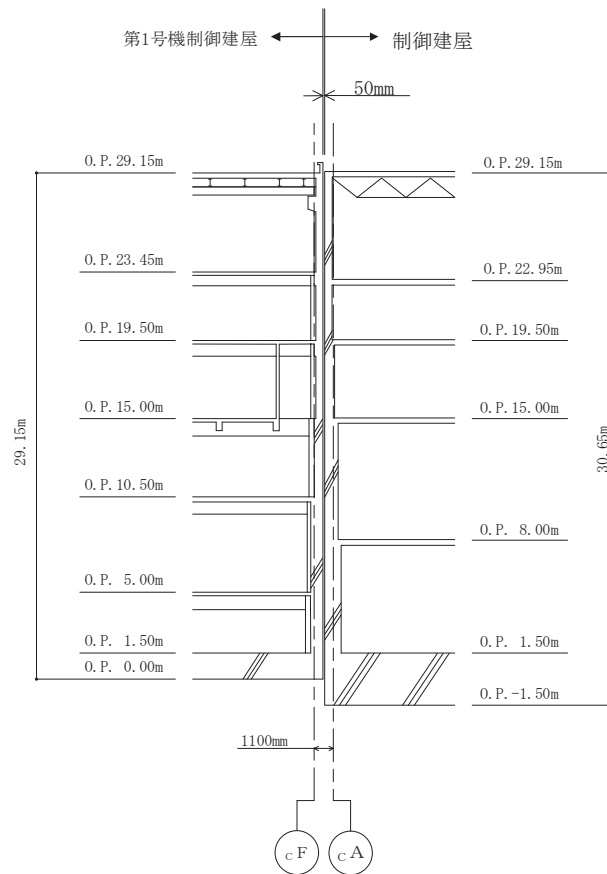


図 2-12 第 1 号機制御建屋と制御建屋の離隔（図 2-9 C-C 断面）の詳細



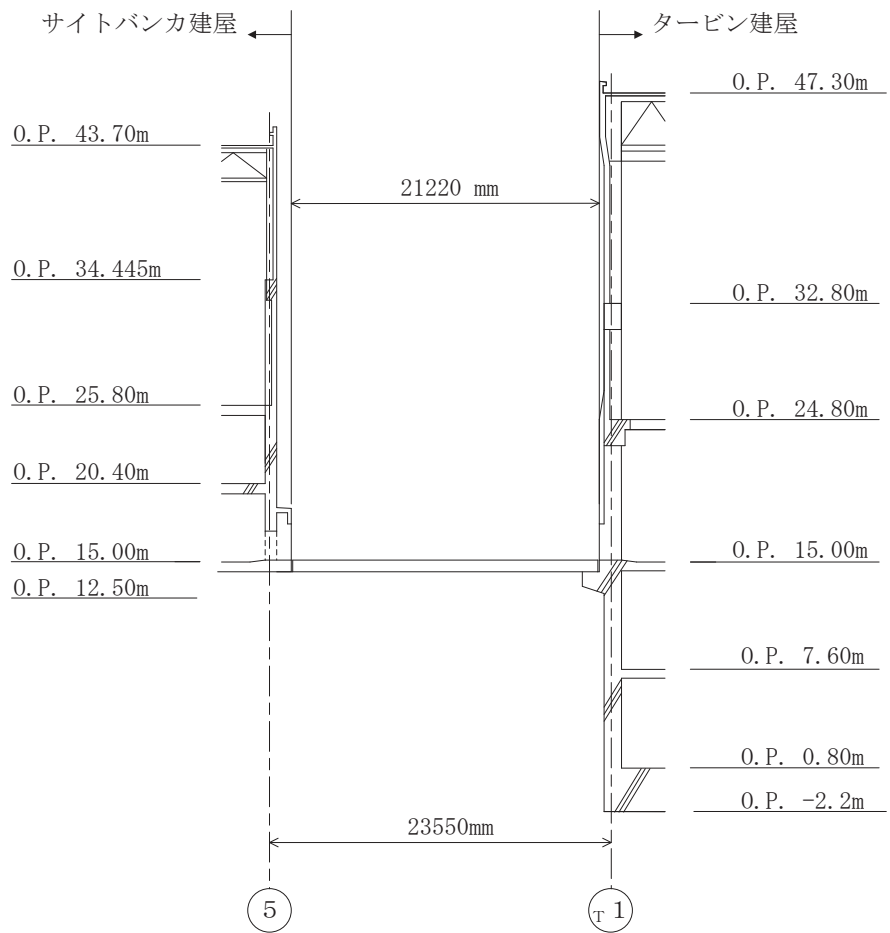


図 2-13 サイトバンカ建屋とタービン建屋の離隔 (図 2-9 D-D 断面) の詳細

### 2.3 評価方針

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の強度評価は，添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している，荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻より防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを，「3. 強度評価方法」に示す方法により，「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5. 強度評価結果」にて確認する。

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重と，これに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

具体的には，補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋が，隣接する竜巻より防護すべき施設を内包するタービン建屋及び制御建屋に接触し影響を及ぼさないことを確認する「構造強度評価」を行う。

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の構造強度評価（以下「変形評価」という。）については，設計荷重に対し，タービン建屋及び制御建屋との相対変位を算出し，接触を生じないことを確認する。

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の波及的影響評価フローを図2-14に示す。

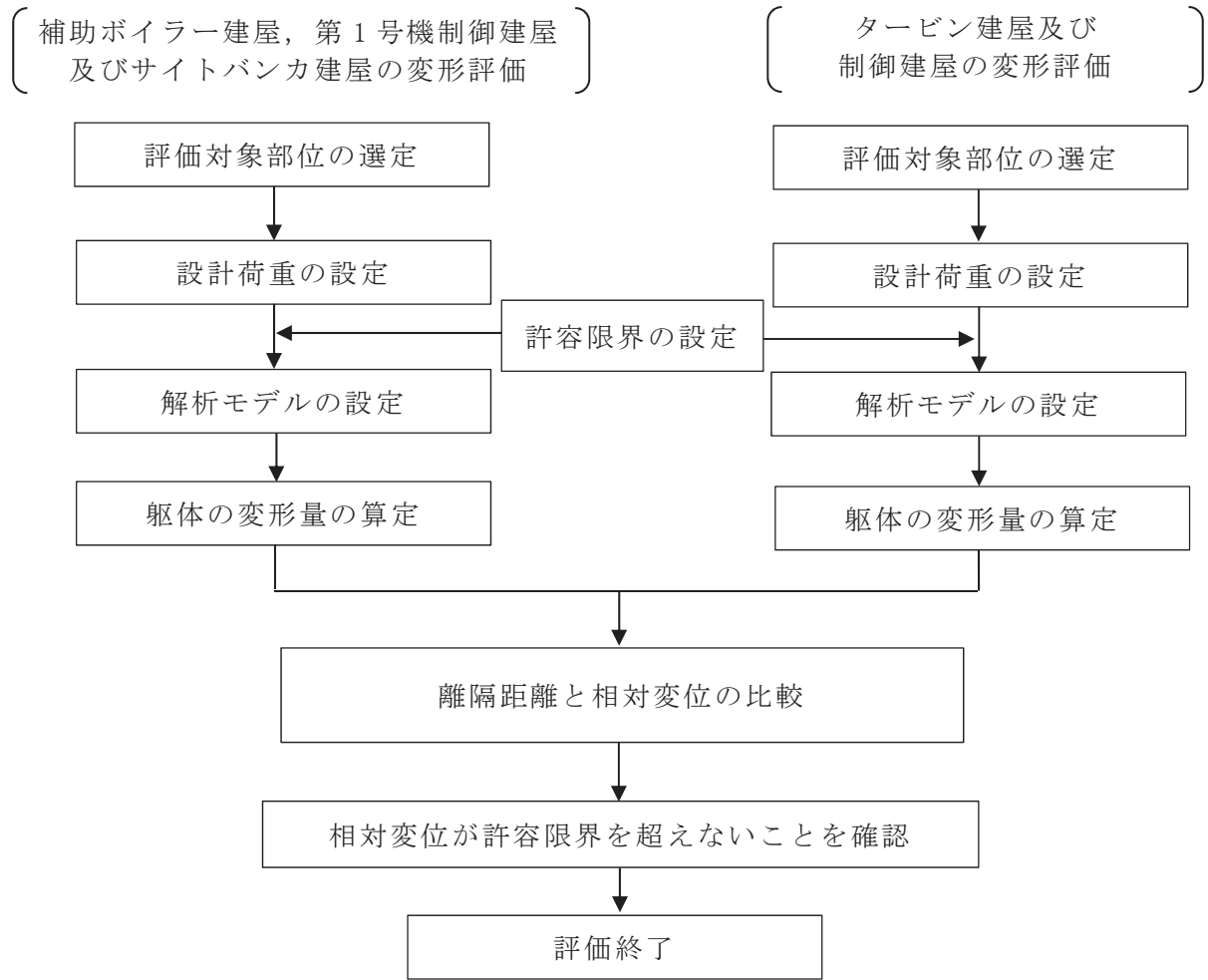


図 2-14 補助ボイラー建屋，第 1 号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の波及的影響評価フロー

## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984（（社）日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991追補版（（社）日本電気協会）
- ・ U. S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION:REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision 1, March 2007
- ・ 建築物荷重指針・同解説（（社）日本建築学会，2004 改定）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1999 改定）
- ・ 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-（（社）日本建築学会，2005 改定）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

波及的影響に関する強度評価に用いる記号を表3-1に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A	m <sup>2</sup>	受圧面積
C	—	風力係数
G	—	ガスト影響係数
q	N/m <sup>2</sup>	設計用速度圧
V <sub>D</sub>	m/s	設計竜巻の風速
W <sub>M</sub>	kN	設計飛来物による衝撃荷重
W <sub>P</sub>	kN	気圧差による荷重
W <sub>W</sub>	kN	風圧力による荷重
ρ	kg/m <sup>3</sup>	空気密度
Δ P	N/m <sup>2</sup>	最大気圧低下量
m	kg	設計飛来物質量
V	m/s	設計飛来物の衝突速度（水平）
Δ t	s	設計飛来物の被衝突体の接触時間
L <sub>1</sub>	m	設計飛来物の最も短い辺の全長

#### 3.2 評価対象部位

補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す評価基準を踏まえ、各建屋の構造躯体とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重 $W_w$ は「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 (3) c. (a) 風圧力による荷重 ( $W_w$ )」に示す式に従い算出する。

風力係数 $C$ は、「建築基準法及び同施行令」及び「建築物荷重指針・同解説」に基づき設定する。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

$$\text{ここで, } q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2$$

##### b. 気圧差による荷重 ( $W_P$ )

気圧差による荷重 $W_P$ については、気圧差による荷重が最大となる「閉じた施設」を想定し、下式により算定する。

$$W_P = \Delta P \cdot A$$

##### c. 設計飛来物による衝撃荷重 ( $W_M$ )

設計飛来物による衝撃荷重 $W_M$ については、次式の設計飛来物による衝撃荷重の算定式によって算出した運動エネルギーが最大となる鋼製材の衝撃荷重 $W_M = 1466\text{kN}$ を用いて評価を行う。

$$W_M = m \cdot V / \Delta t = m \cdot V^2 / L_1$$

設計飛来物の諸元を表3-2に示す。

表 3-2 設計飛来物の諸元

飛来物	寸法 (m)	質量 (kg)	最大水平速度 (m/s)
鋼製材	4.2×0.3×0.2	135	46.6

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて、風圧力による荷重，気圧差による荷重，及び飛来物による衝撃荷重を組み合わせる。なお，常時作用する荷重については，竜巻時せん断力の算定に際しては評価結果に影響しないため考慮しない。

荷重の組合せを表3-3に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

設計荷重の種類	荷重の組合せ
複合荷重 $W_{T1}$	$W_P$
複合荷重 $W_{T2}$	$W_W + 1/2 \cdot W_P + W_M$

### 3.4 許容限界

許容限界は、「2.2 構造概要」に記載した補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋並びにタービン建屋及び制御建屋の離隔距離とする。

設定した許容限界を表3-4に示す。

表 3-4 許容限界

許容限界	
補助ボイラー建屋とタービン建屋の離隔距離	100mm
補助ボイラー建屋と制御建屋の離隔距離	100mm
第1号機制御建屋と制御建屋の離隔距離	50mm
サイトバンカ建屋とタービン建屋の離隔距離	21220mm



### 3.5 評価方法

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の躯体の変形量は，設計荷重による建屋の層せん断力及び各部材のせん断力－せん断ひずみ関係（ $Q-\gamma$  関係）より算定する。

補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の解析モデル図を図3-1～図3-3に示す。補助ボイラー建屋の解析モデルは，添付書類「VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性に関する計算書」に示す地震応答解析モデルを，第1号機制御建屋制御建屋の解析モデルは，添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性に関する計算書」に示す地震応答解析モデルを用いる。ただし，設計荷重による変形量の算定では，地盤と建屋の相互作用の影響は小さいと考えられることから，地盤ばねは考慮せず，1階床位置で固定と仮定とする。

補助ボイラー建屋はタービン建屋が東側，制御建屋が北側に位置するため，EW方向及びNS方向を検討対象とする。第1号機制御建屋は制御建屋が東側に位置するため，EW方向のみを検討対象とする。サイトバンカ建屋はタービン建屋が北側に位置するため，NS方向のみを検討対象とする。

設計荷重のうち，風圧力による荷重 $W_w$ は，建屋の形状を考慮して算出した風力係数及び受圧面積に基づき算出する。

気圧差による荷重 $W_p$ は，建屋の内部から外部に作用することから，建屋層全体の評価においては相殺されるが，保守的に風圧力による荷重 $W_w$ の作用方向のみに作用するものとして考慮する。

設計飛来物による衝撃荷重 $W_M$ は建屋最上部質点に作用するものとする。

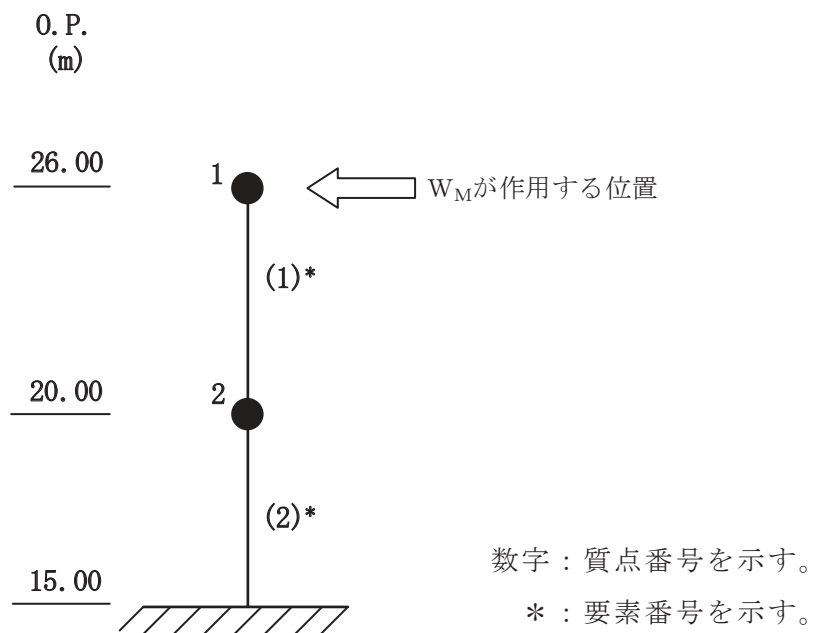
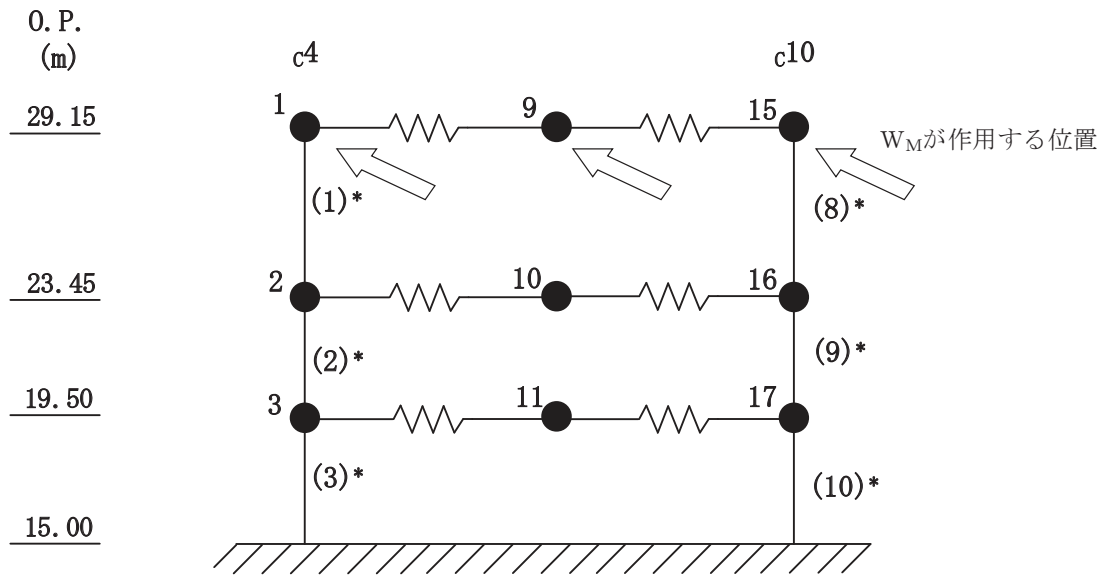
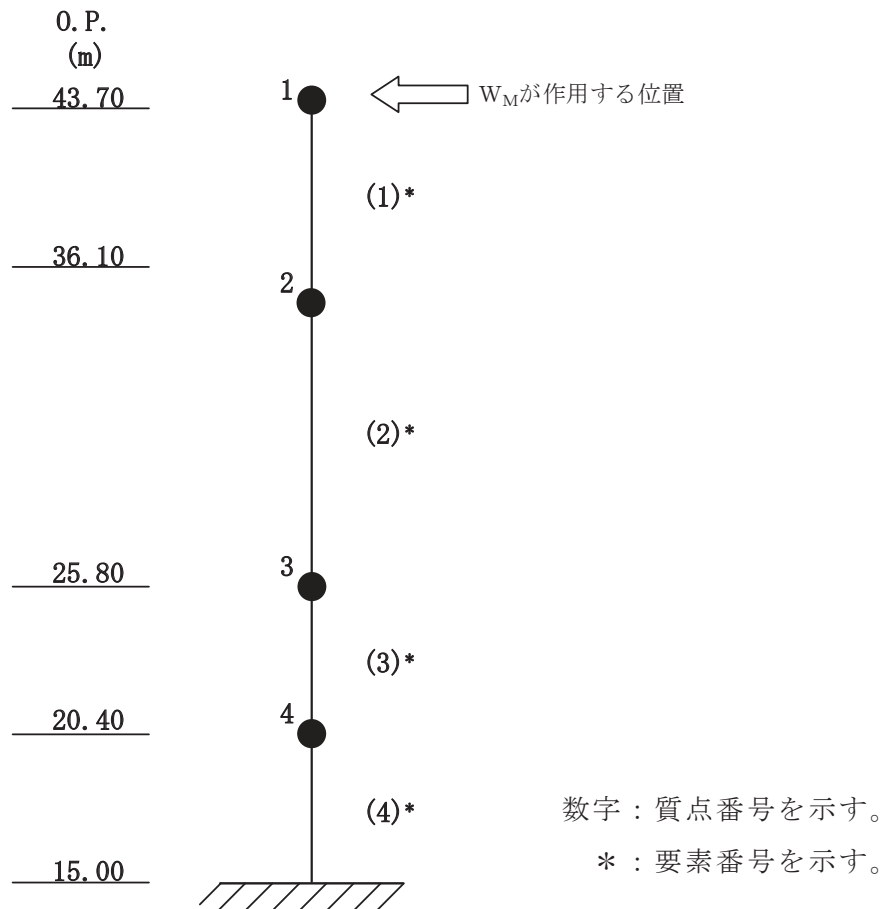


図3-1 補助ボイラー建屋の解析モデル図（NS方向及びEW方向）



数字：質点番号を示す。  
\*：要素番号を示す。

図 3-2 第 1 号機制御建屋の解析モデル図 (EW 方向)



数字：質点番号を示す。  
\*：要素番号を示す。

図 3-3 サイトバンカ建屋の解析モデル図 (NS 方向)

タービン建屋及び制御建屋の変形量は、設計荷重による建屋の層せん断力及び各部材のせん断力-せん断ひずみ関係（ $Q-\gamma$ 関係）より算定する。

タービン建屋のせん断力-せん断ひずみ関係（ $Q-\gamma$ 関係）は、添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性に関する計算書」に示す地震応答解析モデルを用いる。制御建屋のせん断力-せん断ひずみ関係（ $Q-\gamma$ 関係）は、添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いる。ただし、設計荷重による変形量の算定では、地盤と建屋の相互作用の影響は小さいと考えられることから、地盤ばねは考慮せず、1階床位置で固定と仮定する。

設計荷重のうち、風圧力による荷重 $W_w$ は、建屋の形状を考慮して算出した風力係数及び受圧面積に基づき算出する。

気圧差による荷重 $W_p$ は、建屋の内部から外部に作用し、建屋層全体の評価においては相殺されるが、保守的に、風圧力による荷重 $W_w$ の加力方向にのみ作用するものとする。

設計飛来物による衝撃荷重 $W_M$ は建屋最上部質点に作用するものとする。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

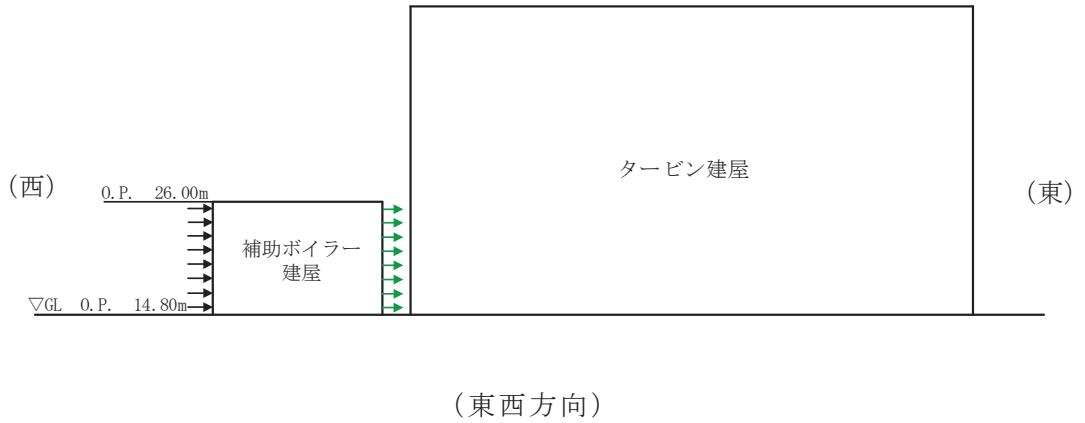
補助ボイラー建屋は、建屋の東側にタービン建屋、建屋の北側に制御建屋が隣接しているため、風圧力による荷重 $W_w$ が西から東へ作用する場合及び南から北へ作用する場合の検討を実施する。第1号機制御建屋は、建屋の東側に制御建屋が隣接しているため、風圧力による荷重 $W_w$ が西から東へ作用する場合の検討を実施する。サイトバンカ建屋は、北側にタービン建屋が隣接しているため、風圧力による荷重 $W_w$ が南から北へ作用する場合の検討を実施する。

ここで、気圧差荷重 $W_p$ は、保守的に風圧力による荷重 $W_w$ の作用方向のみに作用するものとして各建屋を評価する。

補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋に作用する風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差荷重 $W_p$ の作用方向の模式図を図4-1～図4-3に、補助ボイラー建屋、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差荷重 $W_p$ の算出条件を表4-1～表4-3に示す。補助ボイラー建屋の風下側にはタービン建屋及び制御建屋が、第1号機制御建屋の風下側には制御建屋が接近して配置されているため、実際には風下側壁面の風荷重は極めて小さいと考えられるが、本評価では保守的に風下側の風荷重も考慮するものとする。

また、補助ボイラー、第1号機制御建屋及びサイトバンカ建屋の復元力特性諸元を表4-4～表4-6に示す。

- :  $W_w$ のうち, 風上側側面に作用する荷重
- (緑) :  $W_w$ のうち, 風下側側面に作用する荷重及び $W_p$



- :  $W_w$ のうち, 風上側側面に作用する荷重
- (緑) :  $W_w$ のうち, 風下側側面に作用する荷重及び $W_p$

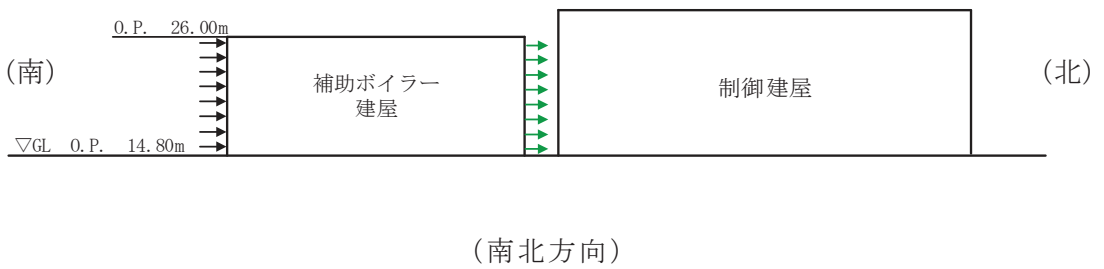


図 4-1 補助ボイラー建屋への風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の作用方向模式図

- :  $W_w$ のうち, 風上側側面に作用する荷重
- (緑) :  $W_w$ のうち, 風下側側面に作用する荷重及び $W_p$

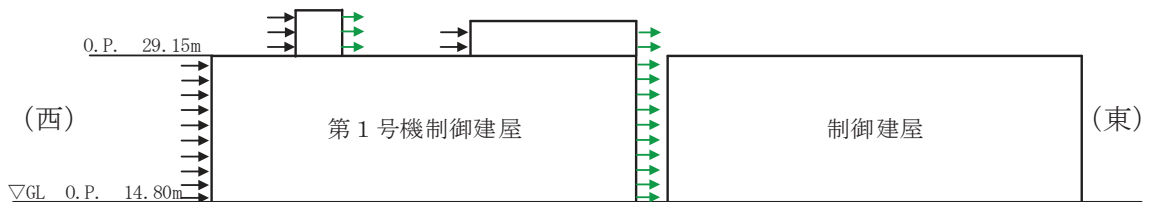


図 4-2 第1号機制御建屋への風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の作用方向模式図

- :  $W_w$ のうち, 風上側側面に作用する荷重
- (緑) :  $W_w$ のうち, 風下側側面に作用する荷重及び $W_p$

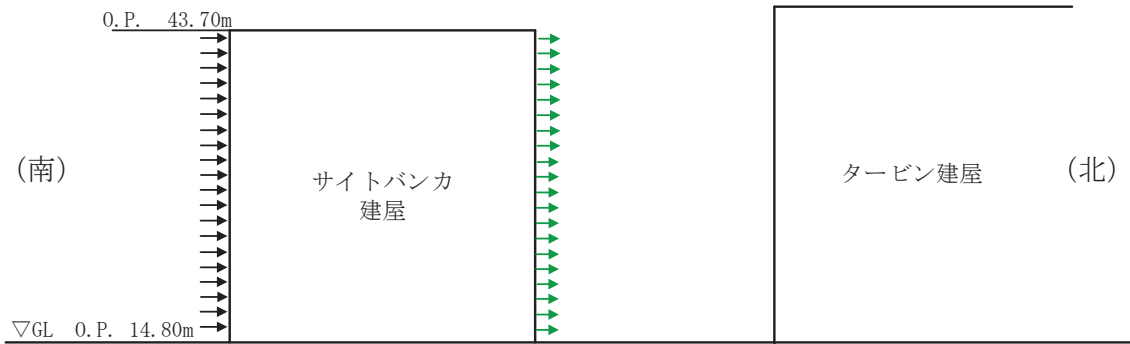


図 4-3 サイトバンカ建屋への風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の作用方向模式図

表 4-1 補助ボイラー建屋の風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の算出条件

O. P. (m)	位置	風力係数 C * (-)	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )	
			NS 方向 (S⇒N)	EW 方向 (W⇒E)
26.00 ~ 20.00	風上	0.6	127	201
	風下	0.4		
20.00 ~ 15.00	風上	0.6	95	151
	風下	0.4		

注記\* : 風下側の係数は, 風上側と同じ向きを正とする。

表 4-2 第 1 号機制御建屋の風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の算出条件

O. P. (m)	位置	風力係数 C * (-)	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )
			EW 方向 (W⇒E)
29.15 ~ 23.45	風上	0.6	327
	風下	0.4	
23.45 ~ 19.50	風上	0.6	206
	風下	0.4	
19.50 ~ 15.00	風上	0.6	243
	風下	0.4	

注記\* : 風下側の係数は, 風上側と同じ向きを正とする。

表 4-3 サイトバンカ建屋の風圧力による荷重 $W_w$ 及び気圧差による荷重 $W_p$ の算出条件

O. P. (m)	位置	風力係数 C * (-)	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )
			NS 方向 (S⇒N)
43.70 ~ 36.10	風上	0.8	232
	風下	0.4	
36.10 ~ 25.80	風上	0.6	356
	風下	0.4	
25.80 ~ 20.40	風上	0.6	189
	風下	0.4	
20.40 ~ 15.00	風上	0.6	189
	風下	0.4	

注記\* : 風下側の係数は, 風上側と同じ向きを正とする。

表 4-4(1) 補助ボイラー建屋の復元力特性諸元 (NS 方向)

O.P. (m)	要素 番号	Q <sub>1</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>2</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>3</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	γ <sub>1</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>2</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>3</sub> (×10 <sup>-3</sup> )
26.00 ~ 20.00	1	2.28	3.08	6.54	0.169	0.508	4.00
20.00 ~ 15.00	2	2.36	3.18	6.08	0.189	0.567	4.00

表 4-4(2) 補助ボイラー建屋の復元力特性諸元 (EW 方向)

O.P. (m)	要素 番号	Q <sub>1</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>2</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>3</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	γ <sub>1</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>2</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>3</sub> (×10 <sup>-3</sup> )
26.00 ~ 20.00	1	1.56	2.10	4.31	0.169	0.507	4.00
20.00 ~ 15.00	2	1.58	2.13	4.23	0.189	0.567	4.00

表 4-5 第 1 号機制御建屋の復元力特性諸元 (EW 方向)

O.P. (m)	要素 番号	Q <sub>1</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>2</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>3</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	γ <sub>1</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>2</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>3</sub> (×10 <sup>-3</sup> )
29.15 ~ 23.45	1	1.93	2.60	6.43	0.394	0.532	4.00
23.45 ~ 19.50	2	3.39	4.58	10.3	0.417	0.563	4.00
19.50 ~ 15.00	3	4.77	6.44	15.0	0.419	0.565	4.00
29.15 ~ 23.45	8	1.76	2.38	5.87	0.396	0.535	4.00
23.45 ~ 19.50	9	2.47	3.33	7.90	0.416	0.561	4.00
19.50 ~ 15.00	10	3.45	4.65	10.6	0.428	0.578	4.00

表 4-6 サイトバンカ建屋の復元力特性諸元 (NS 方向)

O.P. (m)	要素 番号	Q <sub>1</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>2</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	Q <sub>3</sub> (×10 <sup>4</sup> kN)	γ <sub>1</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>2</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	γ <sub>3</sub> (×10 <sup>-3</sup> )
43.70 ~ 36.10	1	2.84	3.84	9.20	0.169	0.508	4.00
36.10 ~ 25.80	2	6.98	9.43	19.3	0.177	0.530	4.00
25.80 ~ 20.40	3	22.8	30.8	66.6	0.174	0.522	4.00
20.40 ~ 15.00	4	21.9	29.6	58.8	0.185	0.554	4.00

タービン建屋及び制御建屋の風圧力による荷重W<sub>w</sub>の算出条件及び復元力特性諸元については、添付書類「VI-3-別添 1-1-1 竜巻より防護すべき施設を内包する施設の強度計算書」の「3.5.3 変形評価」に示す。

5. 強度評価結果

補助ボイラー建屋とタービン建屋の相対変位，補助ボイラー建屋と制御建屋の相対変位，第1号機制御建屋と制御建屋の相対変位及びサイトバンカ建屋とタービン建屋の相対変位の評価結果を表5-1～表5-4に示す。各建屋の相対変位が許容限界を超えないことを確認した。

表 5-1 補助ボイラー建屋とタービン建屋の相対変位の評価結果

設計荷重による最大変位 (mm) * <sup>1</sup>		最大相対変位 * <sup>2</sup> (mm)	許容限界 (mm)
補助ボイラー建屋	タービン建屋		
0.5	2.4	2.9	100

注記\*1：複合荷重 $W_{T1}$ と $W_{T2}$ のうち，評価結果が厳しい $W_{T2}$ の結果を記載した。

注記\*2：保守的に，各建屋の最大変位をお互いが接近する方向に加算した。

表 5-2 補助ボイラー建屋と制御建屋の相対変位の評価結果

設計荷重による最大変位 (mm) * <sup>1</sup>		最大相対変位 * <sup>2</sup> (mm)	許容限界 (mm)
補助ボイラー建屋	制御建屋		
0.3	0.6	0.9	100

注記\*1：複合荷重 $W_{T1}$ と $W_{T2}$ のうち，評価結果が厳しい $W_{T2}$ の結果を記載した。

注記\*2：保守的に，各建屋の最大変位をお互いが接近する方向に加算した。

表 5-3 第1号機制御建屋と制御建屋の相対変位の評価結果

設計荷重による最大変位 (mm) * <sup>1</sup>		最大相対変位 * <sup>2</sup> (mm)	許容限界 (mm)
第1号機制御建屋	制御建屋		
0.7	0.5	1.2	50

注記\*1：複合荷重 $W_{T1}$ と $W_{T2}$ のうち，評価結果が厳しい $W_{T2}$ の結果を記載した。

注記\*2：保守的に，各建屋の最大変位をお互いが接近する方向に加算した。

表 5-4 サイトバンカ建屋とタービン建屋の相対変位の評価結果

設計荷重による最大変位 (mm) * <sup>1</sup>		最大相対変位 * <sup>2</sup> (mm)	許容限界 (mm)
サイトバンカ建屋	タービン建屋		
0.5	1.2	1.7	21220

注記\*1：複合荷重 $W_{T1}$ と $W_{T2}$ のうち，評価結果が厳しい $W_{T2}$ の結果を記載した。

注記\*2：保守的に，各建屋の最大変位をお互いが接近する方向に加算した。



VI-3-別添 1-1-10-2 海水ポンプ室門型クレーンの強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格	5
3. 強度評価方法	6
3.1 記号の定義	6
3.2 評価対象部位	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	10
3.4 許容限界	11
3.5 評価方法	12
4. 評価条件	16
5. 強度評価結果	17

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、海水ポンプ室門型クレーンが、竜巻時及び竜巻通過後においても、海水ポンプ室門型クレーンが停留位置に固定されることにより、竜巻より防護すべき施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等に対して、機械的な波及的影響を及ぼさないように、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

## 2. 基本方針

海水ポンプ室門型クレーンについて、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ、海水ポンプ室門型クレーンの「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

### 2.1 位置

海水ポンプ室門型クレーンは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す配置のとおり、屋外の海水ポンプ室に設置する。海水ポンプ室門型クレーンの位置図を図2-1に示す。また、海水ポンプ室門型クレーンと海水ポンプ室の位置関係を図2-2に示す。

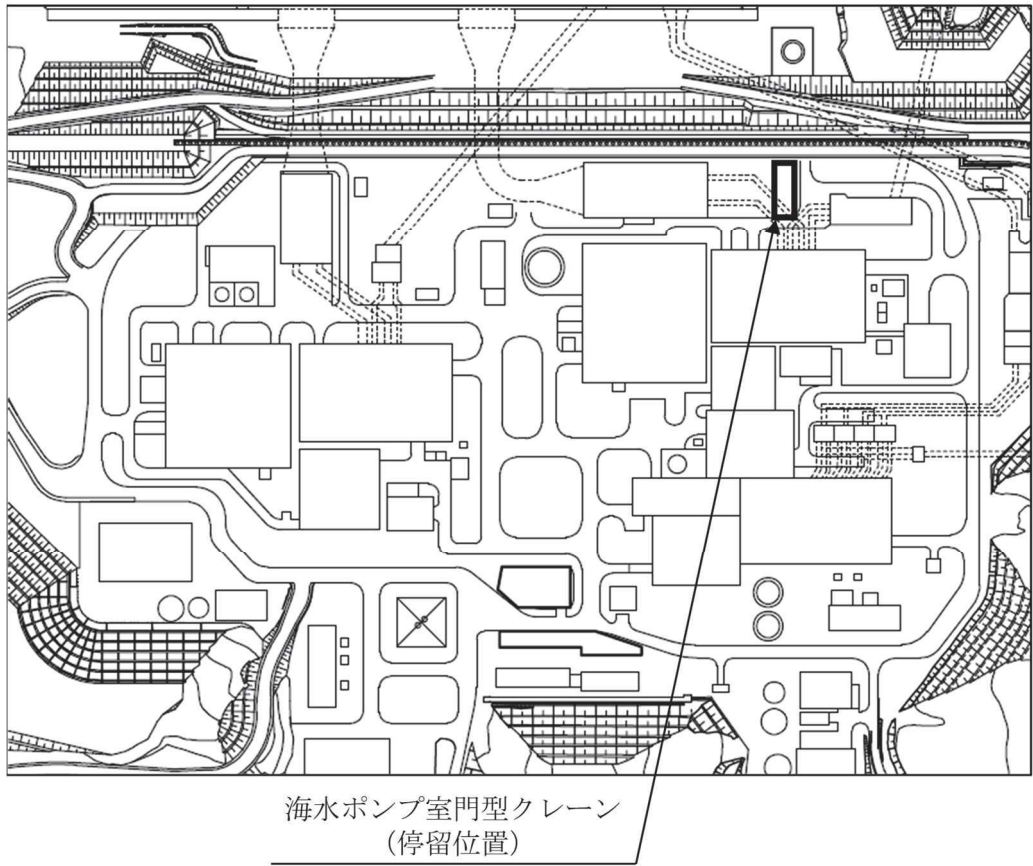


図 2-1 海水ポンプ室門型クレーンの位置図

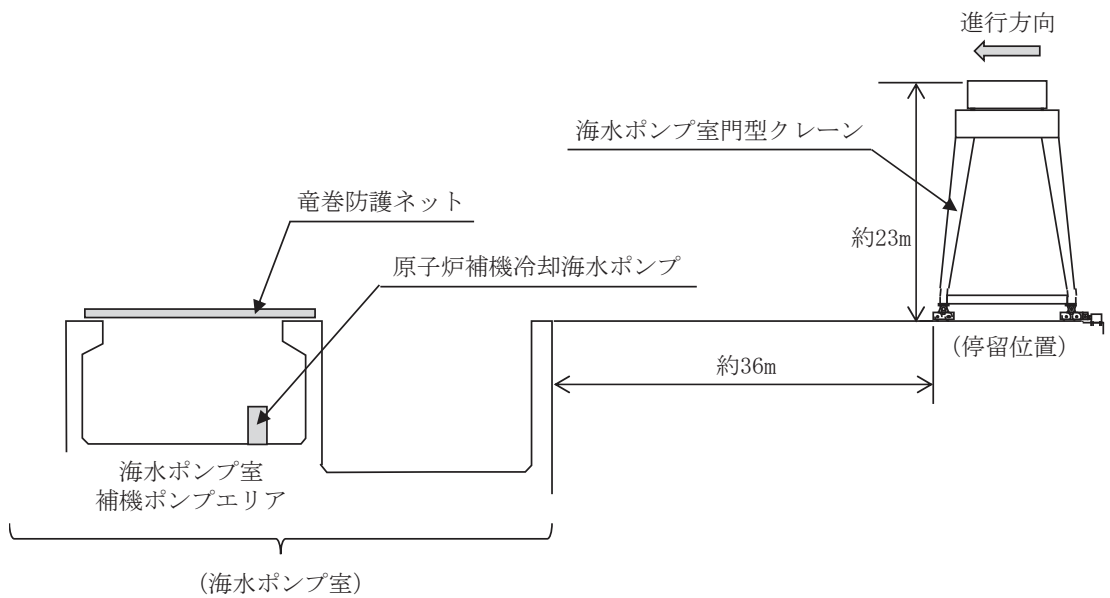


図 2-2 海水ポンプ室門型クレーンと海水ポンプ室の位置関係

## 2.2 構造概要

海水ポンプ室門型クレーンについて、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

海水ポンプ室門型クレーンは、脚部、ガーダ、トロリ等により構成され、停留位置において各従動輪側に1基ずつ計2基設置されているエンドストップにて海水ポンプ室門型クレーンを固定する構造である。海水ポンプ室門型クレーンの概要図を図2-3に示す。

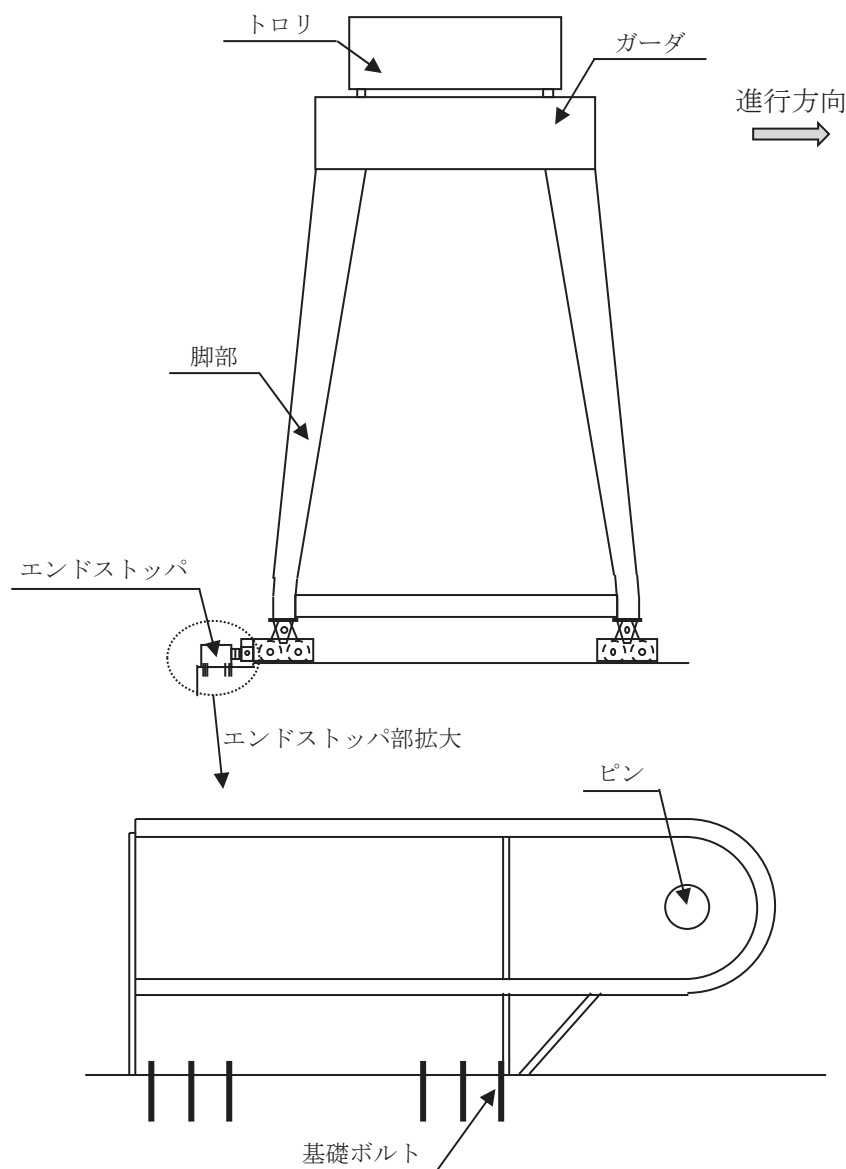


図 2-3 海水ポンプ室門型クレーンの概要図

### 2.3 評価方針

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、竜巻により防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価フローを図2-4に示す。強度評価においては、海水ポンプ室門型クレーンのエンドストップによる支持機能を維持可能な構造強度を有することを確認する。エンドストップは各駆動輪側に1基ずつ計2基設置されていることから、飛来物による衝撃荷重によってエンドストップを1基損傷させたモデルとして考慮することとし、海水ポンプ室門型クレーンに作用する設計荷重により評価対象部位に生じる応力が許容限界以下であることを確認する。また、各部材の強度評価には、設計荷重は水平方向及び鉛直方向に作用する荷重という観点で地震荷重と同様なものと考え、「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補-1984」（（社）日本電気協会）、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987」（（社）日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」（（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）の横型ポンプ及び支持構造物の評価方法を準用し、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に示す評価式を用いる。

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価における許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である、J E A G 4 6 0 1の許容応力状態IV<sub>A</sub>Sとする。

「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 J S M E S N C 1-2005/2007」（日本機械学会）（以下「設計・建設規格」という。）付録材料図表Part5, 6の表にて許容応力を計算する際は、周囲環境温度に応じた値を取るものとする。

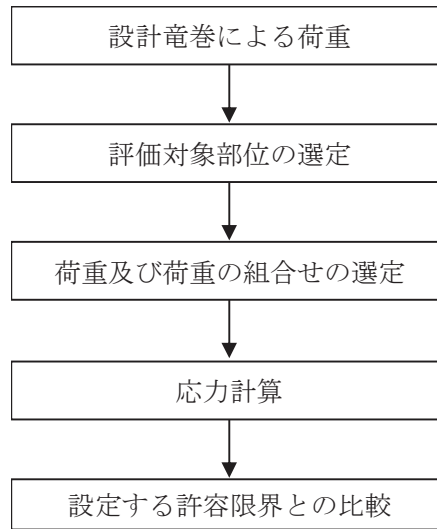


図 2-4 海水ポンプ室門型クレーンの強度評価フロー

#### 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984」 (社) 日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」 (社) 日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」 (社) 日本電気協会
- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007」 (社) 日本機械学会
- ・「建築物荷重指針・同解説」 ( (社) 日本建築学会, 2004改定)
- ・日本産業規格 ( J I S )
- ・クレーン構造規格
- ・ U.S.Nuclear Regulatory Commission:REGULATORY GUIDE 1.76,DESIGN BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS,Revision1, March 2007

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

波及的影響に関する強度評価に用いる記号を表3-1に示す。

表3-1 強度評価に用いる記号(1/3)

記号	単位	定義
$A_b$	mm <sup>2</sup>	ボルト軸部断面積
$A_{bt}$	mm <sup>2</sup>	エンドストッパ突出部の引張応力計算に用いる断面積
$A_{cs}$	mm <sup>2</sup>	ピン穴部のせん断応力計算に用いる断面積
$A_{ct}$	mm <sup>2</sup>	ピン穴部の引張応力計算に用いる断面積
$A_{ps}$	mm <sup>2</sup>	ピンのせん断応力計算に用いる断面積
B	mm	ピン穴部せん断断面寸法
C	mm	ピン穴部引張断面寸法
D	mm	ピン穴径
$d_b$	mm	ボルトの呼び径
$d_p$	mm	ピン径
F	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1 により規定される値
$F_b$	N	ボルトに作用する引張力 (1本当たり)
$f_{b'}$	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1 により規定される供用状態A及びBでの許容曲げ応力に対し、設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.本文中「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点」を「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点の 1.2 倍」と読み替えて算出した値
$f_{s'}$	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1 により規定される供用状態A及びBでの許容せん断応力に対し、設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.本文中「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点」を「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点の 1.2 倍」と読み替えて算出した値
$f_{t'}$	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1 により規定される供用状態A及びBでの許容引張応力に対し、設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.本文中「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点」を「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点の 1.2 倍」と読み替えて算出した値
$f_{ts'}$	MPa	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力



表 3-1 強度評価に用いる記号(2/3)

記号	単位	定義
$F_h$	N	エンドストップパに作用する水平方向荷重
$F_v$	N	エンドストップパに作用する鉛直方向荷重
$F_v'$	N	駆動輪に作用する鉛直方向荷重
$g$	$m/s^2$	重力加速度 (=9.80665)
$h_1$	mm	トロリ重心高さ
$h_2$	mm	ガード重心高さ
$h_3$	mm	脚部重心高さ
$h_p$	mm	据付面からピン中心までの距離
$L_d$	mm	エンドストップパ突出部とピン中心間の水平方向距離
$L_L$	mm	車輪間の水平方向距離
$L_s$	mm	エンドストップパと車輪間の水平方向距離
$L_p$	mm	転倒支点とピン中心間の水平方向距離
$L_i$	mm	転倒支点とボルトの水平方向距離 * 1
$m_T$	kg	トロリ質量
$m_G$	kg	ガード質量
$m_L$	kg	脚部質量
$M_s$	$N \cdot mm$	安定モーメント
$M_t$	$N \cdot mm$	転倒モーメント
$n$	—	ボルトの本数
$n_f$	—	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数
$Q_b$	N	ボルトに作用するせん断力
$S_u$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計引張り強さ
$S_y$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計降伏点
$T$	mm	エンドストップパ突出部の部材板厚
$W_1$	N	トロリに発生する風荷重
$W_2$	N	ガードに発生する風荷重
$W_3$	N	脚部に発生する風荷重
$Z_b$	$mm^3$	エンドストップパ突出部の断面係数
$\mu$	—	摩擦係数 (=0.3)
$\pi$	—	円周率

表 3-1 強度評価に用いる記号(3/3)

記号	単位	定義
$\sigma_b$	MPa	ボルトに生じる引張応力
$\sigma_c$	MPa	ピン穴部に生じる引張応力
$\sigma_d$	MPa	エンドストップ突出部に生じる引張応力
$\sigma_m$	MPa	エンドストップ突出部に生じる曲げ応力
$\sigma_t$	MPa	平均引張応力
${}_c\sigma_b$	MPa	圧縮側曲げ応力
${}_t\sigma_b$	MPa	引張側曲げ応力
$\tau_b$	MPa	ボルトに生じるせん断応力
$\tau_c$	MPa	ピン穴部に生じるせん断応力
$\tau_p$	MPa	ピンに生じるせん断応力

注記\*1  $L_i$ の添え字  $i$ の意味は、転倒支点となるボルトより最も遠いボルトから  $i = 1, 2, 3$ とする。

### 3.2 評価対象部位

海水ポンプ室門型クレーンの評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ、「2.2 構造概要」にて設定している構造に基づき、設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計荷重は、海水ポンプ室門型クレーン本体に作用し、ピンを介してエンドストoppa及びエンドストoppaの基礎ボルトに作用する。荷重を受ける各部位のうち、支持断面積の小さな部位に大きな応力が生じることから、以下の部位を強度評価の評価対象部位として選定する。

- ・エンドストoppa（ピン，ピン穴部，エンドストoppa突出部）
- ・基礎ボルト

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価における評価対象部位を図 3-1 に示す。

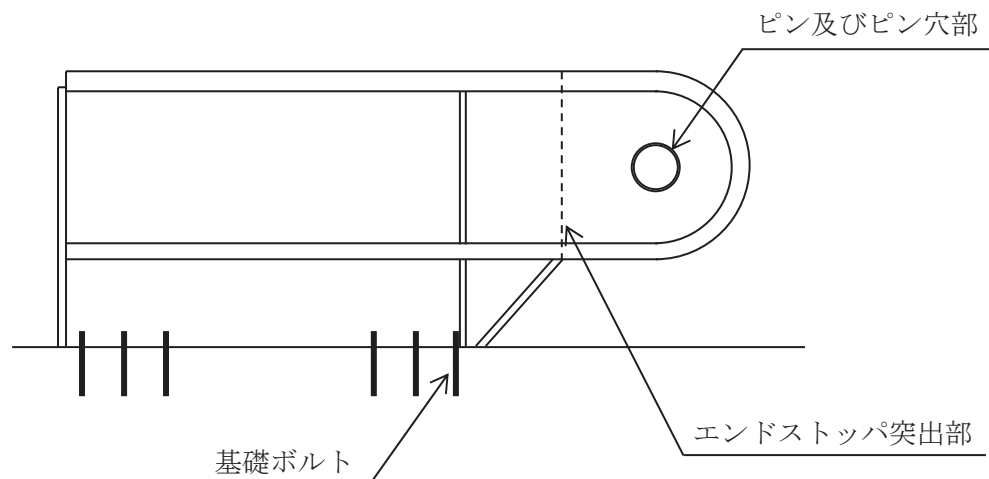


図 3-1 海水ポンプ室門型クレーンの評価対象部位

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

##### a. 常時作用する荷重

常時作用する荷重として、持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

##### b. 設計竜巻による荷重

設計竜巻による荷重として、風圧力による荷重を考慮する。海水ポンプ室門型クレーンは屋外施設であり閉じた施設ではないため、気圧差による荷重を考慮しない。また、「2.3 評価方針」に示すとおり、エンドストッパ1基にて海水ポンプ室門型クレーンの支持機能を維持可能な構造強度を有することを評価することとし、飛来物による衝撃荷重 $W_M=0$ とする。

風圧力による荷重 $W_w$ は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c.(a) 風圧力による荷重」に示す式に従い、算出する。風力係数 $C$ は、「クレーン構造基準」に準じて設定する。

##### c. 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ、海水ポンプ室門型クレーンの評価対象部位に対して設定する。

海水ポンプ室門型クレーンのエンドストッパ及び基礎ボルトには、自重及び風圧力による荷重が作用する。強度評価に用いる荷重の組合せを表3-2に示す。

表 3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外部事象防護対象施設等に波及的影響を及ぼす可能性がある施設	海水ポンプ室門型クレーン	エンドストッパ	①自重 ②風圧力による荷重
		基礎ボルト	①自重 ②風圧力による荷重

### 3.4 許容限界

海水ポンプ室門型クレーンの許容限界は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って、「3.2 評価対象部位」にて設定した評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し、J E A G 4 6 0 1に基づく許容応力状態IV<sub>A</sub>Sの許容応力を用いる。

海水ポンプ室門型クレーンの許容限界は、J E A G 4 6 0 1を準用し、「その他の支持構造物」の許容限界を適用し、許容応力状態IV<sub>A</sub>Sから算出した許容応力を許容限界とする。J E A G 4 6 0 1に従い、設計・建設規格付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を評価する際は、周囲環境温度に応じた値をとるものとするが、温度が設計・建設規格付録材料図表記載の中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。ただし、設計・建設規格付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は、小数点第1位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

海水ポンプ室門型クレーンの許容限界を表 3-3 に示す。

表 3-3 許容限界

許容 応力 状態	温度 条件 (°C)	許容限界*1 (ボルト以外)			許容限界*1 (ボルト等)	
		一次応力			一次応力	
		引張	せん断	曲げ	引張	せん断
IV <sub>A</sub> S	40	$1.5 f_t'$	$1.5 f_s'$	$1.5 f_b'$	$1.5 f_t'$	$1.5 f_s'$

\*1 応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

また、引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力  $f_{ts}'$  は以下のとおり。

$$f_{ts}' = \text{Min} \{ 1.5 f_t', 2.1 f_t' - 1.6 \tau_b \}$$

引張力と曲げモーメントを受ける部材の組合せ応力については、以下の式により評価する。

$$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{1.5 \cdot f_t'} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sigma_b - \sigma_t}{1.5 \cdot f_b'} \leq 1$$

### 3.5 評価方法

海水ポンプ室門型クレーンの強度評価は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

#### (1) 計算モデル

設計竜巻の風圧力による荷重及び自重により発生するモーメントに対する、海水ポンプ室門型クレーンのエンドストップの構造健全性を1質点系モデルとして計算を行う。なお、設計飛来物による衝撃荷重は、2基あるエンドストップのうち1基を損傷させたモデルとして考慮する。また、1質点系モデルの強度計算において、海水ポンプ室門型クレーンとエンドストップのピン支持点に集中荷重として作用するものとする。海水ポンプ室門型クレーンのモデル図を図3-2及び図3-3に示す。

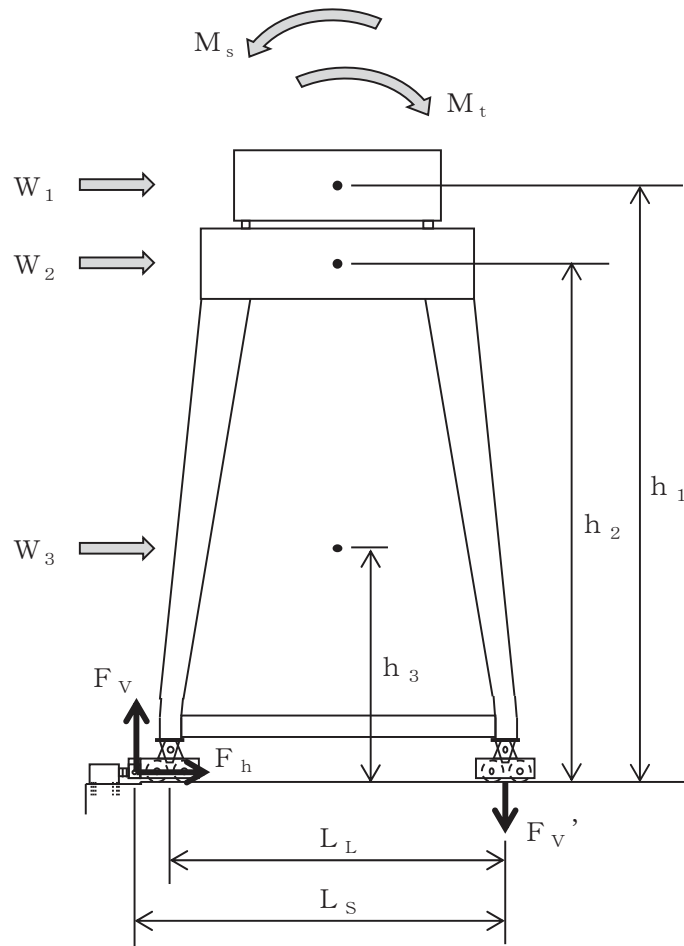


図 3-2 海水ポンプ室門型クレーンのモデル図

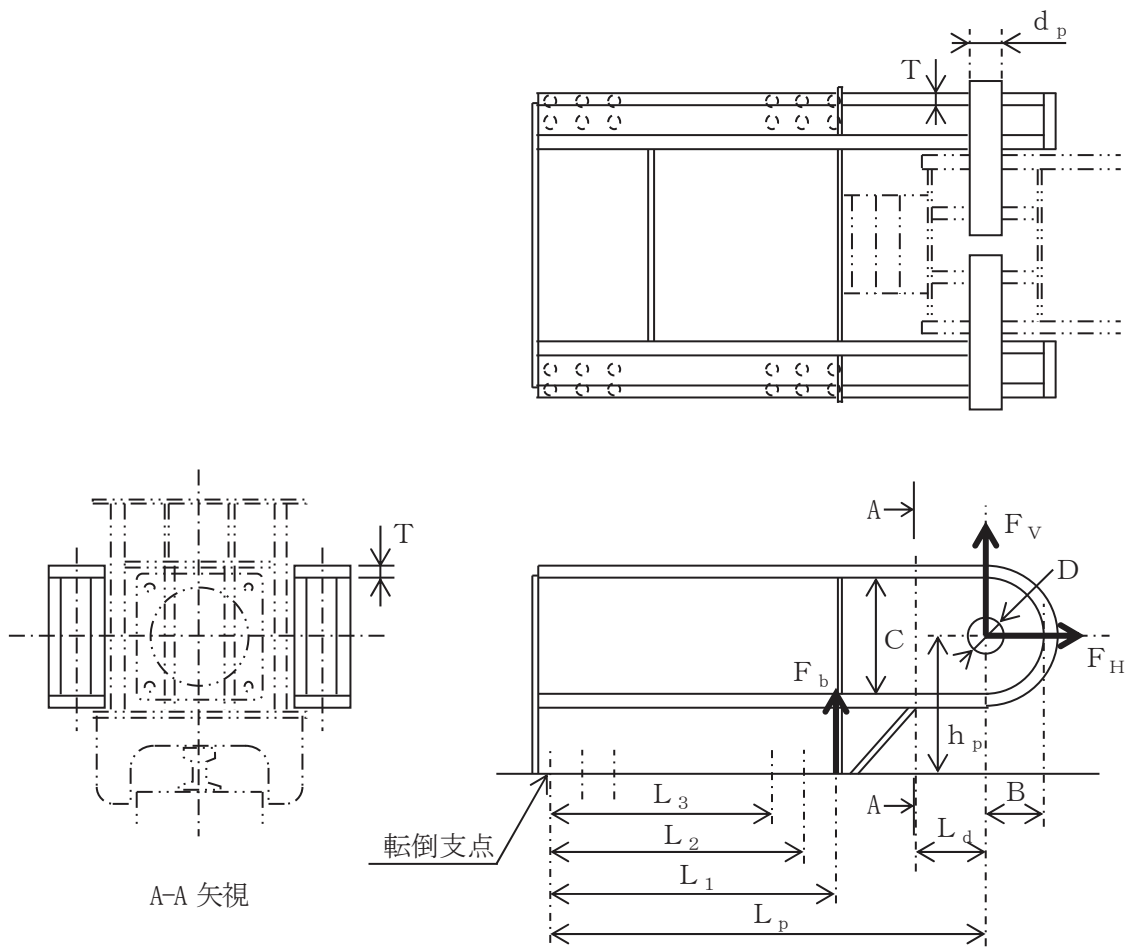


図 3-3 海水ポンプ室門型クレーン（エンドストップ部拡大）のモデル図

(2) 計算方法

- a. 設計竜巻により門型クレーンに発生する転倒モーメント  
 設計竜巻により作用するモーメントは以下の式により算定する。

$$M_t = W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2 + W_3 \cdot h_3$$

- b. 自重による安定モーメント  
 自重により作用するモーメントは以下の式により算定する。

$$M_s = (m_T + m_G + m_L) \cdot g \cdot \frac{L_L}{2}$$

- c. エンドストップに負荷する荷重  
 転倒モーメントと安定モーメントのつり合いにより，エンドストップに負荷される鉛直荷重  $F_v$  及び水平荷重  $F_h$  は以下の式により算定する。

$$F_v = \frac{(M_t - M_s)}{L_s}$$

$$F_h = (W_1 + W_2 + W_3) - \mu \cdot \left\{ \frac{(m_T + m_G + m_L) \cdot g}{2} + F_v \right\}$$

d. エンドストップに生じる応力

(a) ピン穴部に生じる応力

イ. 引張応力

ピン穴部に対する引張応力は以下の式により算定する。

ここで、

ロ. せん断応力

ピン穴部に対するせん断応力は以下の式により算定する。

ここで、

(b) ピンに生じる応力

イ. せん断応力

ピンに対するせん断応力は以下の式により算定する。

ここで、

(c) エンドストップ突出部に生じる応力

イ. 引張応力

エンドストップ突出部に対する引張応力は以下の式により算定する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。





ロ. 曲げ応力

エンドストップ突出部に対する曲げ応力は以下の式により算定する。



e. 基礎ボルトに生じる応力

(a) 基礎ボルトに負荷する荷重

イ. 引張応力

基礎ボルトに対する引張力は、最外列のボルトを支点とする転倒を考え、以下の式により算定する。

・引張力

$$F_b = \frac{L_1 (F_v \cdot L_p - F_h \cdot h_p)}{n_f (L_1^2 + L_2^2 + L_3^2)}$$

・引張応力

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

ここで、

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2$$

ロ. せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力はボルト全本数で受けるものとして、以下の式により算定する。

・せん断力

$$Q_b = F_h$$

・せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 許容応力評価に用いる条件

材料	温度 (°C)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)	F (MPa)	$1.5 f_t'$ (MPa)	$1.5 f_s'$ (MPa)	$1.5 f_b'$ (MPa)
SM570 (ピン穴部, エンド ストッパ突出部)	40	450	570	399	399	230	399
SCM440 (ピン)	40	835	980	686	—	396	—
S45C (基礎ボルト)	40	490	690	483	362	278	—

表 4-2 海水ポンプ室門型クレーンの入力条件

B (mm)	C (mm)	D (mm)	T (mm)	$A_{bt}$ (mm <sup>2</sup> )
185	370	122	40	43680

$d_b$ (mm)	$d_p$ (mm)	$h_1$ (mm)	$h_2$ (mm)	$h_3$ (mm)	$h_p$ (mm)
30	120	21040	18370	7190	447

$L_d$ (mm)	$L_L$ (mm)	$L_s$ (mm)	$L_p$ (mm)	$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$L_3$ (mm)
220	11000	12078	1372	900	800	700

$m_T$ (kg)	$m_G$ (kg)	$m_L$ (kg)	$W_1$ (N)	$W_2$ (N)	$W_3$ (N)	$Z_b$ (mm <sup>3</sup> )
28800	80800	70100	$1.090 \times 10^5$	$1.042 \times 10^6$	$5.661 \times 10^5$	$4.139 \times 10^6$

n (本)	$n_f$ (本)
24	4

5. 強度評価結果

強度評価結果を表 5-1 に示す。

エンドストップ及び基礎ボルトに発生する応力は許容限界以下である。

表 5-1 強度評価結果

評価部位		材料	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
エンドストップ	ピン穴部	SM570	引張	27	399
			せん断	18	230
	ピン	SCM440	せん断	24	278
	エンドストップ突出部	SM570	引張	25	399
			曲げ	70	399
			組合せ (引張+曲げ)	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{1.5 \cdot f_t} \leq 1$	
				0.24	
				$\frac{\sigma_b - \sigma_t}{1.5 \cdot f_b} \leq 1$	
0.12					
基礎ボルト	S45C	引張	218	362	
		せん断	63	278	
		組合せ	218	362	

VI-3-別添 1-1-10-3 消音器の強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格	4
3. 強度評価方法	4
3.1 記号の定義	4
3.2 評価対象部位	6
3.3 荷重及び荷重の組合せ	7
3.4 許容限界	8
3.5 評価方法	9
4. 評価条件	12
5. 強度評価結果	13

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）排気消音器（以下、「ディーゼル発電設備排気消音器」という。）が竜巻時及び竜巻通過後においても、ディーゼル発電設備排気消音器の機能維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

## 2. 基本方針

ディーゼル発電設備排気消音器について、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ、ディーゼル発電設備排気消音器の「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

### 2.1 位置

ディーゼル発電設備排気消音器は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、原子炉建屋上面に設置する。ディーゼル発電設備排気消音器の位置図を図 2-1 に示す。

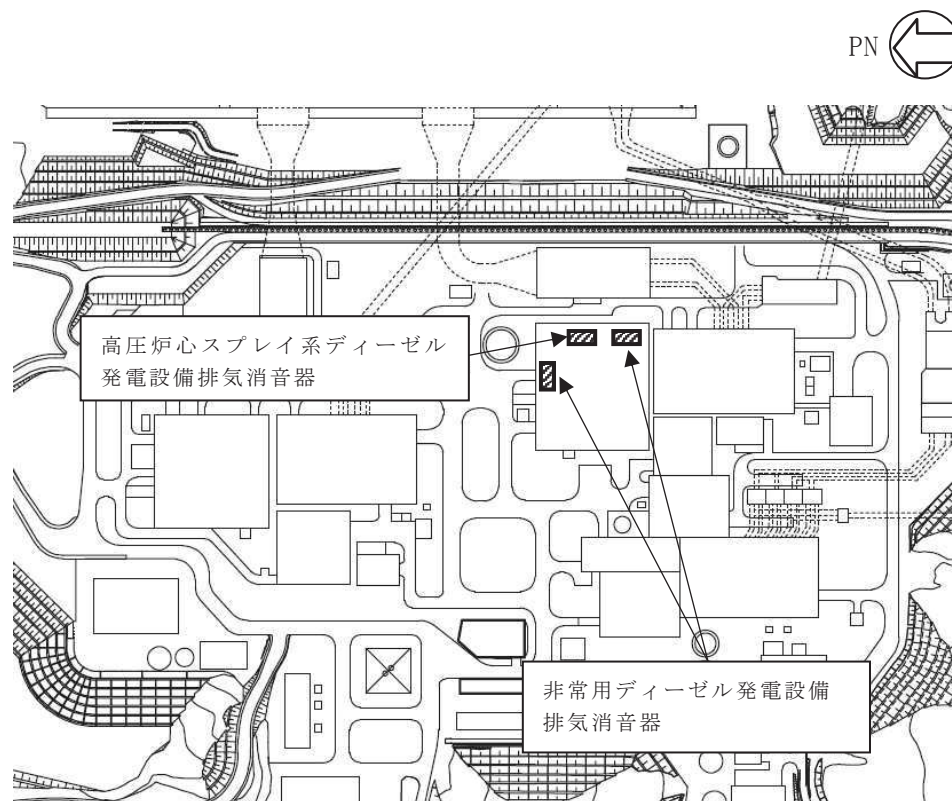


図 2-1 ディーゼル発電設備排気消音器の位置図

## 2.2 構造概要

ディーゼル発電設備排気消音器について、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

ディーゼル発電設備排気消音器は、原子炉建屋上面に設置しており、基礎ボルトにより固定している。ディーゼル発電設備排気消音器の概要図を図 2-2 に示す。

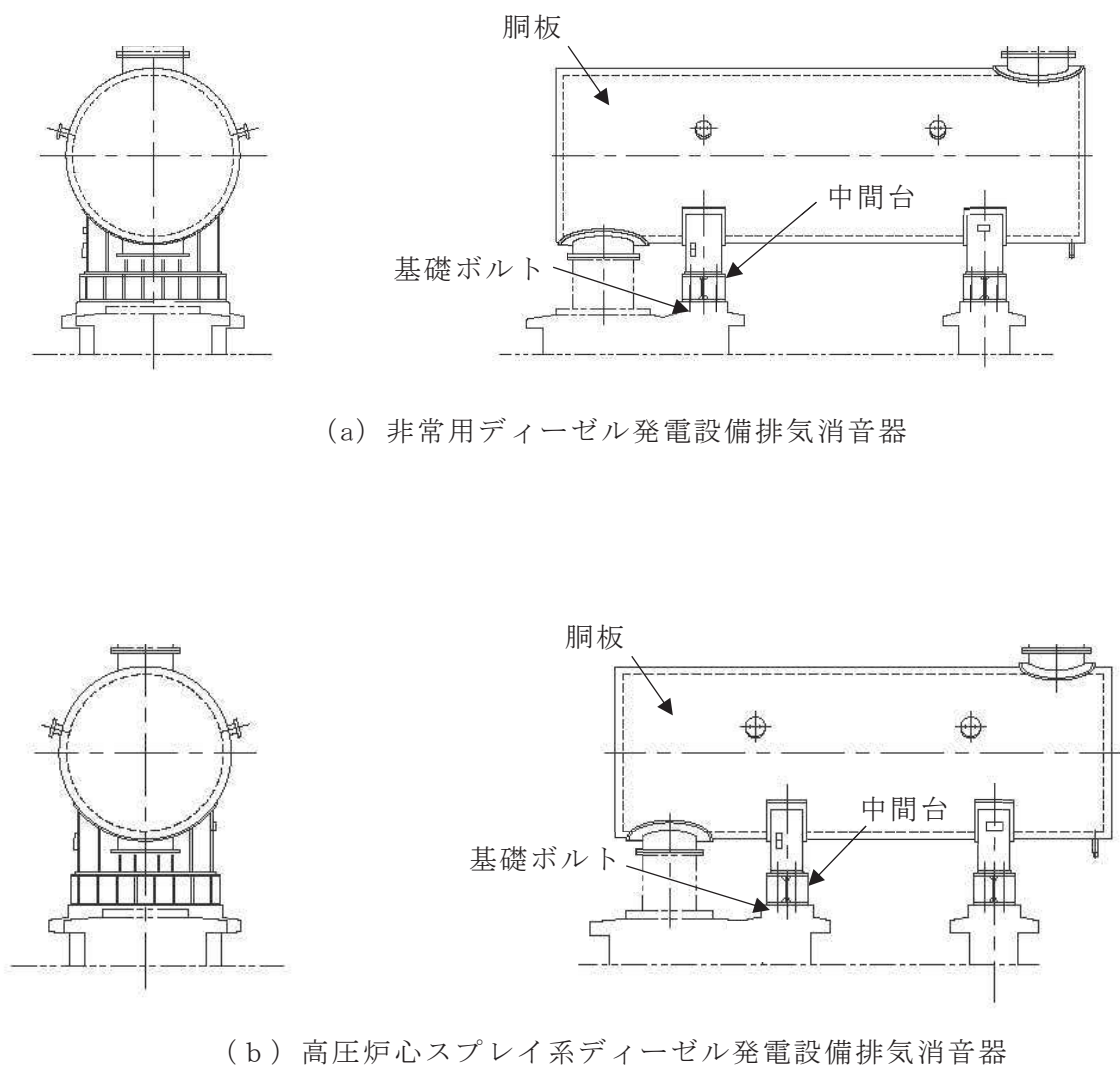


図 2-2 ディーゼル発電設備排気消音器の概要図

### 2.3 評価方針

ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位に作用する応力等が、許容限界に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価フローを図2-3に示す。強度評価においては、ディーゼル発電設備排気消音器に対して、設計竜巻による荷重に自重を加えた応力が許容応力以下であることを確認する。各部材の強度評価には、設計竜巻による荷重は水平方向より作用する外荷重という観点で地震荷重と同様なものであると考へ、「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補-1984」（（社）日本電気協会）、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987」（（社）日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」（（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）における1質点系モデルによる評価方法を準用し、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に示す評価式を用いる。

ディーゼル発電設備排気消音器の許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である、J E A G 4 6 0 1 の許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sとする。



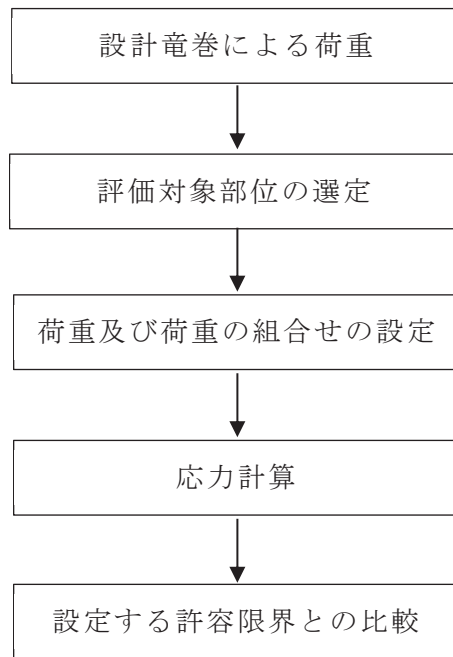


図2-3 ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価フロー

## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「建築物荷重指針・同解説」((社) 日本建築学会，2004改定)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 - 補1984」((社) 日本電気協会)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」((社) 日本電気協会)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」((社) 日本電気協会)
- ・「発電用原子力設備規格設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007」((社) 日本機械学会 (以下「設計・建設規格」という。))

## 3. 強度評価方法

### 3.1 記号の定義

ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価に用いる記号を表3-1に示す。

表3-1 強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
A	m <sup>2</sup>	受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
A <sub>A</sub>	m <sup>2</sup>	軸方向応力評価における受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
A <sub>b</sub>	mm <sup>2</sup>	ボルトの断面積
A <sub>H</sub>	m <sup>2</sup>	軸直角方向応力評価における受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
C	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
C <sub>A</sub>	—	軸方向応力評価における建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
C <sub>H</sub>	—	軸直角方向応力評価における建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
d	mm	ボルト呼び径
F	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値
F <sub>bA</sub>	N	ボルトに対する軸方向応力評価における引張力
F <sub>bH</sub>	N	ボルトに対する軸直角方向応力評価における引張力
f <sub>s</sub>	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1により規定される供用応力状態A及びBでの許容せん断応力
f <sub>t</sub>	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1により規定される供用応力状態A及びBでの許容引張応力
G	—	ガスト影響係数
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
H	mm	排気消音器の高さ（全高）
h	mm	排気消音器重心高さ
L <sub>gH</sub>	mm	重心からボルト間の軸直角方向水平距離
L <sub>H</sub>	mm	支点からボルト間の軸直角方向水平距離
L <sub>gA</sub>	mm	重心からボルト間の軸方向水平距離
L <sub>A</sub>	mm	支点からボルト間の軸方向水平距離
m	kg	排気消音器の質量
N	—	ボルトの本数

表3-1 強度評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
$n_{fA}$	—	軸方向応力評価における引張力を受けるボルトの本数
$n_{fH}$	—	軸直角方向応力評価における引張力を受けるボルトの本数
$Q_b$	N	ボルトに対するせん断力
$q$	MPa	設計用速度圧
$S_u$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表Part5の表にて規定される設計引張強さ
$S_y$	MPa	設計・建設規格 付録材料図表Part5の表にて規定される設計降伏点
$W$	mm	排気消音器の幅
$W_T$	N	設計竜巻による複合荷重
$W_w$	N	設計竜巻の風圧力による荷重
$\pi$	—	円周率
$\sigma_{bA}$	MPa	軸方向応力評価におけるボルトに生じる引張応力
$\sigma_{bH}$	MPa	軸直角方向応力評価におけるボルトに生じる引張応力
$\tau$	MPa	ボルトに生じるせん断応力

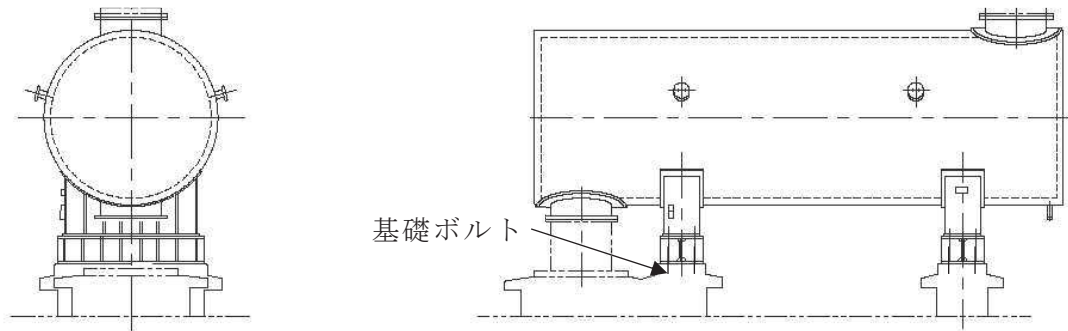
### 3.2 評価対象部位

ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位に従って、「2.2 構造概要」にて設定している構造に基づき、設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

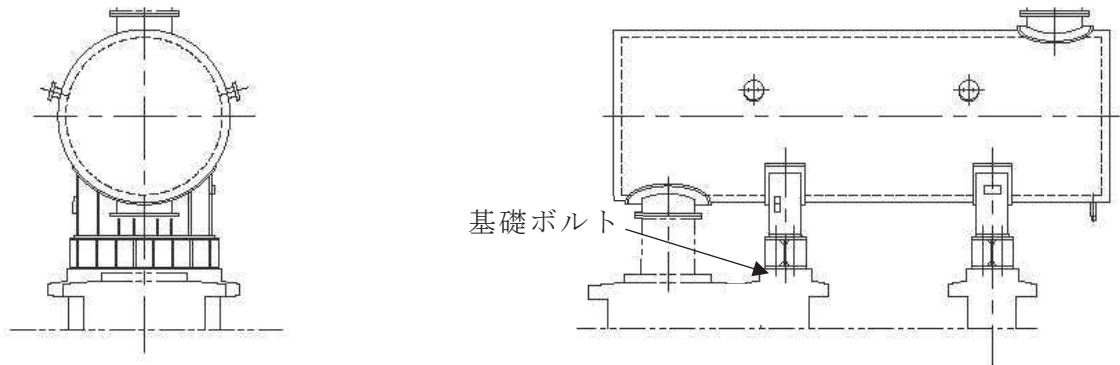
設計竜巻による荷重は、ディーゼル発電設備排気消音器本体に作用し、中間台を介して基礎ボルトに作用する。

ディーゼル発電設備排気消音器の転倒による閉塞により、非常用ディーゼル発電機及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機の排気機能に影響を与える波及的影響を考慮し、転倒を防止するための主要な支持部材のうち、荷重作用点から離れていることから転倒モーメントが大きく作用する基礎ボルトを評価対象部位として設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価における評価対象部位を、図3-1に示す。



(a) 非常用ディーゼル発電設備排気消音器



(b) 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器

図 3-1 ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 常時作用する荷重

常時作用する荷重として、持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

自重による荷重は以下のとおり計算する。

$$\text{自重による荷重} = m \cdot g$$

b. 設計竜巻による荷重

屋外の施設であるため、風圧力による荷重を考慮する。ディーゼル発電設備排気消音器は屋外施設であり閉じた施設ではないため、気圧差は発生しないことから、気圧差による荷重は考慮しない。また、ディーゼル発電設備排気消音器は排気機能が健全であれば良く、仮に飛来物による衝撃荷重によって貫通しても、その貫通箇所又は本来の排気箇所から排気されることから、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重に衝撃荷重を考慮しない。

(a) 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重  $W_w$  は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c. (a) 風圧力による荷重」に示す式に従い、算出する。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ、ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位ごとに設定する。

ディーゼル発電設備排気消音器の基礎ボルトには、自重及び風圧力による荷重が作用する。

強度評価の荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外部事象防護対象施設等に波及的影響を及ぼす可能性がある施設	非常用ディーゼル発電設備排気消音器	基礎ボルト	① 自重 ② 風圧力による荷重
	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器		

3.4 許容限界

ディーゼル発電設備排気消音器の基礎ボルトの許容限界は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って、「3.2 評価対象部位」にて設定した評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し、J E A G 4 6 0 1 に基づく許容応力状態 III<sub>A</sub>S の許容応力の許容荷重を用いる。

許容限界は J E A G 4 6 0 1 を準用し，その他支持構造物の許容限界を適用し，許容応力状態 III<sub>A</sub>S から算出した許容応力を許容限界とする。J E A G 4 6 0 1 に従い，設計・建設規格 付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を計算する際は，評価対象部位の周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度が設計・建設規格 付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，設計・建設規格 付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

ディーゼル発電設備排気消音器の基礎ボルトの許容限界を表 3-3 に，許容応力を表 3-4 にそれぞれ示す。

表 3-3 許容限界

評価対象部位	許容応力状態	応力の種類		許容限界
基礎ボルト	III <sub>A</sub> S	一次応力	引張	$1.5 f_t$
			せん断	$1.5 f_s$
			組合せ	$\text{Min} \{ 1.5 f_t, (2.1 f_t - 1.6 \tau) \}$

表 3-4 許容応力

評価対象部位	材料	温度条件(°C)	S <sub>y</sub> (MPa)	S <sub>u</sub> (MPa)	F(MPa)	1.5 f <sub>t</sub> (MPa)	1.5 f <sub>s</sub> (MPa)
基礎ボルト	SS400	40*	235	400	235	176	135

注記 \*：周囲環境温度

### 3.5 評価方法

ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価は，添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

#### (1) 計算モデル

受圧面の重心位置に風圧力による荷重が作用する 1 質点系モデルとして計算を行う。ディーゼル発電設備排気消音器の計算モデル図を図 3-2 及び図 3-3 に示す。

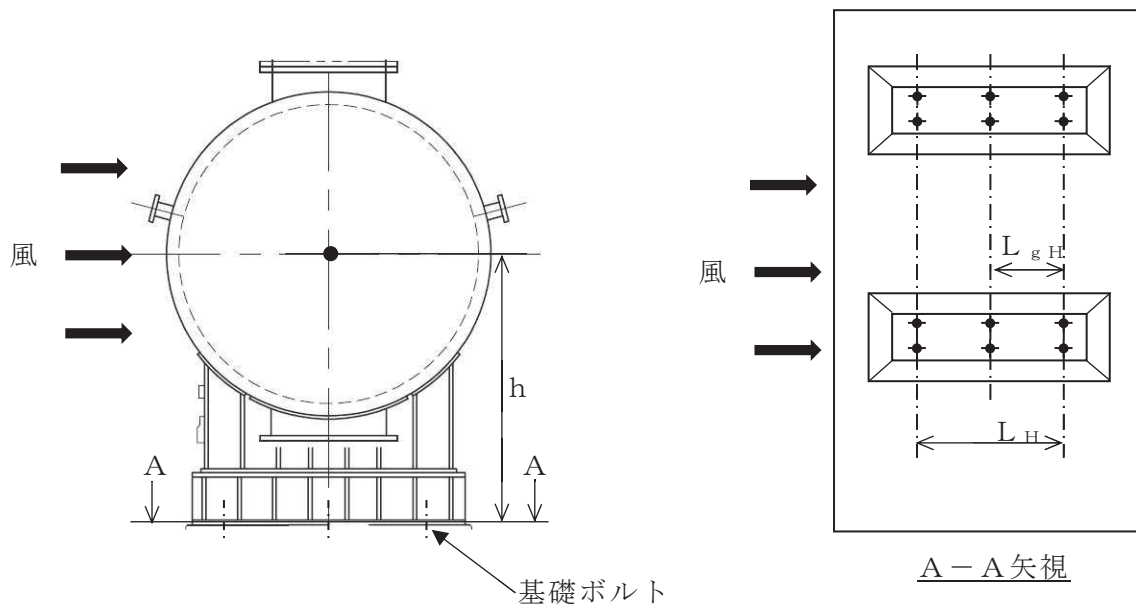


図 3-2 ディーゼル発電設備排気消音器の計算モデル図（風荷重方向：軸直角方向）

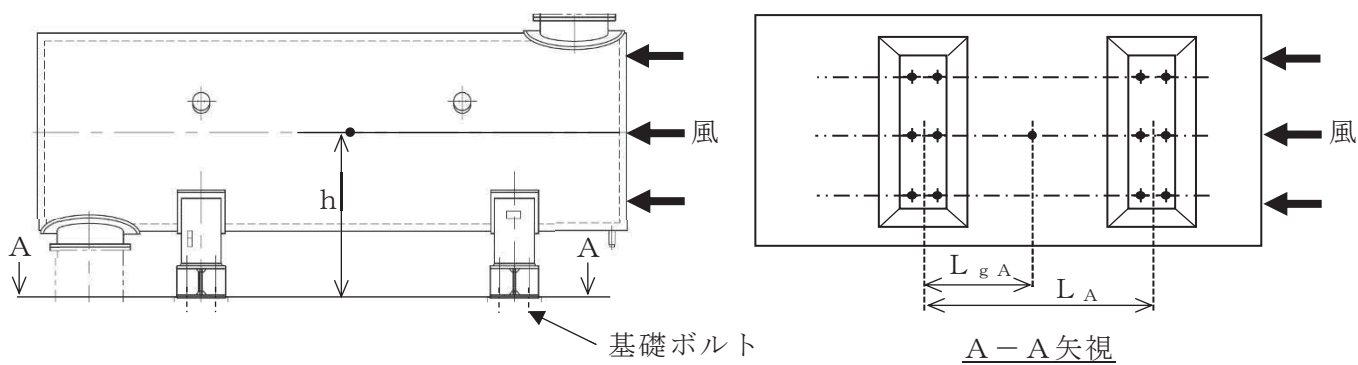


図3-3 ディーゼル発電設備排気消音器の計算モデル図（風荷重方向：軸方向）

## (2) 計算方法

## a. 引張応力

基礎ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として、図 3-2 及び図 3-3 で基礎ボルトを支点とする転倒を考え、これを片側の基礎ボルトで受けるものとして計算する。

## (a) 軸直角方向

## イ. 引張力

$$F_{bH} = \frac{W_T \cdot h - m \cdot g \cdot L_{gH}}{n_{fH} \cdot L_H}$$

ただし、 $F_{bH} \leq 0$  ならば引張力は発生しない。

$F_{bH} > 0$  ならば引張力は作用しているので、以下の引張応力の計算を行う。

## ロ. 引張応力

$$\sigma_{bH} = \frac{F_{bH}}{A_b}$$

ここで、基礎ボルトの軸断面積  $A_b$  は

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

## (b) 軸方向

## イ. 引張力

$$F_{bA} = \frac{W_T \cdot h - m \cdot g \cdot L_{gA}}{n_{fA} \cdot L_A}$$

ただし、 $F_{bA} \leq 0$  ならば引張力は発生しない。

$F_{bA} > 0$  ならば引張力は作用しているので、以下の引張応力の計算を行う。

## ロ. 引張応力

$$\sigma_{bA} = \frac{F_{bA}}{A_b}$$

ここで、基礎ボルトの軸断面積  $A_b$  は

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$



b. せん断応力

基礎ボルトに対するせん断応力は、基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

(a) せん断力

$$Q_b = W_T$$

(b) せん断応力

$$\tau = \frac{Q_b}{A_b \cdot N}$$

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-3 に示す。

表 4-1 評価条件

q (MPa)	G (-)	C <sub>H</sub> (-)	C <sub>A</sub> (-)	g (m/s <sup>2</sup> )
6.13 × 10 <sup>-3</sup>	1.0	1.2	2.4	9.80665

表 4-2 評価条件（非常用ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト）

L <sub>gH</sub> (mm)	L <sub>H</sub> (mm)	L <sub>gA</sub> (mm)	L <sub>A</sub> (mm)	A <sub>H</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>A</sub> (m <sup>2</sup> )
900	1800	2100	4200	26.94	6.991

W (mm)	H (mm)	h (mm)	m (kg)	ボルト サイズ	N (-)
7900	3410	1910	13500	M30	12

n <sub>fH</sub> (-)	n <sub>fA</sub> (-)	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )
4	3	706.9

表 4-3 評価条件（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト）

$L_{gH}$ (mm)	$L_H$ (mm)	$L_{gA}$ (mm)	$L_A$ (mm)	$A_H$ ( $m^2$ )	$A_A$ ( $m^2$ )
760	1520	1325	2650	19.11	5.328

W (mm)	H (mm)	h (mm)	m (kg)	ボルト サイズ	N (-)
6350	3010	1710	10000	M30	12

$n_{fH}$ (-)	$n_{fA}$ (-)	$A_b$ ( $mm^2$ )
4	3	706.9

5. 強度評価結果

強度評価結果を表 5-1，表 5-2 に示す。

非常用ディーゼル発電設備及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルトに発生する応力は許容応力以下である。

表 5-1 強度評価結果（軸直角方向）

評価対象部位	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
非常用ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト	引張	51	176
	せん断	24	135
	組合せ	51	176
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト	引張	39	176
	せん断	17	135
	組合せ	39	176

表 5-2 強度評価結果（軸方向）

評価対象部位	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
非常用ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト	引張	-*	176
	せん断	13	135
	組合せ	—	176
高压炉心スプレイ系ディーゼル発電設備排気消音器基礎ボルト	引張	1	176
	せん断	10	135
	組合せ	1	176

注記 \* :  $F_{bA} \leq 0$  であるため引張応力は発生しない。

VI-3-別添 1-1-10-4 ミスト配管及びベント配管の強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格	5
3. 強度評価方法	5
3.1 記号の定義	5
3.2 評価対象部位	6
3.3 荷重及び荷重の組合せ	7
3.4 許容限界	9
3.5 強度評価の計算方法	10
4. 評価条件	12
5. 強度評価結果	14

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外に設置している非常用ディーゼル発電設備燃料デイトンクミスト配管、非常用ディーゼル発電設備燃料油ドレンタンクミスト配管、非常用ディーゼル発電設備機関ミスト配管及び非常用ディーゼル発電設備潤滑油サンプタンクミスト配管並びに高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料デイトンクミスト配管、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料油ドレンタンクミスト配管、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備機関ミスト配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備潤滑油補給タンクミスト配管（以下「非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管」という。）及び軽油タンクベント配管が竜巻時及び竜巻通過後においても、各配管の機能維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

## 2. 基本方針

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管について、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ、非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

### 2.1 位置

屋外に設置している非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり、図 2-1 に示す位置に設置する。

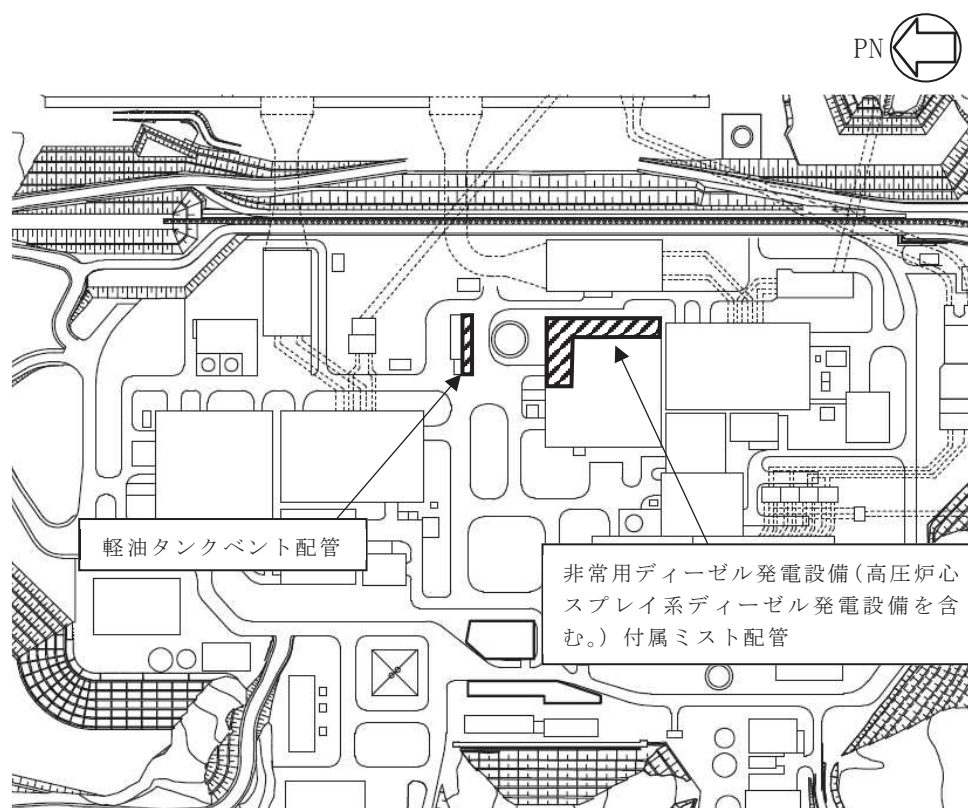


図 2-1 非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）  
付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の位置図

## 2.2 構造概要

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管について、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管は、鋼製の配管で構成される。非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管は、支持構造物により建屋壁面や軽油タンク室等に固定する構造とする。非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の概要図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

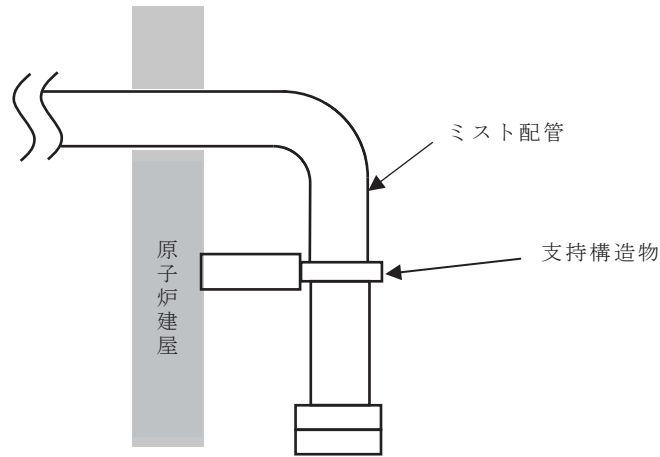


図 2-2 非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）  
付属ミスト配管の概要図

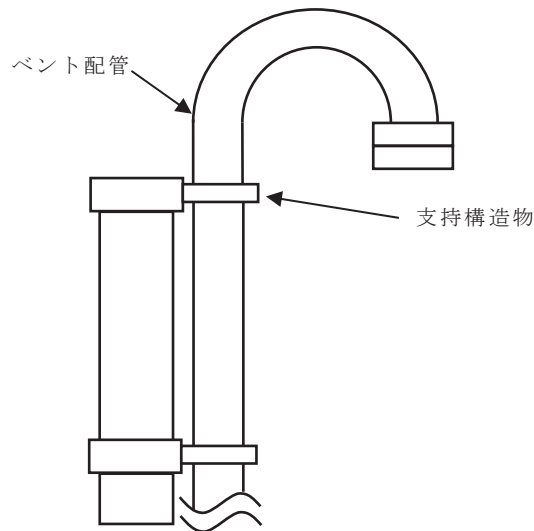


図 2-3 軽油タンクベント配管の概要図

### 2.3 評価方針

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の評価対象部位に作用する応力等が許容限界に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価フローを図2-4に示す。非常用ディ



ーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

強度評価において、非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管に対しては、設計竜巻による荷重に内圧及び自重を加えた応力が許容応力以下であることを確認する。

強度評価では、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に示す評価式を用いる。非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である、「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984」（（社）日本電気協会）、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」（（社）日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」（（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）の許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sとする。

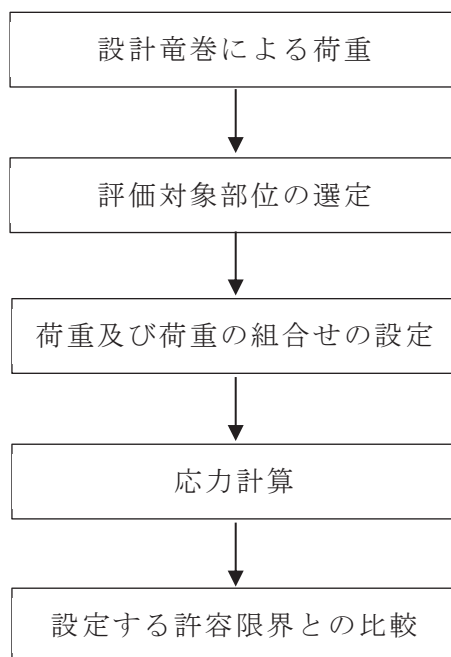


図2-4 非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価フロー

## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「建築物荷重指針・同解説」((社) 日本建築学会，2004改定)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 - 補1984」((社) 日本電気協会)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」((社) 日本電気協会)
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」((社) 日本電気協会)
- ・「発電用原子力設備規格設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007」((社) 日本機械学会 (以下「設計・建設規格」という。))
- ・「新版機械工学便覧」(1987年4月 日本機械学会編)

## 3. 強度評価方法

### 3.1 記号の定義

非常用ディーゼル発電設備(高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。)附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表3-1 強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
A	m <sup>2</sup> /m	単位長さ当たりの施設の受圧面積(風向に垂直な面に投影した面積)
C	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
D	mm	管外径
G	—	ガスト影響係数
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
L	m	支持間隔
M	N・m	風荷重により作用する曲げモーメント
m	kg/m	単位長さ当たりの質量
P	MPa	内圧
q	MPa	設計用速度圧
S <sub>y</sub>	MPa	設計・建設規格 付録材料図表Part5の表にて規定される設計降伏点
t	mm	板厚
W <sub>w</sub>	N/m	設計竜巻の単位長さ当たりの風圧力による荷重
w	N/m	単位長さ当たりの自重による荷重

表3-1 強度評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
Z	mm <sup>3</sup>	断面係数
$\pi$	—	円周率
$\Delta P$	MPa	設計竜巻の気圧低下量
$\sigma_1, \sigma_2$	MPa	配管に生じる応力
$\sigma_{WP}$	MPa	気圧差により生じる応力
$\sigma_{WT1}, \sigma_{WT2}$	MPa	複合荷重により生じる応力
$\sigma_{WW}$	MPa	風圧力により生じる応力
$\sigma_{自重}$	MPa	自重により生じる応力
$\sigma_{内圧}$	MPa	内圧により生じる応力

### 3.2 評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位に従って、「2.2 構造概要」にて設定している構造に基づき、設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計竜巻による荷重は、配管本体及びサポート（配管支持構造物）に作用する。サポート（配管支持構造物）については、建屋内外にかかわらず地震に対して耐荷重設計がなされており、配管本体に竜巻による荷重が作用した場合でも、作用荷重は耐荷重以下であるため、竜巻による荷重に対するサポート（配管支持構造物）の設計は耐震設計に包絡される。

このことから、配管本体を評価対象部位として選定する。

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価における評価対象部位を図 3-1、図 3-2 に示す。

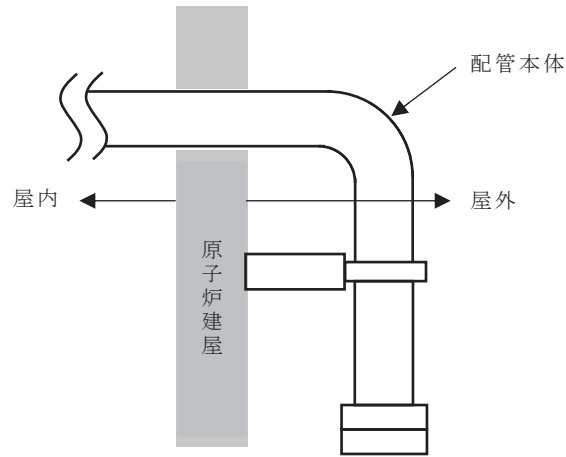


図3-1 非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）  
付属ミスト配管の評価対象部位

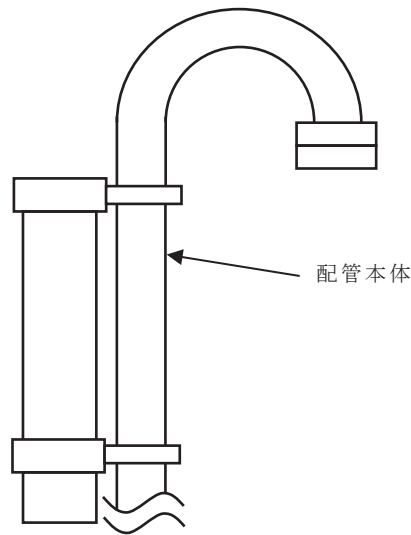


図3-2 軽油タンクベント配管の評価対象部位

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 常時作用する荷重

常時作用する荷重として、持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

単位長さ当たりの自重による荷重は以下のとおり計算する。

$$w = m \cdot g$$

b. 設計竜巻による荷重

風圧力による荷重及び気圧差による荷重を考慮する。なお、非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管は通気機能が健全であれば良く、仮に飛来物による衝撃荷重によって貫通しても、その貫通箇所又は本来の通気箇所から通気され、閉塞することはないため、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重に衝撃荷重を考慮しない。

(a) 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重  $W_w$  は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c. (a) 風圧力による荷重」に示す式に従い、算出する。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

(b) 気圧差による荷重 ( $W_p$ )

気圧差による荷重  $W_p$  は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に示す評価方法に従って、気圧差を見かけ上の配管の内圧の増加として考慮する。具体的な計算方法は、「3.5(2) 強度評価の計算方法」に示す。

c. 運転時の状態で作用する荷重

運転時の状態で作用する荷重としては、配管に作用する内圧を考慮する。

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ、評価対象部位ごとに設定する。

配管本体には、自重、風圧力による荷重、気圧差による荷重及び内圧が作用する。強度評価に用いる荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外部事象防護対象施設に波及的影響を及ぼす可能性がある施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管</li> <li>・ 軽油タンクベント配管</li> </ul>	配管本体	<ul style="list-style-type: none"> <li>①風圧力による荷重</li> <li>②気圧差による荷重</li> <li>③自重</li> <li>④内圧</li> </ul>

### 3.4 許容限界

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）付属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って、「3.2 評価対象部位」にて設定した評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し、J E A G 4 6 0 1に基づく許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sの許容応力の許容荷重を用いる。

許容限界は、J E A G 4 6 0 1を準用し、「クラス2,3配管」の許容限界を適用し、許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>Sから算出した以下の許容応力を許容限界とする。J E A G 4 6 0 1に従い、設計・建設規格 付録材料図表Part5,6の表にて許容応力を計算する際は、評価対象部位の最高使用温度に応じた値をとるものとするが、温度が設計・建設規格付録材料図表記載の中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。ただし、設計・建設規格 付録材料図表Part5,6で比例法を用いる場合の端数処理は、小数点第1位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

配管の強度評価における許容限界を表3-3、許容応力を表3-4に示す。

表 3-3 配管の許容限界

許容応力状態	許容限界
	一次応力（膜+曲げ）
Ⅲ <sub>A</sub> S	S <sub>y</sub>

表 3-4 配管の許容応力

評価対象配管	管外径 (mm)	材料	温度条件* (°C)	S <sub>y</sub> (MPa)
機関ミスト配管	114.3	STPT410	45	242
潤滑油サンプルタンクミスト配管及び潤滑油補給タンクミスト配管	76.3	STPT410	45	242
燃料油ドレンタンクミスト配管	42.7	STPT410	45	242
燃料デイトンクミスト配管	60.5	STPT410	45	242
軽油タンクベント配管	114.3	STPT370	66	199

注記 \*：最高使用温度

### 3.5 強度評価の計算方法

非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の強度評価は，添付書類「VI-3-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

#### (1) 計算モデル

配管は一定距離ごとにサポートによって支えられているため，風圧力による一様な荷重を受ける単純支持梁として評価を行う。評価に用いる支持間隔は管外径，材料ごとにサポートの支持間隔が最長となる箇所を選定する。

なお，非常用ディーゼル発電設備（高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備を含む。）附属ミスト配管及び軽油タンクベント配管の配管端部は，片持ち形状となっていることから，配管端部についても片持ち梁として評価を行う。

両端支持形状の配管モデル図を図 3-3 に，片持ち形状の配管モデル図を図 3-4 に示す。

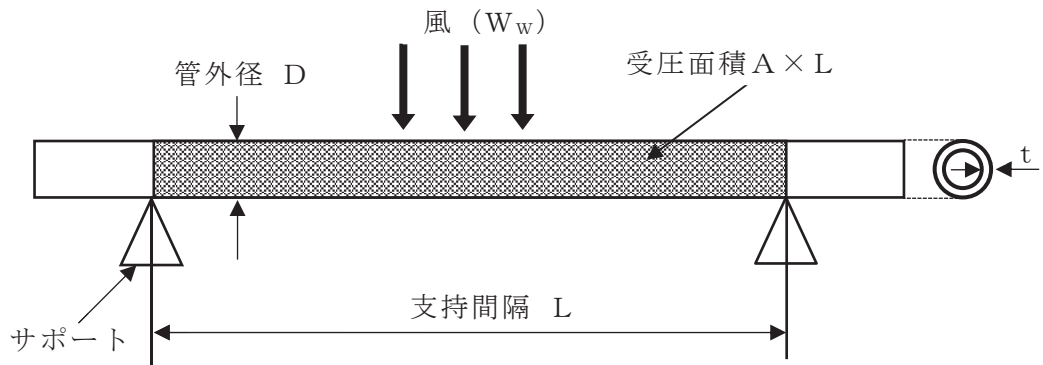


図 3-3 配管モデル図（両端支持形状）

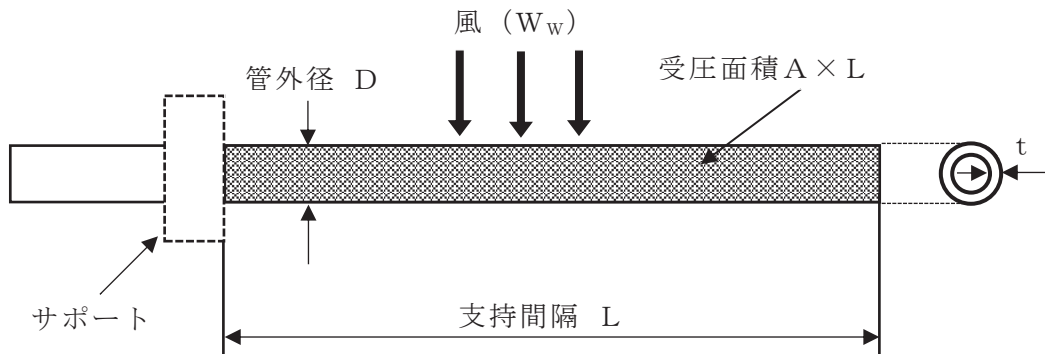


図3-4 配管モデル図（片持ち形状）

(2) 計算方法

a. 竜巻による応力計算

(a) 風圧力により生じる応力

風圧力による荷重が配管の支持スパンに等分布荷重として加わり，曲げ応力を発生させるものとして，以下の式により算定する。

(両端支持形状)

$$\sigma_{WW} = \frac{M}{Z} = \frac{W_w \cdot L^2}{8 \cdot Z}$$

(片持ち形状)

$$\sigma_{WW} = \frac{M}{Z} = \frac{W_w \cdot L^2}{2 \cdot Z}$$

ここで

$$Z = \frac{\pi}{32 \cdot D} \left\{ D^4 - (D - 2 \cdot t)^4 \right\}$$

(b) 気圧差により生じる応力

気圧差による荷重は，気圧が低下した分，内圧により生じる一次一般膜応力が増加すると考えて，その応力増加分を以下の式により算定する。

$$\sigma_{WP} = \frac{\Delta P \cdot D}{4 \cdot t}$$

したがって，(a)，(b)項の複合荷重により生じる応力  $\sigma_{WT1}$  及び  $\sigma_{WT2}$  は以下の式により算出する。

$$\sigma_{WT1} = \sigma_{WP}$$

$$\sigma_{WT2} = \sigma_{WW} + 0.5 \cdot \sigma_{WP}$$

b. 組合せ応力

竜巻荷重と組み合わせる荷重として，配管に常時作用する自重及び運転時に作用する内圧を考慮する。自重により生じる曲げ応力及び内圧により生じる一次一般膜応力は，以下の式により算定する。



(両端支持形状)

$$\sigma_{\text{自重}} = \frac{w \cdot L^2}{8 \cdot Z}$$

(片持ち支持形状)

$$\sigma_{\text{自重}} = \frac{w \cdot L^2}{2 \cdot Z}$$

$$w = m \cdot g$$

$$\sigma_{\text{内圧}} = \frac{P \cdot D}{4 \cdot t}$$

したがって、自重及び風圧力による荷重により生じる曲げ応力と気圧差による荷重及び内圧により生じる一次一般膜応力を足し合わせ、配管に生じる応力として以下の式により  $\sigma_1$  及び  $\sigma_2$  を算出する。

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{自重}} + \sigma_{\text{内圧}} + \sigma_{\text{WT1}}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{自重}} + \sigma_{\text{内圧}} + \sigma_{\text{WT2}}$$

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-6 に示す。

表 4-1 共通評価条件

ガスト係数 G (-)	風力係数 C (-)	設計用速度圧 q (MPa)	気圧低下量 $\Delta P$ (MPa)	重力加速度 g (m/s <sup>2</sup> )
1	1.2	$6.13 \times 10^{-3}$	$7.6 \times 10^{-3}$	9.80665

表 4-2 評価条件 (機関ミスト配管)

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当たりの質量 m (kg/m)	単位長さ当たりの受圧面積 A (m <sup>2</sup> /m)	内圧 P (MPa)
114.3	両端支持	STPT410	3.296	6.0	16.03	0.1143	0.1013
	片持ち	STPT410	0.422	6.0	77.63	0.2163	0.1013

表 4-3 評価条件（潤滑油サンプタンクミスト配管及び潤滑油補給タンクミスト配管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当 たりの質量 m (kg/m)	単位長さ当 たりの受圧面積 A (m <sup>2</sup> /m)	内圧 P (MPa)
76.3	両端支持	STPT410	3.258	5.2	9.118	0.0763	0.1013
	片持ち	STPT410	0.418	5.2	30.86	0.1143	0.1013

表 4-4 評価条件（燃料油ドレンタンクミスト配管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当 たりの質量 m (kg/m)	単位長さ当 たりの受圧面積 A (m <sup>2</sup> /m)	内圧 P (MPa)
42.7	両端支持	STPT410	2.310	4.9	4.568	0.0427	0.1013
	片持ち	STPT410	0.418	4.9	21.56	0.0763	0.1013

表 4-5 評価条件（燃料デイタンクミスト配管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当 たりの質量 m (kg/m)	単位長さ当 たりの受圧面積 A (m <sup>2</sup> /m)	内圧 P (MPa)
60.5	両端支持	STPT410	2.683	5.5	7.460	0.0605	0.1013
	片持ち	STPT410	1.22	5.5	15.60	0.0891	0.1013

表 4-6 評価条件（軽油タンクベント配管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当 たりの質量 m (kg/m)	単位長さ当 たりの受圧面積 A (m <sup>2</sup> /m)	内圧 P (MPa)
114.3	両端支持	STPT410	3.160	6.0	16.03	0.1143	0.1013
	片持ち	STPT410	1.127	6.0	20.64	0.1143	0.1013

## 5. 強度評価結果

## (1) 機関ミスト配管

強度評価結果を表5-1に示す。

機関ミスト配管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5-1 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	許容応力 (MPa)
114.3	両端支持	STPT410	5	27	242
	片持ち	STPT410	3	5	242

## (2) 潤滑油サンプタンクミスト配管及び潤滑油補給タンクミスト配管

強度評価結果を表5-2に示す。

潤滑油サンプタンクミスト配管及び潤滑油補給タンクミスト配管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5-2 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	許容応力 (MPa)
76.3	両端支持	STPT410	7	45	242
	片持ち	STPT410	2	6	242

## (3) 燃料油ドレンタンクミスト配管

強度評価結果を表5-3に示す。

燃料油ドレンタンクミスト配管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5-3 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	許容応力 (MPa)
42.7	両端支持	STPT410	7	49	242
	片持ち	STPT410	5	14	242

(4) 燃料デイトンクミスト配管

強度評価結果を表5-4に示す。

燃料デイトンクミスト配管に発生する応力は、許容応力以下である。

表 5-4 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	許容応力 (MPa)
60.5	両端支持	STPT410	6	40	242
	片持ち	STPT410	10	51	242

(5) 軽油タンクベント配管

強度評価結果を表5-5に示す。

軽油タンクベント配管に発生する応力は、許容応力以下である。

表 5-5 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	許容応力 (MPa)
114.3	両端支持	STPT370	5	25	199
	片持ち	STPT370	3	14	199

## VI-3-別添 1-2 防護対策施設の強度計算の方針

## 目次

1. 概要	1
2. 強度設計の基本方針	2
2.1 対象施設	2
2.2 構造強度の設計方針	2
2.3 荷重及び荷重の組合せ	3
2.4 構造設計	10
2.5 評価方針	14
3. 防護対策施設の構成要素の設計方針	16
3.1 竜巻防護ネットの構造設計	16
3.2 竜巻防護鋼板の構造設計	21
4. 防護対策施設の構成要素の評価方針	22
4.1 竜巻防護ネットの評価方針	22
4.2 竜巻防護鋼板の評価方針	29
5. 許容限界	31
5.1 竜巻防護ネットの許容限界	31
5.2 竜巻防護鋼板の許容限界	44
6. 強度評価方法	45
6.1 竜巻防護ネットの強度評価	45
6.2 竜巻防護鋼板の強度評価	65
7. 適用規格	66

## 1. 概要

本資料は、「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」第7条及び「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の解釈」に適合する設計とするため、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち「VI-1-1-2-3 竜巻への配慮に関する説明書」の「VI-1-1-2-3-3 竜巻防護に関する施設の設計方針」に基づき、防護対策施設が、設計竜巻に対して要求される強度を有することを確認するための強度設計方針について説明するものである。

## 2. 強度設計の基本方針

強度設計は、「2.1 対象施設」に示す施設を対象として、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」で示す設計竜巻による荷重とこれを組み合わせる荷重を考慮し、「6. 強度評価方法」で示す評価方法により、「5. 許容限界」で設定する許容限界を超えない設計とする。

### 2.1 対象施設

添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち「VI-1-1-2-3 竜巻への配慮に関する説明書」の「VI-1-1-2-3-3 竜巻防護に関する施設の設計方針」の「3. 要求機能及び性能目標」に基づき、以下の防護対策施設を対象とする。

- ・海水ポンプ室竜巻防護対策施設（竜巻防護ネット）
- ・原子炉補機室換気空調系開口部竜巻防護対策施設（竜巻防護鋼板）

### 2.2 構造強度の設計方針

防護対策施設は、設置（変更）許可を受けた設計飛来物のうち鋼製材（以下「飛来物」という。）の外部事象防護対象施設への衝突を防止するものであり、添付書類「VI-1-1-2-3-3 竜巻防護に関する施設の設計方針」の「3.2(3) 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、以下の設計とする。

#### (1) 竜巻防護ネット

ネットは、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために、主要な部材が破断せず、たわみを生じても、飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう捕捉できる設計とする。

防護板は、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために、飛来物が防護板を貫通せず、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えない設計とする。

支持部材は、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために、飛来物が支持部材を構成する主要な構造部材を貫通せず、上載するネット及び防護板を支持する機能を維持可能な構造強度を有し、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために、支持部材を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

#### (2) 竜巻防護鋼板

防護鋼板は、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他



の荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために，飛来物が防護鋼板を貫通せず，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えない設計とする。

架構は，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他の荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために，飛来物が架構を構成する主要な構造部材を貫通せず，上載する防護鋼板を支持する機能を維持可能な構造強度を有し，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために，架構を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

### 2.3 荷重及び荷重の組合せ

竜巻の影響を考慮する施設の強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2) 荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

#### (1) 荷重の種類

##### a. 常時作用する荷重 ( $F_d$ )

常時作用する荷重は，持続的に生じる荷重であり，自重及び上載荷重とする。なお，竜巻防護ネットのワイヤロープ及び接続冶具（支持部，固定部）の評価時は，上載荷重としてネットの自重を考慮する。

##### b. 設計竜巻による荷重 ( $W_T$ )

設計竜巻（最大風速 100 m/s）による荷重は，設計竜巻の特性を踏まえ，風圧力による荷重，気圧差による荷重及び飛来物による衝撃荷重とする。設計竜巻の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 設計竜巻の特性値

最大風速 $V_D$ (m/s)	移動速度 $V_T$ (m/s)	最大接線風速 $V_{Rm}$ (m/s)	最大気圧低下量 $\Delta P_{max}$ (N/m <sup>2</sup> )
100	15	85	7600

##### (a) 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は，設計竜巻の最大風速による荷重である。

竜巻の最大風速は，一般的には水平方向の風速として算出されるが，鉛直方向の風圧力に対して脆弱と考えられる防護対策施設が存在する場合には，鉛直方向の最大風速等に基づいて算出した鉛直方向の風圧力についても考慮

する。

風圧力による荷重は、施設の形状により変化するため、施設の部位ごとに異なる。そのため、各施設及び評価対象部位に対して厳しくなる方向からの風を想定し、各施設の部位ごとに荷重を設定する。

ガスト影響係数（G）は、設計竜巻の風速が最大瞬間風速をベースとしていること等から施設の形状によらず「竜巻影響評価ガイド」を参照して、 $G = 1.0$ とする。空気密度（ $\rho$ ）は「REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1,」（米国原子力規制委員会）より  $\rho = 1.226 \text{ kg/m}^3$ とする。

設計用速度圧（ $q$ ）については、施設の形状によらず  $q = 6130 \text{ N/m}^2$ とする。

(b) 気圧差による荷重 ( $W_P$ )

外気と隔離されている区画の境界部など、気圧差による圧力影響を受ける施設の建屋壁、屋根等においては、設計竜巻による気圧低下によって生じる施設等の内外の気圧差による荷重が発生する。閉じた施設（通気がない施設）については、この圧力差により閉じた施設の隔壁に外向きに作用する圧力が生じるとみなし、気圧差による荷重を設定することを基本としているが、防護対策施設は外気と通じており、施設の外殻に面する部材に気圧差は生じないことから考慮しない。

(c) 飛来物による衝撃荷重 ( $W_M$ )

衝突による影響が大きくなる向きで飛来物が防護対策施設に衝突した場合の衝撃荷重を算出する。

衝突評価においても、飛来物の衝突による影響が大きくなる向きで衝突することを考慮して評価を行う。

飛来物の諸元を表 2-2 に示す。

表 2-2 飛来物の諸元

	鋼製材
寸法 (m)	4.2×0.3×0.2
質量(kg)	135
水平方向の飛来速度 (m/s)	46.6
鉛直方向の飛来速度 (m/s)	16.7

c. 運転時に作用する荷重 (F<sub>P</sub>)

運転時の状態で作用する荷重は、配管等に作用する内圧等であり、防護対策施設には作用しないため考慮しない。

(2) 荷重の組合せ

竜巻の影響を考慮する施設の設計に用いる竜巻の荷重は、気圧差による荷重(W<sub>P</sub>)を考慮した複合荷重W<sub>T1</sub>、並びに設計竜巻の風圧力による荷重(W<sub>W</sub>)、気圧差による荷重(W<sub>P</sub>)及び飛来物による衝撃荷重(W<sub>M</sub>)を組み合わせた複合荷重W<sub>T2</sub>を以下のとおり設定する。

$$W_{T1} = W_P$$

$$W_{T2} = W_W + 0.5 \cdot W_P + W_M$$

竜巻の影響を考慮する施設には、W<sub>T1</sub>及びW<sub>T2</sub>の両荷重をそれぞれ作用させる。各施設の設計竜巻による荷重の組合せについては、施設の設置状況及び構造を踏まえ、適切な組合せを設定する。防護対策施設の構成要素別の荷重の組合せを、表 2-3 に示す。

表 2-3 防護対策施設の構成要素別の荷重の組合せ

分類	強度設計の対象施設		評価内容	荷重					
				常時作用する荷重( $F_d$ )		風圧力による荷重( $W_w$ )	気圧差による荷重( $W_p$ )	飛来物による衝撃荷重( $W_m$ )	運転時の状態で作用する荷重( $F_p$ )
				自重	上載荷重				
防護対策施設	竜巻防護ネット	ネット	構造強度	○	—	○	—*	○	—
		防護板	衝突	—	—	—	—	○	—
		支持部材	衝突	—	—	—	—	○	—
			構造強度	○	○	○	—*	○	—
	竜巻防護鋼板	防護鋼板	衝突	—	—	—	—	○	—
			構造強度	○	—	○	—*	○	—
		架構	構造強度	○	○	○	—*	○	—

注記 \*：外気と通じており，気圧差は生じない。

(3) 荷重の算定方法

「2.3(1) 荷重の種類」で設定している荷重のうち，竜巻防護ネットに生じる荷重の算出式を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を，表 2-4 に示す。

表 2-4 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
A	m <sup>2</sup>	金網の受圧面積
A <sub>a</sub>	m <sup>2</sup>	金網の面積
C	—	風力係数（施設の形状や風圧力が作用する部位（屋根，壁等）に応じて設定する。）
d	m	飛来物衝突後の計飛来物の移動距離
E <sub>f</sub>	kJ	飛来物衝突時に金網に作用するエネルギー
F <sub>a</sub>	kN	飛来物衝突時に金網が受ける最大衝撃荷重
F <sub>a</sub> ''	kN	飛来物衝突時に金網が受ける衝撃荷重
G	—	ガスト影響係数
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度（g=9.80665）
L <sub>x</sub>	m	金網展開方向の実寸法
L <sub>y</sub>	m	金網展開直角方向の実寸法
m	kg	飛来物の質量
m <sub>N</sub>	kg/m <sup>2</sup>	金網の単位面積当たりの質量
n	—	主金網の設置枚数
P <sub>w</sub>	kN	金網の自重により作用する荷重
Q	kN/s	衝撃荷重が時間とともに比例する際の比例係数
q	N/mm <sup>2</sup>	設計用速度圧
t	s	時間
t <sub>1</sub>	s	飛来物が衝突し金網のたわみ量が最大になる時間
V	m/s	金網への衝突後の飛来物の移動速度
V <sub>1</sub>	m/s	金網への飛来物の衝突速度
V <sub>D</sub>	m/s	設計竜巻の最大風速
W <sub>w</sub>	kN	風圧力による荷重
δ	m	飛来物衝突時の金網の最大たわみ量
ρ	kg/m <sup>3</sup>	空気密度
φ	—	金網の充実率

b. 自重による荷重の算出

竜巻防護ネットに常時作用する荷重として、自重を考慮する。自重により作用する荷重は、ネット等の設置方向を考慮する。水平設置の場合は、鉛直下向きに発生するものとして評価する。鉛直設置の場合は、自重と飛来物の衝撃荷重の作用する方向が異なることから考慮しない。

ネットにおいては、自重による荷重  $P_w$  は、

$$P_w = \frac{A_a \cdot m_N \cdot g \cdot (n + 1)}{1000}$$

と算出される。

$A_a$  は金網の実寸法  $L_x$ ,  $L_y$  を用いて、以下の式で求められる。

$$A_a = L_x \cdot L_y$$

c. 竜巻による荷重の算出

(a) 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は、「建築基準法施行令」及び「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」に準拠して、次式のとおり算出する。

$$W_w = \frac{q \cdot G \cdot C \cdot A}{1000}$$

ここで、

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2$$

ネットにおいては、金網の充実率を  $\phi$  とすると、風圧力による荷重を受ける金網の受圧面積  $A$  は次式のとおりとなる。

$$A = \phi \cdot A_a$$

(b) 飛来物による衝撃荷重の算出

ネットにおいて、飛来物の衝突時に受ける衝撃荷重  $F_a''$  は時間とともに比例して増加すると仮定すると、 $F_a''$  は以下のとおり算出される。

$$F_a'' = Q \cdot t \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

したがって、金網への衝突後の飛来物の移動速度  $V$  は、(2.1)式の衝撃荷重  $F_a''$  から、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} V &= -\frac{1}{m} \int_0^t F_a'' dt \\ &= -\frac{Q \cdot t^2}{2 \cdot m} + V_1 \quad \dots \dots \dots (2.2) \end{aligned}$$

さらに、金網への衝突後の飛来物の移動距離  $d$  は、(2.2)式の数値  $V$  から以下のとおり算出される。

$$d = \int_0^t V dt$$

$$= -\frac{Q \cdot t^3}{6 \cdot m} + V_1 \cdot t \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

飛来物が衝突し金網のたわみが最大になる時間  $t_1$  における金網の最大変位  $\delta$  は、飛来物の速度は  $V=0$  であるから、(2.2) 式及び (2.3) 式より、

$$Q \cdot t_1^2 = 2 \cdot m \cdot V_1 \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\delta = -\frac{Q \cdot t_1^3}{6 \cdot m} + V_1 \cdot t_1$$

上記 2 式を連立し、

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot V_1 \cdot t_1$$

よって、

$$t_1 = \frac{3 \cdot \delta}{2 \cdot V_1} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

以上より、時間  $t_1$  における飛来物による衝撃荷重  $F_a$  は (2.1) 式及び (2.4) 式より、

$$F_a = \frac{2 \cdot m \cdot V_1}{t_1}$$

さらに、(2.5) 式と連立し、

$$F_a = \frac{4 \cdot m \cdot V_1^2}{3 \cdot \delta} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

また、時間  $t_1$  における飛来物の衝突により金網に作用するエネルギー  $E_f$  は、衝突時の飛来物の運動エネルギーとして、以下より求められる。

$$E_f = \frac{1}{2} \cdot m \cdot V_1^2 \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

したがって、(2.6) 式及び (2.7) 式より、

$$F_a = \frac{8 \cdot E_f}{3 \cdot \delta} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

(2.8) 式に、たわみ評価で算出する、飛来物が衝突する場合の金網の最大たわみ量  $\delta$  を代入し、 $F_a$  を算出する。

## 2.4 構造設計

防護対策施設は、「2.2 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「2.3 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

### (1) 竜巻防護ネット

竜巻防護ネットは、ネット、防護板及び支持部材で構成し、海水ポンプ室補機ポンプエリア上面に設置することで、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止し、外部事象防護対象施設とネットの離隔を確保することなどにより、ネットにたわみが生じたとしても、外部事象防護対象施設に飛来物を衝突させない構造とする。また、竜巻防護ネットは、海水ポンプ室躯体に支持される構造とする。

ネットは金網、ワイヤロープ及び接続治具（支持部及び固定部）により構成され、ネットに作用する荷重をワイヤロープ及び接続治具を介して支持部材に伝達し、支持部材から海水ポンプ室躯体に伝達する構造とする。

金網は、らせん状の硬鋼線を 3 次元的に編み込み、編み込みの方向によって荷重を受け持つ展開方向と展開直角方向の異方性を持ち、支持部材の配置、金網に作用する荷重及び外部事象防護対象施設との離隔に応じて、金網の展開方向と展開直角方向の長さの比を考慮して、フレーム内に複数枚を重ねて設置する構造とする。また、金網に飛来物が衝突した際、ワイヤロープに瞬間的な大荷重が作用するのを防ぐため、金網の外側の四隅には緩衝材を設置する構造とする。

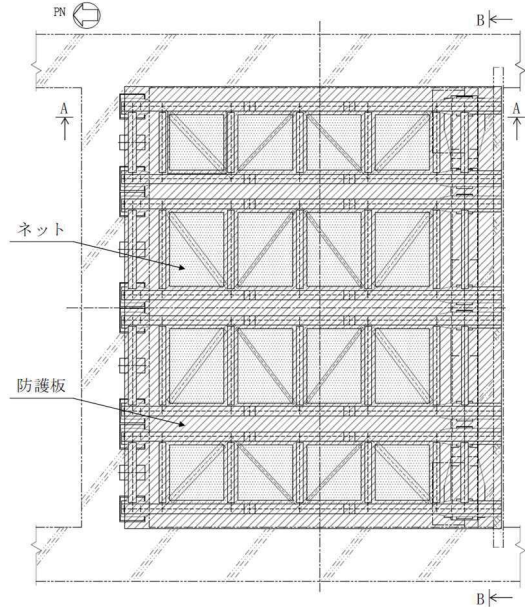
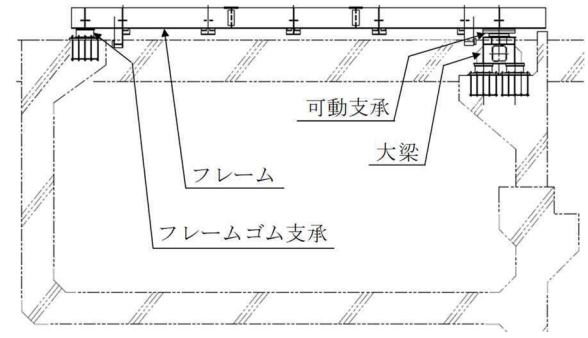
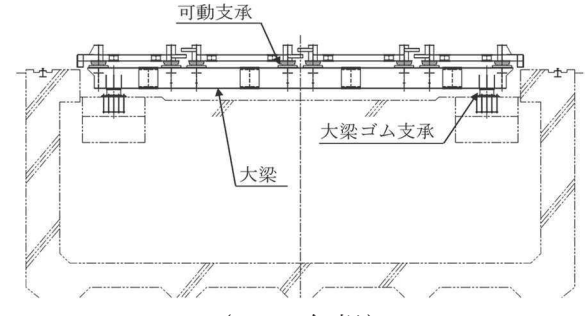
防護板は、鋼板により構成され、防護板に作用する荷重は支持部材に伝達する構造とする。

ネット及び防護板の支持部材は、フレーム、大梁、可動支承、ゴム支承等により構成され、上載するネット及び防護板を支持する構造とし、支持部材に作用する荷重は、アンカーボルトを介して、海水ポンプ室躯体に伝達する構造とする。また、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために、支持部材を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない構造とする。

竜巻防護ネットの構造計画を表 2-5 に示す。



表 2-5 竜巻防護ネットの構造計画

構成要素	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
<p>【位置】</p> <p>ネット，防護板及び支持部材は，飛来物が侵入した場合に，外部事象防護対象施設に衝突する可能性のある海水ポンプ室補機ポンプエリア上面に設置する設計としている。</p>			
ネット	ネットは，金網，ワイヤロープ及び接続治具により構成する。	<p>ネットに作用する荷重は，ワイヤロープ及び接続治具を介して支持部材に伝達し，支持部材から鉄筋コンクリート造の海水ポンプ室躯体に伝達する構造とする。</p> <p>また，防護板に作用する荷重は，支持部材に伝達し，支持部材から海水ポンプ室躯体に伝達する構造とする。</p>	 <p>(平面図)</p>
防護板	防護板は鋼製の鋼板により構成する。		 <p>(A～A 矢視)</p>
支持部材	支持部材は，フレーム，大梁，ゴム支承，可動支承等により構成する。		 <p>(B～B 矢視)</p>

## (2) 竜巻防護鋼板

竜巻防護鋼板は、防護鋼板及び架構で構成され、飛来物が侵入した場合に外部事象防護対象施設に衝突する可能性のある原子炉建屋壁面の開口部を取り囲むように設置することで、飛来物が建物内に侵入することを防止し、防護鋼板にたわみ及び変形が生じたとしても、外部事象防護対象施設に飛来物を衝突させない構造とする。また、防護鋼板は架構を介して、鉄筋コンクリート造の原子炉建屋躯体に支持される構造とする。

防護鋼板は、鋼板より構成され、防護鋼板に作用する荷重は架構を介して鉄筋コンクリート造の原子炉建屋躯体に伝達する構造とする。

防護鋼板を支持する架構は、H形鋼等から構成され、上載する防護鋼板からの荷重を支持する構造とする。また、架構に作用する荷重は、アンカーボルトを介して、鉄筋コンクリート造の原子炉建屋躯体に伝達する構造とする。

竜巻防護鋼板の構造計画を表 2-6 に示す。

表 2-6 竜巻防護鋼板の構造計画

構成要素	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
<p>【位置】</p> <p>防護鋼板及び架構は，飛来物が侵入した場合，外部事象防護対象施設に衝突する可能性のある原子炉建屋壁面の開口部に設置する設計としている。</p>			
防護鋼板	防護鋼板は，鋼製の鋼板により構成する。	防護鋼板に作用する荷重は，架構を介して鉄筋コンクリート造の原子炉建屋躯体に伝達する構造とする。	<p>側面図</p>
架構	架構は，鋼製の H 形鋼等により構成する。	架構に作用する荷重は，アンカーボルトを介して，鉄筋コンクリート造の原子炉建屋躯体に伝達する構造とする。	<p>正面図</p> <p>平面図 (概要図)</p>

## 2.5 評価方針

防護対策施設の強度評価は、「2.4 構造設計」を踏まえ、以下の評価方針とする。

### (1) 竜巻防護ネット

#### a. ネット

設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，主要な部材が破断しなければ飛来物は捕捉可能であり，飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しない。したがって，ネットのうち金網，ワイヤロープ及び接続治具に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを，計算により確認する。

また，設計竜巻の風圧力による荷重及び飛来物による衝撃荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう捕捉するために，ネットのうち金網及びワイヤロープにたわみを生じてても，外部事象防護対象施設との離隔を確保できることを計算により確認する。

#### b. 防護板

飛来物による衝撃荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために，防護板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

#### c. 支持部材

飛来物による衝撃荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために，支持部材のうちフレーム及び大梁が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

また，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，上載するネット及び防護板を支持し，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう，支持部材に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていること及び支持部材に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

### (2) 竜巻防護鋼板

#### a. 防護鋼板

飛来物による衝撃荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために，防護鋼板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

また，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，防護鋼板に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

#### b. 架構

設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき

荷重に対し，上載する防護鋼板を支持し，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう，架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

### 3. 防護対策施設の構成要素の設計方針

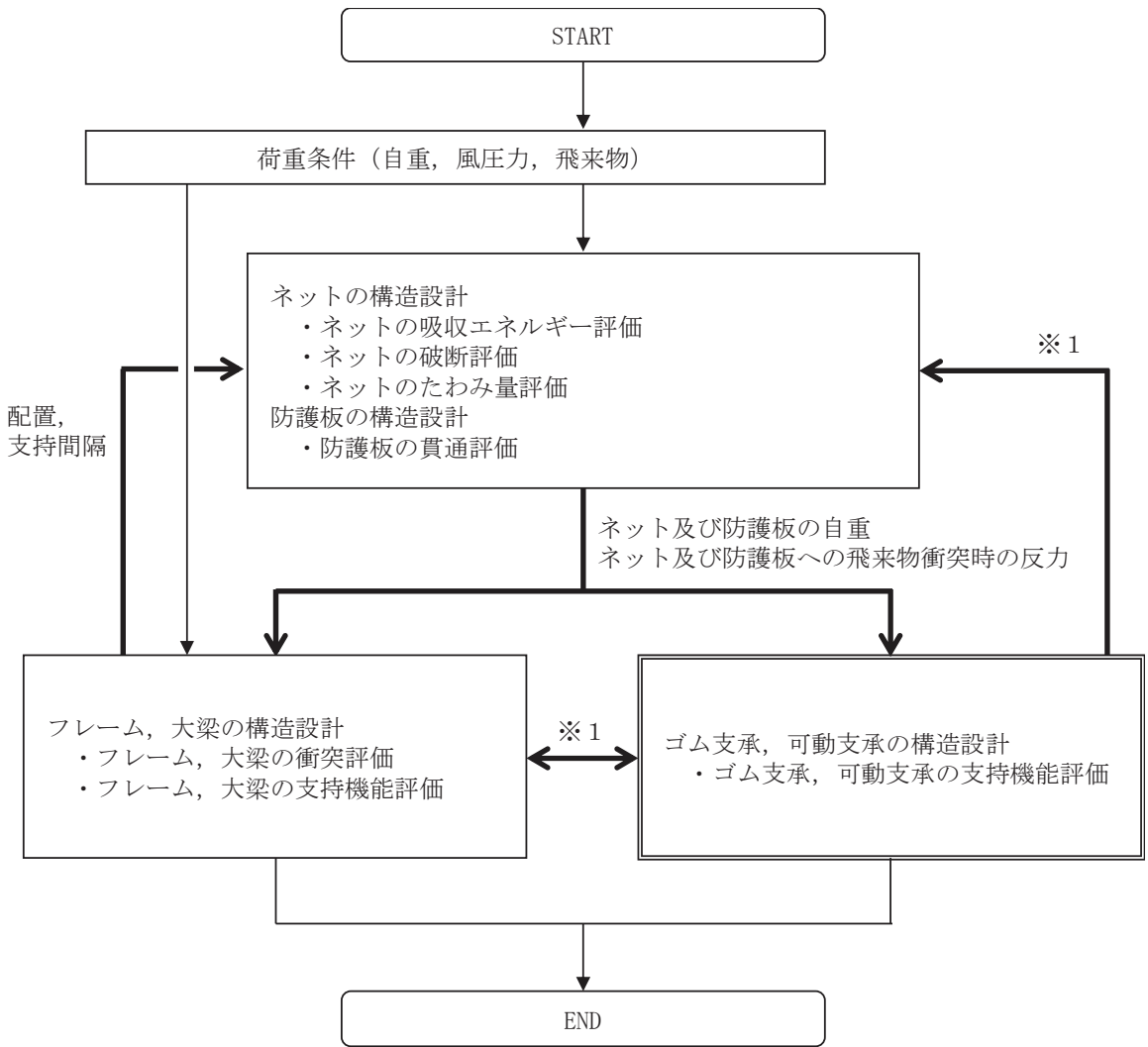
防護対策施設は、「2.2 構造強度の設計方針」に基づき、「2.4 構造設計」で示した構造と、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」で設定した荷重を踏まえ、設計を実施する。

#### 3.1 竜巻防護ネットの構造設計

「2.2 構造強度の設計方針」に基づき、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止可能な設計とするため、飛来物のネットへの衝突に対しては、飛来物が竜巻防護ネットを構成する主要な部材を破断することなく支持部材に荷重を伝達し、たわみを生じても、飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう、ネットで捕捉できる設計とする。飛来物の防護板への衝突に対しては、防護板を貫通しない部材厚さを確保する設計とする。

また、支持部材は、飛来物が支持部材を構成する主要な構造部材を貫通せず、上載するネット及び防護板を支持する機能を維持可能な構造強度を有する設計とし、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために、支持部材を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

竜巻防護ネットの設計フローを図 3-1 に示す。



- 構成要素の設計条件
- ➔ 異なる構成要素への設計結果アウトプット
- ◻ 竜巻防護ネットの構造設計の特徴
- ※1 ゴム支承, 可動支承による設計への反映事項

図 3-1 竜巻防護ネットの設計フロー

(1) ネットの構造設計

ネットは、金網、ワイヤロープ及び接続治具により構成され、金網の 4 辺をワイヤロープにより支持し、ワイヤロープはフレームに設置した接続治具にて支持する構造とする。ワイヤロープの端部はターンバックル又はシャックルを設置し、ターンバックル又はシャックルをフレームに設置した取付プレートに接続する構造とする。ネットの概要図を図 3-2 に示す。

金網は、50 mm 目合いの主金網 2 枚及び 40 mm 目合いの補助金網 1 枚で構成する。

金網は、電力中央研究所報告書「竜巻飛来物に対する防護ネットの評価手法と対策工法の提案」（研究報告：N13014）及び電力中央研究所報告書「高強度金網を用いた竜巻飛来物対策工の合理的な衝撃応答評価手法」（総合報告：O01）（以下「電中研報告書」という。）にて適用性が確認されている評価式及び金網の物性値を用いた設計とする。

ネットを構成する金網、ワイヤロープ及び接続治具についての構造設計を以下に示す。

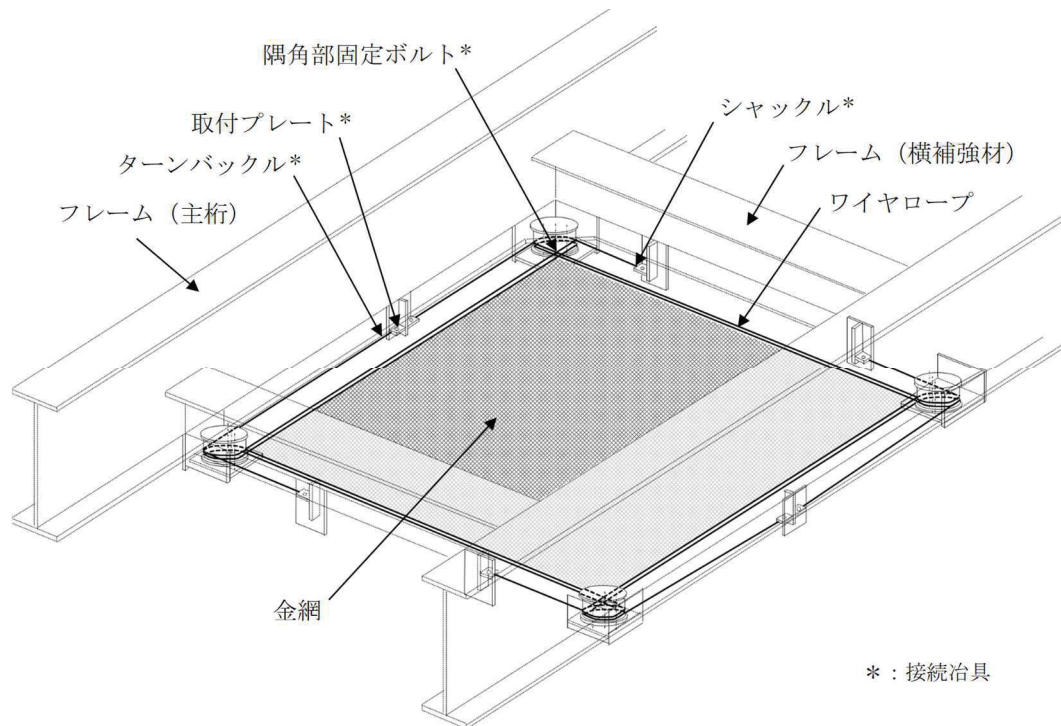


図 3-2 ネットの概要図



## a. 金網

金網は、らせん状の硬鋼線を山形に折り曲げて列線とし、3次元的に交差させて編み込んだものであり、編み込みの向きにより、展開方向とその直角方向の異方性を有する。展開方向が主に荷重を受け持ち、展開方向と展開直角方向で剛性や伸び量が異なるため、これらの異方性を考慮した設計とする。金網は、電中研報告書において、その剛性、最大たわみ時のたわみ角、1目合いの破断変位等が確認されている。

金網の寸法は、フレームの主桁及び横補強材の間隔並びに金網の展開方向と展開直角方向の剛性や伸び量の異方性を考慮して、展開方向と展開直角方向の寸法の比（以下「アスペクト比」という。）について、原則として電中研報告書にて適用性が確認されている範囲（1:1～2:1）に入るように設計する。ただし、設定する寸法での限界吸収エネルギー等を踏まえ、設置する金網の枚数を増やし、衝撃荷重に対する耐力を持たせるとともにたわみ量を低減させる設計とする。

## b. ワイヤロープ

ワイヤロープの取付部は、展開方向のワイヤロープと展開直角方向のワイヤロープで荷重の伝達分布が異なり、さらにワイヤロープの巻き方によりワイヤロープ間の荷重伝達に影響を及ぼす可能性があるため、金網に対して2本をL字に設置することにより、ワイヤロープに作用する荷重が均一となるような設計とする。

## c. 接続治具（支持部及び固定部）

電中研報告書の評価式を適用するため、衝突試験における試験体と同じ構造を採用しており、飛来物衝突時に急激な大荷重が作用するのを抑制するために、緩衝装置を四隅に設置する設計とする。

接続治具は、金網への飛来物の衝突により金網からワイヤロープを介して直接作用する荷重若しくは発生する応力に対して、破断することのない強度を有する設計とする。接続治具（支持部）はワイヤロープを支持するターンバックル及びシャックルであり、接続治具（固定部）は隅角部固定ボルト及びターンバックル又はシャックルをフレームに接続する取付けプレートである。

## (2) 防護板の構造設計

竜巻防護ネットを構成する防護板は、地震時に発生する変位を踏まえて確保しているフレーム間のクリアランス並びにフレーム及び海水ポンプ室補機ポンプエリア側壁間のクリアランスから飛来物が海水ポンプ室補機ポンプエリア内に侵入しない構造とし、飛来物による衝突に対し、貫通しない部材厚さを確保する設計とする。

## (3) 支持部材の構造設計

ネット及び防護板の支持部材は、フレーム、大梁、可動支承、ゴム支承等により構成する。フレームはH形鋼等により構成し、上載するネット及び防護板を支持する構造とする。大梁は海水ポンプ室補機ポンプエリアの南側隔壁上に設置し、海水ポンプ室補機ポンプエリアの北側隔壁と大梁にて、フレームを支持する構造とする。また、大梁とフレームとの接続部には可動支承を設置し、北側隔壁とフレームの接続部及び南側隔壁と大梁の接続部にはゴム支承を設置する構造とする。支持部材に作用する荷重は、アンカーボルトを介して、海水ポンプ室躯体に伝達する構造とする。

支持部材を構成するフレーム及び大梁並びに可動支承及びゴム支承についての構造設計を以下に示す。

a. フレーム及び大梁

フレームは主桁、横補強材、ブレース等により構成する。ゴム支承及び可動支承に支持されているフレーム並びにゴム支承に支持されている大梁は、地震力等によって水平方向の変位が生じることから、他の設備との干渉について考慮する必要がある。そのため、フレーム間及びフレームや大梁と海水ポンプ室補機ポンプエリア壁面との間に地震時に発生する変位を踏まえてクリアランスを確保する設計とする。また、飛来物の衝突位置により各部材に加わる荷重が異なることから、飛来物衝突位置の影響を考慮した設計とする。

なお、フレームにはストッパーを取り付け、フレームを支持するゴム支承に期待しない場合でも、フレームの水平方向移動を拘束し、竜巻防護ネットが落下せず、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないことを確認する。

b. 可動支承及びゴム支承

地震によるフレーム及び大梁の発生応力並びに海水ポンプ室補機ポンプエリア壁面への支点反力を低減・分散させることを目的として、ゴム支承によりフレーム及び大梁を支持する構造とする。また、フレームと大梁の接続部には、水平変位に追従する可動支承を設置することにより、温度変化によるフレームの伸縮を吸収し、変形による荷重発生を防ぐ構造とする。

ゴム支承はフレームと北側隔壁の接続部及び大梁と南側隔壁の接続部に設置する。フレームと北側隔壁の接続部には、フレーム1基に対して、北側隔壁の天面に2個のゴム支承を取り付ける構造とする。大梁と南側隔壁の接続部は、片側1箇所あたり2個のゴム支承を取り付ける構造とする。

また、可動支承は大梁とフレームの接続部に設置する。可動支承の可動方向は南北方向のみであり、フレーム1基に対して、2個の可動支承を取り付ける構造とする。

### 3.2 竜巻防護鋼板の構造設計

「2.2 構造強度の設計方針」に基づき、飛来物が外部事象防護対象施設へ衝突することを防止するために、飛来物が防護対策施設を構成する主要な構造部材を貫通せず、上載する防護鋼板を支持する機能を維持可能な構造強度を有する設計とする。

また、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために、防護対策施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

竜巻防護鋼板の設計フローを図 3-3 に示す。

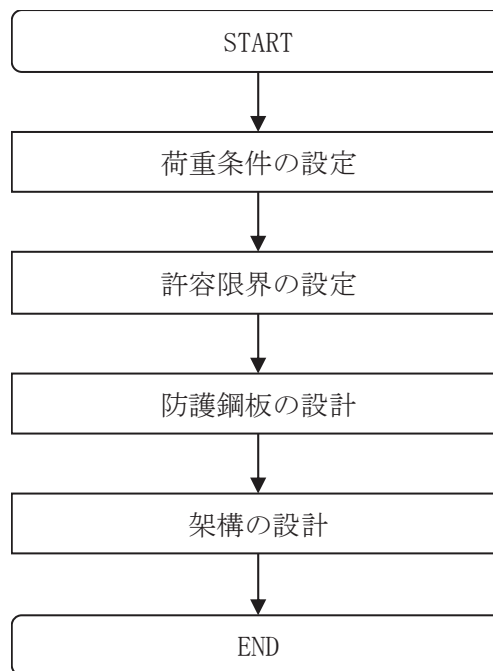


図 3-3 竜巻防護鋼板の設計フロー

竜巻防護鋼板を構成する防護鋼板は、飛来物による衝突に対し、貫通しない部材厚さを確保する設計とする。

竜巻防護鋼板を構成する架構はH形鋼等から構成し、上載する防護鋼板からの荷重を支持する設計とする。

架構の主体構造は、柱及びはり等の鋼材であり、外殻に面する柱及びはりに防護鋼板を設置し、柱脚部のアンカーボルトで建屋躯体に固定する設計とする。また、作用する荷重については、飛来物による衝突荷重が支配的であり、防護鋼板に作用する荷重を、周囲の柱及びはりに伝達し、柱脚部のアンカーボルトを通じて建屋躯体に伝達する設計とする。

#### 4. 防護対策施設の構成要素の評価方針

「2.3 荷重及び荷重の組合せ」，「2.5 評価方針」及び「3. 防護対策施設の構成要素の設計方針」に基づき，防護対策施設の構成要素ごとの評価方針を設定する。

防護対策施設を設計する上で，飛来物の衝突回数については，屋外の鋼製材等の飛来物となり得るものは，飛散防止管理を実施し，飛来物となるものが少なくなるように運用することにより，竜巻時及び竜巻通過時において複数の飛来物が同一の防護対策施設に衝突する可能性は十分低いことから，同一の防護対策施設への複数の飛来物の衝突は考慮しない設計とする。

また，高所に設置され下方に空間を有する配置となる竜巻防護鋼板については，この施設の下方から，設計飛来物の様な重量がある飛来物が上昇しながら到達することは考え難いことから，竜巻防護鋼板の下面にはネットや防護鋼板は取り付けないこととする。

防護対策施設は，飛来物衝突に対し，防護対策施設を構成する部材が許容限界に至ることなく，外部事象防護対象施設が飛来物の影響を受けないことを確認する。

##### 4.1 竜巻防護ネットの評価方針

###### (1) ネット

「2.5(1)a. ネット」の評価方針に基づき，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，主要な部材が破断しないために，ネットのうち金網，ワイヤロープ及び接続冶具（支持部及び固定部）に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを計算により確認する。その方法は，「6.1 竜巻防護ネットの強度評価」に示すとおり，算出される金網の限界吸収エネルギー及び衝撃荷重を基に吸収エネルギー評価及び破断評価を行う。

また，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，ネットのうち金網及びワイヤロープにたわみが生じても，飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう，外部事象防護対象施設との離隔を確保できることを計算により確認する。その方法は，「6.1 竜巻防護ネットの強度評価」に示すとおり，算出される金網のたわみ量を基にたわみ評価を行う。

ネットの評価フローを図 4-1 に示す。ネットは竜巻による荷重が作用する場合に，破断が生じることなく，たわみが生じたとしても飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないような離隔を有することを確認する。

ネットの破断及びたわみに対する評価方針を以下に示す。

ネットの具体的な計算方法及び結果は，添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」に示す。

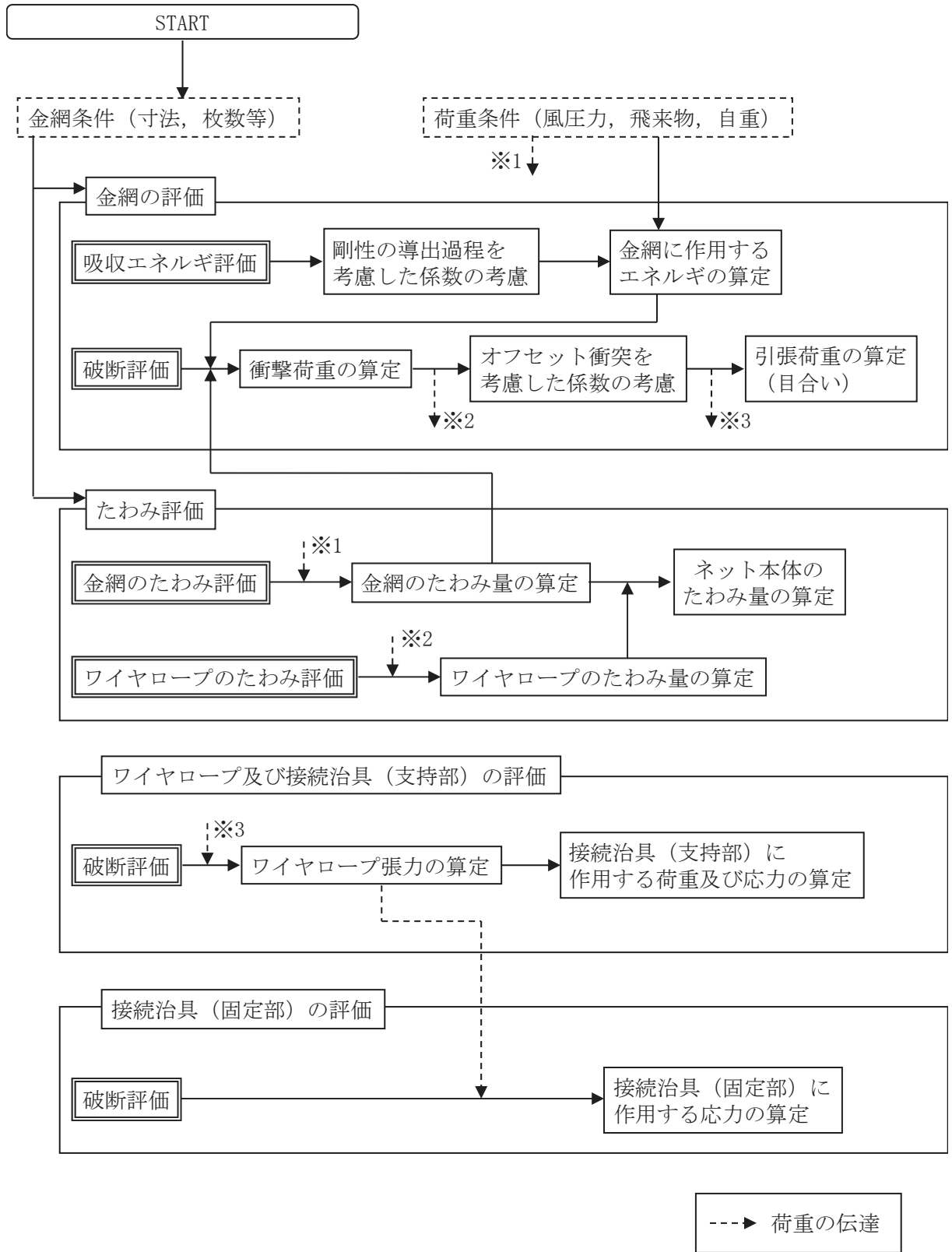


図 4-1 ネットの評価フロー

a. 強度評価

設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、主要な部材が破断しないために、ネットのうち金網、ワイヤロープ及び接続治具（支持部及び固定部）に破断が生じないように十分な余裕を持った強度を有することを計算により確認する。

金網については、設計竜巻による荷重が作用する場合に、金網全体でエネルギー吸収することから、金網の吸収エネルギーを評価する。評価方法としては、電中研報告書において、金網への適用性が確認されている評価式（以下「電中研評価式」という。）を参照して評価する。また、飛来物の衝突箇所において破断が生じないことを確認するために、金網に作用する引張荷重を、電中研評価式を参照して評価する。さらに、金網が機能を発揮できるように、金網に作用する荷重がワイヤロープ及び接続治具に伝達され、その荷重によりワイヤロープ及び接続治具（支持部）に発生する荷重、並びに接続治具（固定部）に発生する応力が許容値以下であることを確認する。

金網、ワイヤロープ及び接続治具（支持部及び固定部）の破断に対する評価においては、金網寸法に対するアスペクト比及び金網の衝突位置の影響について、以下のとおり考慮して評価を実施する。

(a) 金網の吸収エネルギー評価

金網の吸収エネルギー評価においては、金網の目合いの方向に従って金網の剛性を設定し、金網のエネルギー吸収に有効な面積を考慮し、アスペクト比を考慮して、金網の有効面積を設定し評価を実施する。また、飛来物の衝突位置の違いによりたわみ量の影響があり、衝突位置、金網の剛性の設定によるたわみ量への影響を考慮して、評価を実施する。

金網のアスペクト比については、金網のエネルギー吸収性能が主に荷重を受け持つ展開方向寸法によることから、評価ごとに保守的な評価となるように、評価においてはアスペクト比を考慮した展開方向及び展開直角方向の寸法を設定する。

(b) 金網、ワイヤロープ及び接続治具（支持部、固定部）の破断評価

金網の破断評価においては、吸収エネルギー評価と同様に金網のアスペクト比を考慮して、金網の有効面積を設定し評価する。金網のアスペクト比は、金網目合いの方向を踏まえ、評価が保守的となるように、金網の有効面積を設定して評価を実施する。また、衝突位置を考慮して評価を実施する。

金網、ワイヤロープ及び接続治具の破断評価については、飛来物の衝突位置として、中央位置からずれた（以下「オフセット」という。）衝突について考慮する。具体的には、電中研評価式では飛来物が金網中央位置に衝突する場合についてのみ評価を実施するため、オフセット位置に衝突する場合の



評価においては、中央位置に衝突する場合とオフセット位置に衝突する場合の飛来物の移動距離を考慮した評価を実施する。

金網のアスペクト比については、吸収エネルギー評価と同様に考慮する。

b. たわみ評価

設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう捕捉するために，ネットのうち金網及びワイヤロープが，たわみを生じても，飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう外部事象防護対象施設との離隔を確保できることを計算により確認する。

ネットは，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重が金網に作用する場合に，金網がたわむことでエネルギーを吸収することから，金網及びワイヤロープがたわんでも，金網と外部事象防護対象施設が衝突しないことを確認するために，金網とワイヤロープのたわみ量を考慮して評価する。評価方法としては，電中研評価式等を用いて評価する。

金網及びワイヤロープのたわみ評価においては，構造強度評価と同様に金網寸法に対するアスペクト比を考慮する必要がある，評価が保守的となるように，金網の有効面積を設定して評価を実施する。

評価の条件についても，構造強度評価と同様に飛来物のネットの衝突位置を考慮して評価を実施する。

(2) 防護板

「2.5(1)b. 防護板」の評価方針に基づき，飛来物による衝撃荷重に対し，飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために，防護板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを確認する。

防護板の評価フローを図 4-2 に示す。

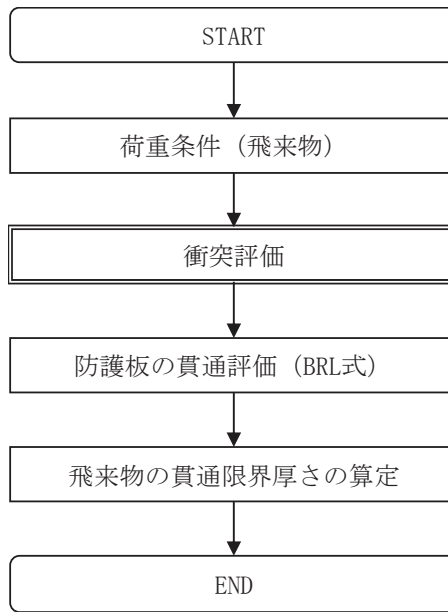


図 4-2 防護板の評価フロー図

## a. 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通させないために、竜巻防護ネットの防護板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には、「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日 原子炉安全専門審査会）」で用いられている BRL 式を用いる。

## (3) 支持部材

「2.5(1)c. 支持部材」の評価方針に基づき、飛来物による衝撃荷重に対し、飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために、支持部材のうちフレーム及び大梁が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。また、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、飛来物を貫通させないために、支持部材が終局状態に至るようなひずみを生じないことを解析により確認する。終局状態に至るようなひずみが確認される場合においては、その範囲を確認し飛来物が貫通するものでないことを確認する。

また、上載するネット及び防護板の自重並びにネット、防護板及び支持部材への飛来物の衝突時の荷重に対し、これらを支持する構造強度を有することの確認として、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、支持部材に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていること並びに支持部材全体に防護対策施設の倒壊に至るような変形が生



じないことを解析により確認する。

さらに，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう，支持部材全体が倒壊を生じないことの確認として，設計竜巻の風圧力による荷重，飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，支持部材及び海水ポンプ室補機ポンプエリア等を接合するアンカーボルトが破断を生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていることを解析により確認する。

支持部材の評価フローを図 4-3 に示す。

支持部材の具体的な計算方法及び結果は，添付書類「VI-3-別添 1-2-1-1 竜巻防護ネットの強度計算書」に示す。

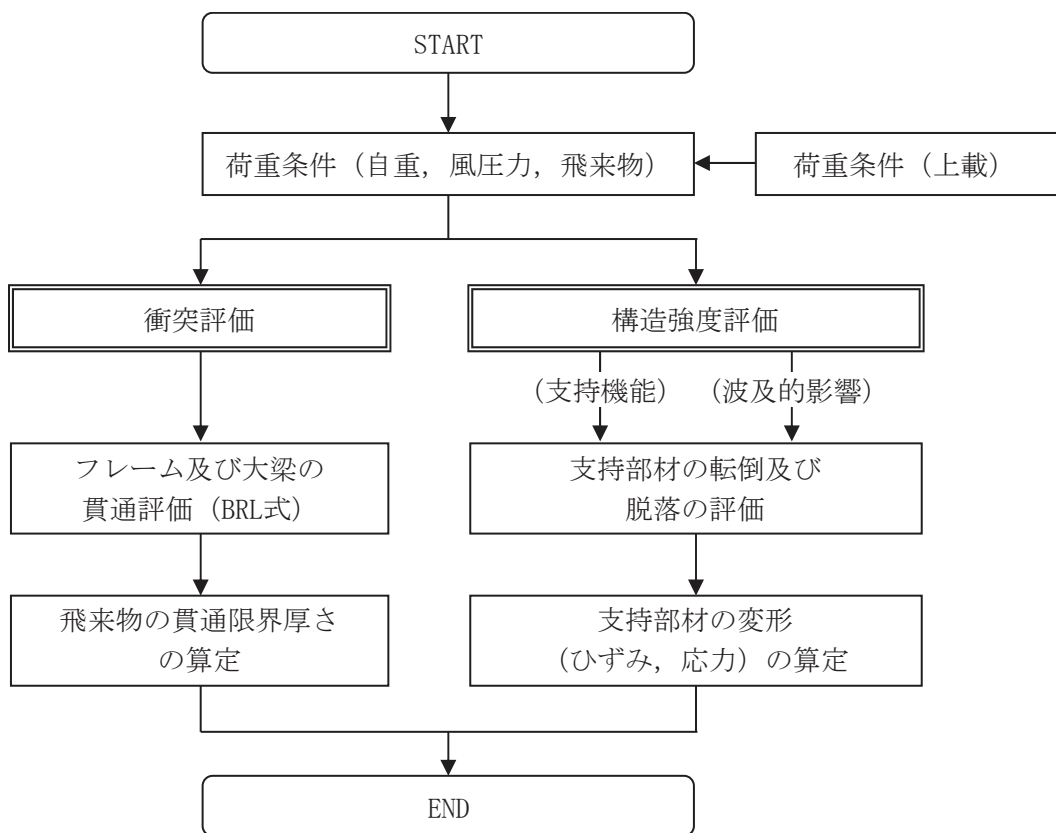


図 4-3 支持部材の評価フロー図

## a. 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通させないために、竜巻防護ネットの支持部材のうちフレーム及び大梁が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には、「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日 原子炉安全専門審査会）」で用いられている BRL 式を用いる。

## b. 構造強度評価

上載するネット及び防護板の自重並びにネット、防護板及び支持部材への飛来物の衝突時の荷重に対し、これらを支持する構造強度を有することの確認並びに外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じないことの確認として、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、支持部材に終局状態に至るようなひずみを生じないこと及び支持部材に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていることを解析により確認する。

評価方法は、3 次元 FEM による衝突解析により実施する。衝突解析に使用する解析コードは「L S - D Y N A」とする。

#### 4.2 竜巻防護鋼板の評価方針

防護鋼板については「2.5(2)a. 防護鋼板」の評価方法に基づき、飛来物による衝撃荷重に対し、飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することを防止するために、防護鋼板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを確認する。また、外事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、設計竜巻の風圧力による荷重、設計飛来物による衝撃荷重及びその他の荷重に対し、防護鋼板が終局状態に至るようなひずみを生じないことを確認する。

架構については「2.5(2)b. 架構」の評価方法に基づき、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、上載する防護鋼板を支持し、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。

竜巻防護鋼板の評価フローを図 4-4 に示す。

竜巻防護鋼板の具体的な計算方法及び結果は、添付書類「VI-3-別添 1-2-1-2 竜巻防護鋼板の強度計算書」に示す。

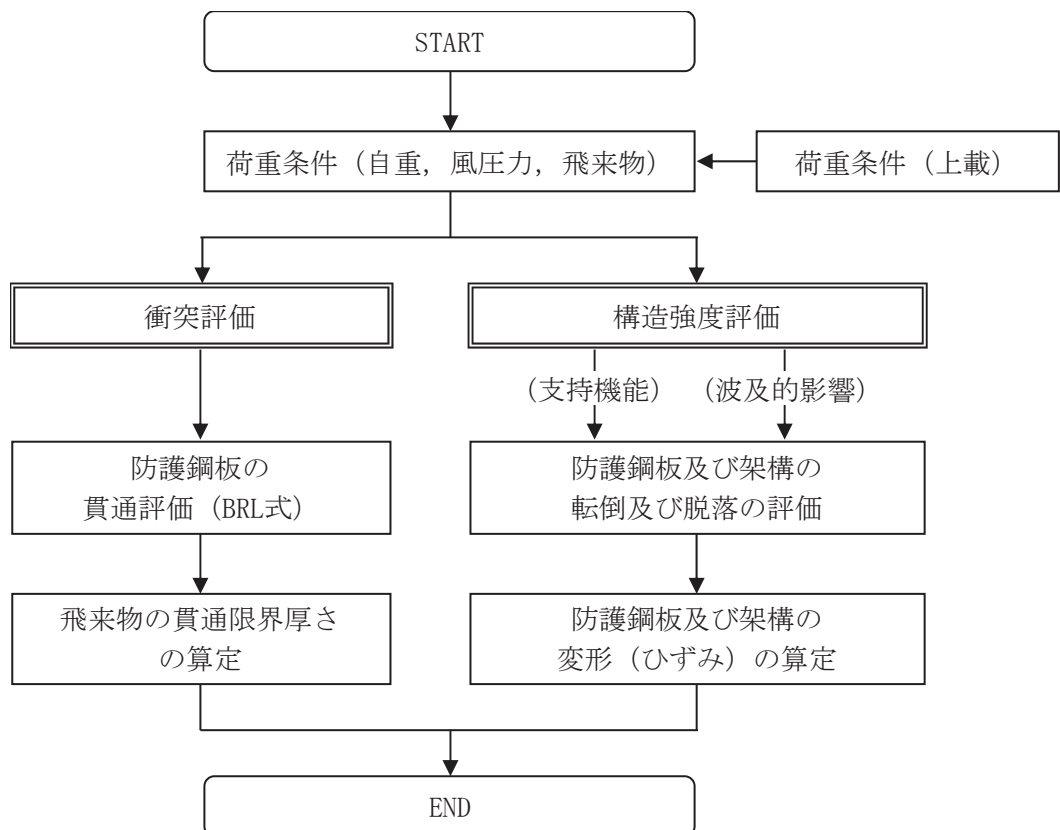


図 4-4 竜巻防護鋼板の評価フロー図

##### (1) 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通さ

せないために、竜巻防護鋼板の防護鋼板が飛来物の貫通を生じさせない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には、「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）」で用いられている BRL 式を用いる。

(2) 構造強度評価

上載する防護鋼板の自重及び防護鋼板への飛来物の衝突時の荷重に対し、これらを支持する機能を維持可能な構造強度を有することの確認並びに、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じないことの確認として、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを計算により確認する。評価方法は、3 次元 FEM による衝突解析により評価する。使用する解析コードは「L S - D Y N A」とする。

## 5. 許容限界

「2.5 評価方針」及び「4. 防護対策施設の構成要素の評価方針」を踏まえ、防護対策施設の構成要素ごとの設計に用いる許容限界を設定する。

### 5.1 竜巻防護ネットの許容限界

#### (1) ネットの許容限界

##### a. 許容限界の設定

##### (a) 構造強度評価

ネットは、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対する評価を行うため、破断せず、荷重が作用するとしてもネットが内包する外部事象防護対象施設に飛来物を衝突させないために、ネットの主要な部材が、破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを許容限界として設定する。

ネットのうち金網、ワイヤロープ及び接続冶具（支持部及び固定部）の許容限界を以下のとおり設定する。

##### イ. 金網

金網の許容限界は、吸収エネルギー評価及び破断評価（引張荷重評価）において設定する。

吸収エネルギー評価は、飛来物により金網に与えられる全エネルギーが金網の限界吸収エネルギー以下であることにより、金網が破断しないことを確認することから、金網の限界吸収エネルギーを許容限界とする。

破断評価は、金網が破断を生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを確認する評価方針としている。金網は、飛来物の衝突に対し、塑性変形することでエネルギーを吸収し、飛来物を捕捉することから、飛来物の衝撃荷重に対し、金網の許容引張荷重を許容限界とする。金網の許容限界を表 5-1 に示す。

表 5-1 金網の許容限界

許容限界	
吸収エネルギー評価の許容限界	破断評価の許容限界
等価剛性の導出過程をふまえた係数及び金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー	金網設置枚数を考慮した金網の許容引張荷重
$E_{max}'$	$F_{max}$

ロ. ワイヤロープ

ワイヤロープの端部にはワイヤグリップを取付ける。一般にワイヤロープの破断荷重の値はメーカーの引張試験によれば J I S 規格値よりも大きいので、ワイヤロープの許容限界は、J I S に規定する破断荷重にワイヤグリップ効率  $C_c$  を乗じた値とする。

ワイヤロープの許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 ワイヤロープの許容限界

規格値	許容限界
$F_3^{*1}$	$C_c^{*2} \cdot F_3^{*1}$

注記 \*1: J I S G 3 5 4 9 の破断荷重

\*2: J I S B 2 8 0 9 及び (社) 日本道路協会「小規模吊橋指針・同解説」

ハ. 接続治具 (支持部)

接続治具 (支持部) の強度評価は、接続治具 (支持部) として、ワイヤロープを支持するターンバックル及びシャックルが、ワイヤロープから受ける引張荷重に対し、破断が生じない十分な強度を有することを確認する評価方針としていることを踏まえ、ターンバックルについては J I S に規定する保証荷重の 1.5 倍を、シャックルについては試験結果に基づくメーカー保証値を許容限界とする。

接続治具 (支持部) の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 接続治具 (支持部) の許容限界

評価部位	許容限界
ターンバックル	$P_4^{*1}$
シャックル	$P_5^{*2}$

注記 \*1: J I S A 5 5 4 0 の保証荷重の 1.5 倍

\*2: 試験結果に基づくメーカー保証値

ニ. 接続治具 (固定部)

接続治具 (固定部) の破断評価は、接続治具 (固定部) である隅角部固定ボルト及び取付けプレートが、破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを確認する評価方針としていることを踏まえ、J E A G

4601を準用し、「その他の支持構造物」の許容限界を適用し、許容応力状態IV<sub>A</sub>Sから算出した許容応力を許容限界とする。設計竜巻による荷重は、金網に作用し、ワイヤロープを介して接続治具に作用するため、評価対象は、接続治具（固定部）である隅角部固定ボルト及び取付けプレートとする。取付けプレートは、プレート本体、プレートとフレーム、プレートとリブ及びフレームとリブの溶接部が存在するが、強度評価上、溶接脚長が短い取付けプレートとリブの溶接部を評価対象部位とする。

接続治具（固定部）の許容限界を表5-4に示す。

表 5-4 接続治具（固定部）の許容限界

許容限界
せん断
$1.5 f_s^*$

注記 \* :  $f_s$  : 許容せん断応力 設計・建設規格 SSB-3120 又は SSB-3130 に規定される値

(b) たわみ評価

ネットは、飛来物衝突時にたわんだとしても、飛来物が外部事象防護対象施設に衝突することがないように、十分な離隔を有していることを確認する評価方針としていることを踏まえ、ネットと外部事象防護対象施設の最小離隔距離  $L_{min}$  を許容限界として設定する。

ネットのたわみ評価の許容限界を表5-5に示す。

表 5-5 ネットのたわみ評価の許容限界

許容限界
ネットと外部事象防護対象施設の最小離隔距離
$L_{min}$

b. 許容限界の設定方法

(a) 記号の定義

ネットのうち、金網の強度評価における許容値の算出に用いる記号を表 5-6 に示す。

表 5-6 金網の強度評価における許容値の算出に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
a	mm	金網 1 目合いの対角寸法
$a_s$	mm	金網 1 目合いの破断変位
b	mm	飛来物の端面の長辺方向寸法
c	mm	飛来物の端面の短辺方向寸法
$E_i$	kJ	i 番目の列における金網の吸収可能なエネルギー
$E_{max}$	kJ	金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー
$E_{max}'$	kJ	等価剛性の導出過程をふまえた係数及び金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー
$F_i$	kN	飛来物衝突時の i 番目の列における作用力
$F_{max}$	kN	金網設置枚数を考慮した金網の許容引張荷重
$F_{50}$	kN	50 mm 目合い金網の 1 交点当たりの許容引張荷重
$F_{40}$	kN	40 mm 目合い金網の 1 交点当たりの許容引張荷重
K	kN/m	金網 1 目合いの等価剛性
$K_x'$	kN/m	金網 1 目合いの展開方向の 1 列の等価剛性
$K_x$	kN/m	金網設置枚数を考慮した金網 1 目合いの展開方向の 1 列の等価剛性
$L_x$	m	金網展開方向寸法
$L_y$	m	金網展開直角方向寸法
n	—	主金網の設置枚数
$N_i$	—	i 列目の金網展開直角方向目合い数
$N_x$	—	金網展開方向目合い数
$N_y$	—	金網展開直角方向目合い数
$P_i$	kN	飛来物衝突時に金網に発生する i 番目の列における張力
$X_i$	m	i 列目の金網の伸び
$\delta_i$	m	飛来物衝突時の i 番目の列における金網のたわみ量
$\delta_{max}$	m	金網の最大たわみ量



表 5-6 金網の強度評価における許容値の算出に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\theta_i$	deg	i 番目の列における金網たわみ角
$\theta_{max}$	deg	金網の最大可能なたわみ角

(b) 吸収エネルギー評価

吸収エネルギー評価においては、計算により算出する金網の限界吸収エネルギーが金網に作用するエネルギー以上であることにより、金網が破断しないことを確認する。金網 1 目合いの要素試験の結果から得られる目合い方向の限界伸び量により金網の最大変形角が定まり、金網最大変形角におけるエネルギー吸収量が金網の有する最大吸収エネルギー  $E_{max}$  となる。この値に電中研報告書の引張試験結果を踏まえた係数を考慮した値を吸収エネルギー評価の許容限界とする。

限界吸収エネルギーは、複数枚を重ね合わせた金網を一体として扱ったモデルにて算出する。また、金網の変形及び吸収エネルギーの分布を考慮したオフセット衝突位置での吸収エネルギー評価の結果、電中研報告書を参照して、金網最大たわみ時の金網の全長は飛来物の金網への衝突位置によらず金網最大たわみ時展開方向の長さで一定であり、金網に発生する張力も一定となることから、飛来物の金網への衝突位置によらず金網から飛来物への反力も同等となり、オフセット位置への飛来物の衝突時の吸収エネルギーは中央衝突時と同等となる。したがって、吸収エネルギー評価では中央衝突の場合にて評価を行う。

限界吸収エネルギーは、金網 1 目合いの展開方向の 1 列の等価剛性、展開方向寸法及びたわみ量から、以下のとおり算出される。吸収エネルギー評価における金網のモデル図を図 5-1 に示す。

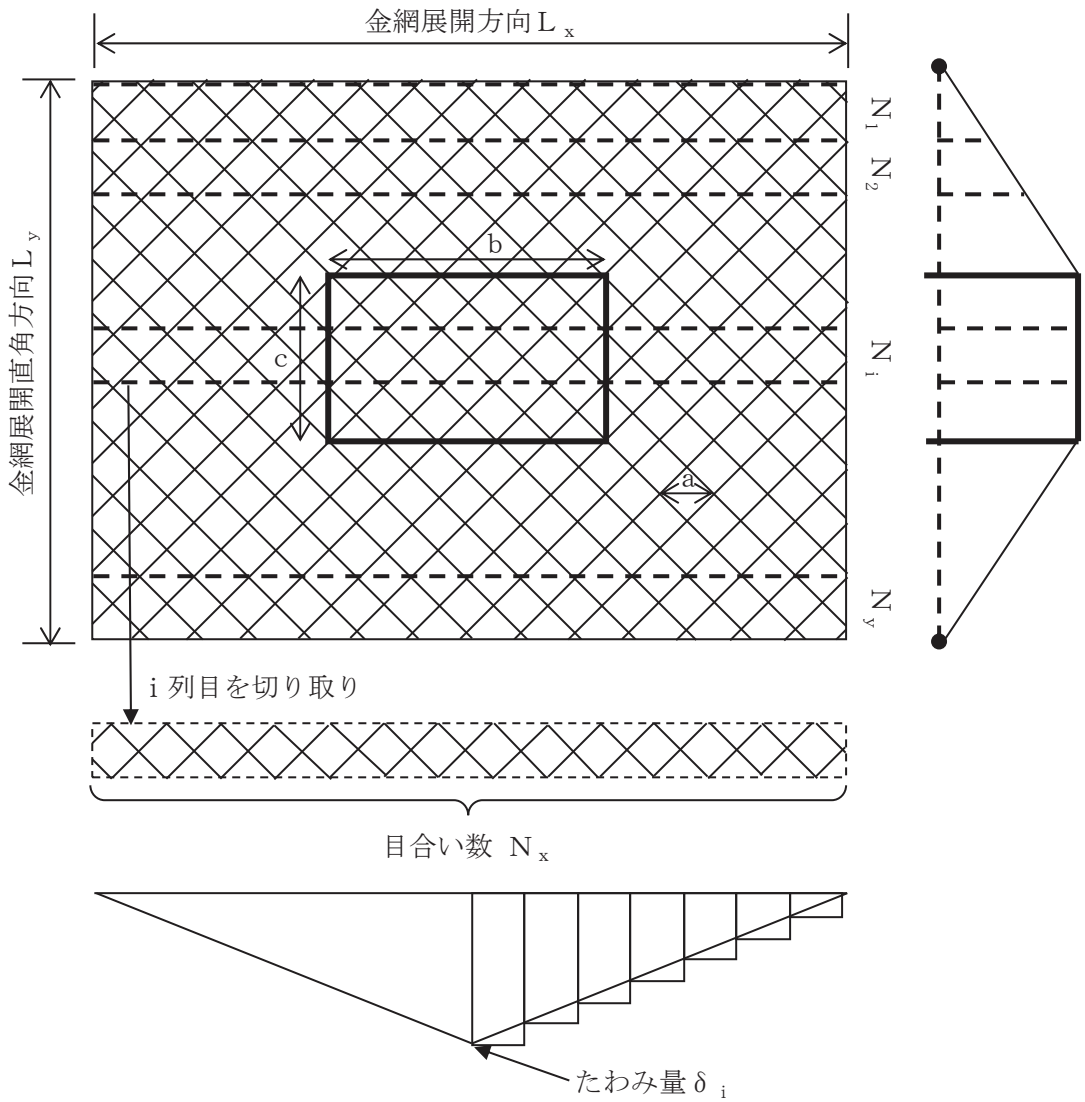


図 5-1 吸収エネルギー評価における金網のモデル図

図 5-1 に示すとおり金網の展開方向に 1 目合いごとに [ ] で囲った形に帯状に分割し、 $N_1$  から  $N_y$  までの各列が分担するエネルギーを各列のたわみ量から算定し、それらを積算することにより金網が吸収するエネルギーを算出し、金網が吸収可能な限界吸収エネルギーを算出する。

ただし、中央部の最大たわみ量が発生する列数は、飛来物の寸法及び金網目合いの対角寸法から算出される金網展開直角方向目合い列数を考慮して設定する。飛来物の端部寸法 ( $b \times c$ ) 及び金網目合いの対角寸法  $a$  を考慮し、最大たわみが発生する場合の金網展開直角方向目合い列数を以下のとおり算出する。金網の吸収エネルギーが小さくなるよう、目合い列数の算出に用いる飛来物の寸法として軸方向断面の小さい方の寸法  $c$  を適用し、最大たわみが生じる目合い列数を少なくすることにより、限界吸収エネルギー量が小さくなるように評価する。

$$\text{金網展開直角方向目合い列数} = \frac{c}{a}$$

評価モデルとしては、展開方向に 1 目合いごとに帯状に分割するモデルとしており、限界吸収エネルギー量が小さく算出されるよう、三角形モデルとして評価を実施する。

吸収エネルギー評価の許容限界の算定フローを図 5-2 に示す。

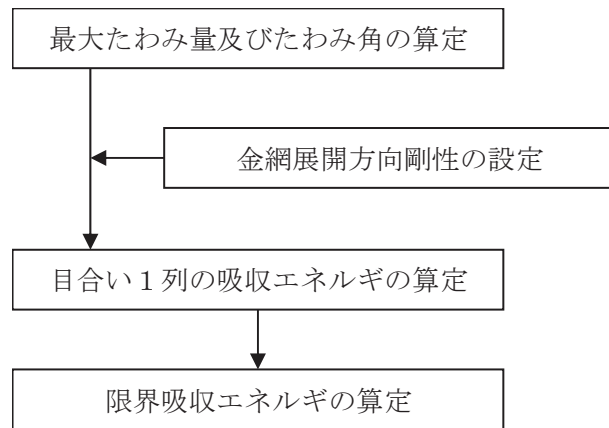
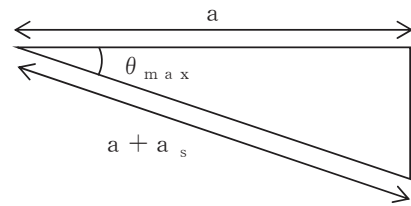


図 5-2 吸収エネルギー評価の許容限界の算定フロー

金網 1 目合いの最大伸び量は、電中研報告書の金網目合いの引張試験から求められ、そこから算出する最大たわみ角から、飛来物が衝突した際の列の最大たわみ量  $\delta_{max}$  は次式により算定される。

$$\delta_{max} = \frac{L_x}{2} \cdot \tan \theta_{max}$$

$$\theta_{max} = \cos^{-1} \left( \frac{a}{a + a_s} \right)$$



金網を構成する金網の展開方向の目合い数  $N_x$  は、金網展開方向寸法  $L_x$  及び金網 1 目合いの対角寸法  $a$  から求める。展開直角方向の目合い数  $N_y$  は、金網展開直角方向寸法  $L_y$  及び金網 1 目合いの対角寸法  $a$  から求める。金網を構成する 1 目合いはそれぞれ  $K$  の等価剛性を持っているため、1 目合い当たりバネ定数  $K$  を持つバネを  $N_x$  個直列に接続したものと考えることができる。そのため、1 列当たりの剛性  $K_x'$  は、

$$N_x = \frac{1000 \cdot L_x}{a}$$

$$N_y = \frac{1000 \cdot L_y}{a}$$

$$\text{金網展開方向剛性 } K_x' = \frac{K}{N_x}$$

となる。ただし、 $N_x$ 、 $N_y$ の算出において限界吸収エネルギーの値が小さくなるように $N_x$ は保守的に切り上げ、 $N_y$ は保守的に切り捨てた値を用いる。また、金網設置枚数を考慮した金網展開方向剛性 $K_x$ は、次式により算出される。電中研報告書によると、40 mm 目合いの補助金網は、飛来物落下試験において主金網 0.5 枚相当の吸収エネルギー能力を有していることが確認されていることから、補助金網については、主金網 0.5 枚として考慮する。

$$K_x = K_x' (n + 0.5)$$

飛来物が衝突しなかった列のたわみ量 $\delta_i$ は、最大たわみ量 $\delta_{max}$ から定着部のたわみ量 0 までの間を、非接触の列の数の分だけ段階的に減少していくと考える。金網の最大たわみ量と最大たわみ角を図 5-3 に示す。

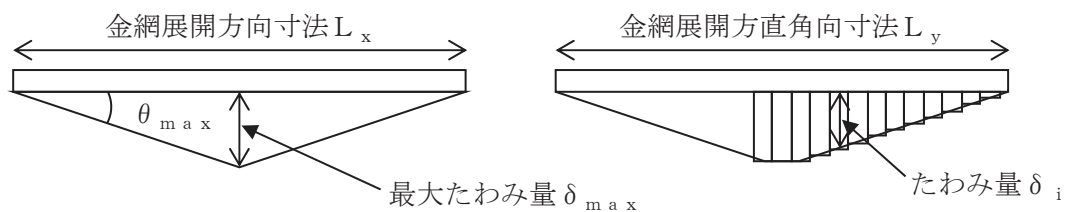


図 5-3 金網の最大たわみ量と最大たわみ角

金網に飛来物が衝突した際の金網にかかる張力を、金網の剛性及び金網の伸び量から算出する。金網に作用する力のつり合いを図 5-4 に示す。

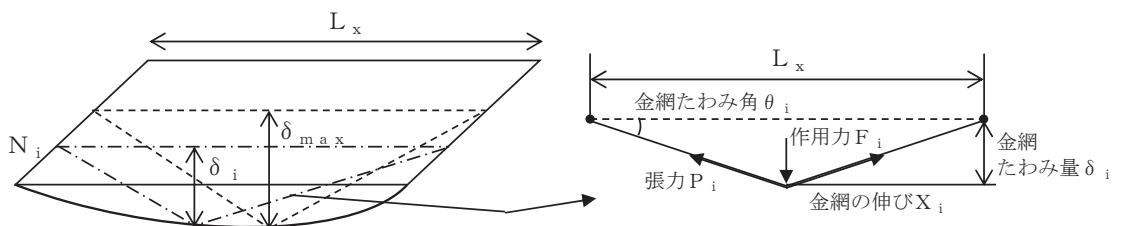


図 5-4 金網に作用する力のつり合い

$i$  番目の列における金網の張力 $P_i$ は、飛来物の衝突位置の左右を分割して考えると、伸び量は $X_i/2$ 、剛性は $2K_x$ となることから、

$$P_i = 2 \cdot K_x \cdot \left( \frac{X_i}{2} \right)$$

$$= K_x \cdot X_i$$

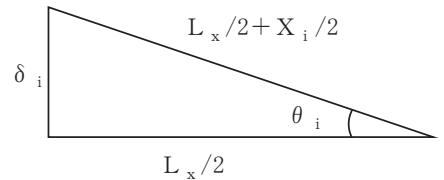
となる。また、作用力  $F_i$  は変位量とたわみ量の関係から、

$$F_i = 2 \cdot P_i \cdot \sin \theta_i$$

$$= 2 \cdot K_x \cdot X_i \cdot \sin \theta_i$$

$$= 2 \cdot K_x \cdot L_x \cdot (\tan \theta_i - \sin \theta_i)$$

$$= 4 \cdot K_x \cdot \delta_i \cdot \left( 1 - \frac{L_x}{\sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2}} \right) \dots \dots \dots (5.1)$$



金網に飛来物が衝突した際の金網にかかる作用力  $F_i$  を積分することにより  $i$  番目の列における吸収エネルギー  $E_i$  を次式に示す。

$$E_i = \int_0^{\delta_i} F_i \cdot d\delta$$

$$= \int_0^{\delta_i} 4 \cdot K_x \cdot \delta_i \cdot \left( 1 - \frac{L_x}{\sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2}} \right) \cdot d\delta$$

$$= 2 \cdot K_x \cdot \delta_i^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left( \sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2} - L_x \right) \dots \dots \dots (5.2)$$

以上から、金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー  $E_{max}$  は、各列の吸収エネルギー  $E_i$  を第 1 列から第  $N_y$  列まで積算することにより求められる。

$$E_{max} = \sum_{i=1}^{N_y} E_i$$

$$= \sum_{i=1}^{N_y} \left\{ 2 \cdot K_x \cdot \delta_i^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left( \sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2} - L_x \right) \right\} \dots \dots (5.3)$$

また、等価剛性の算出方法の影響から定められる係数を考慮した  $n$  枚の金網及び補助金網 1 枚から算出される限界吸収エネルギーを  $E_{max}'$  とする。係数としては、電中研報告書の引張試験結果より  $1/1.056$  と定める。

$$E_{max}' = \frac{1}{1.056} \cdot E_{max} \dots \dots (5.4)$$

(c) 破断評価

金網の破断評価においては、計算により算出する金網の許容引張荷重が飛来物の衝撃荷重以上であることにより、金網が破断しないことを確認する。

50 mm 目合いの金網に飛来物（鋼製材）が衝突した評価モデルを図 5-5 に示す。

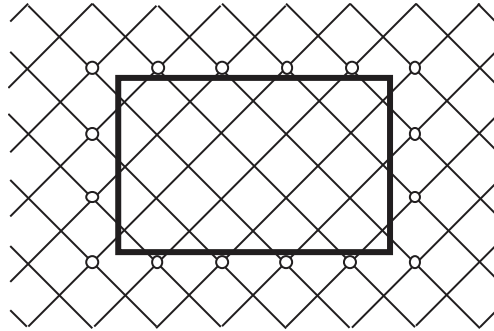


図 5-5 50 mm 目合いの金網に飛来物が衝突した評価モデル

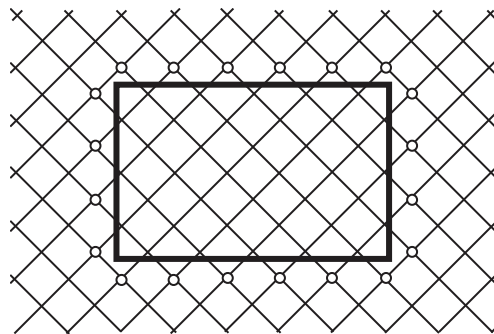


図 5-6 40 mm 目合いの金網に飛来物が衝突した評価モデル

金網の許容引張荷重は金網の 1 交点当たりの許容引張荷重から定まり、飛来物衝突時の周辺交点数から算出される許容引張荷重を許容限界とする。

図 5-5 及び図 5-6 に示すように、50 mm 目合いの金網は飛来物（鋼製材）が衝突した際は 16 交点が、40 mm 目合いの金網は飛来物（鋼製材）が衝突した際は 20 交点がそれぞれ接触するため、許容引張荷重  $F_{max}$  は以下のとおり算出される。

$$F_{max} = F_{50} \cdot 16 \cdot n + F_{40} \cdot 20$$

(2) 防護板の許容限界

a. 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通させないために、竜巻防護ネットの防護板が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、防護

板の最小部材厚さを許容限界として設定する。

(3) 支持部材の許容限界

a. 許容限界の設定

(a) 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通させないために、竜巻防護ネットの支持部材のうちフレーム及び大梁が飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、フレーム及び大梁の最小部材厚さを許容限界として設定する。

(b) 構造強度評価

上載するネット及び防護板の自重並びにネット、防護板及び支持部材への飛来物の衝突時の荷重に対し、これらを支持する構造強度を有することの確認並びに外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じないことの確認として、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、支持部材に終局状態に至るようなひずみを生じないこと及び支持部材に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度が確保されていることを解析により確認する評価方針としていることを踏まえ、以下のとおり許容限界を設定する。

フレーム及び大梁については、破断ひずみを許容限界として設定する。破断ひずみは、J I S に規定されている伸びの下限値を基に設定するが、「Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Design (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8)」(以下「NEI07-13」という。)において、TF(多軸性係数)を $\square$ とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕として $TF = \square$ を考慮して設定する。破断ひずみを超えるようなひずみが確認される場合においては、その範囲を確認し飛来物が貫通するものでないことを確認する。ゴム支承(構成部材のうち鋼製部品)、可動支承及びアンカーボルトについては、J E A G 4 6 0 1 等に準じて許容応力状態 $IV_A S$ の許容応力を許容限界として設定する。また、ゴム支承のゴム部分については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編(H14.3)に基づく道路橋支承便覧の評価基準値を許容限界として設定する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 許容限界の設定方法

(a) 記号の定義

支持部材の強度評価における許容値の算出に用いる記号を表 5-7 に示す。

表 5-7 支持部材の強度評価における許容値の算出に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_{cra}$	MPa	許容圧縮応力
$G_e$	N/mm <sup>2</sup>	ゴムのせん断弾性係数
$S_1$	-	一次形状係数
$S_2$	-	二次形状係数
$f_{cr}$	-	荷重の大きさ及び発生頻度を考慮した係数
$f_t$	MPa	許容引張応力
$F$	MPa	設計・建設規格 SSB-3121.1 により規定される鋼材の基準強度
$f_{to}$	MPa	ボルトの許容引張応力
$f_s$	MPa	ボルトの許容せん断応力
$f_{ts}$	MPa	せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力
$\tau$	MPa	ボルトに作用するせん断応力

(b) 各部の応力評価

イ. ゴム支承の評価

(イ) 圧縮応力の許容値

座屈を考慮した圧縮応力の許容値は次式より求める。

$$\sigma_{cra} = \frac{G_e \cdot S_1 \cdot S_2}{f_{cr}}$$

ロ. 内部鋼板の評価

(イ) 許容引張応力

次の計算式により算出した値とする。

$$f_t = 1.5 \cdot \frac{F}{2}$$

ハ. ボルトの評価

(イ) 許容引張応力

次の計算式により算出した値とする。

$$f_{to} = 1.5 \cdot \frac{F}{2}$$



(ロ) 許容せん断応力

次の計算式により算出した値とする。

$$f_s = 1.5 \cdot \frac{F}{1.5\sqrt{3}}$$

(ハ) 引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力  $f_{ts}$  は、  
次のいずれか小さい方の値とする。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \tau$$

$$f_{ts} = f_{to}$$

## 5.2 竜巻防護鋼板の許容限界

### (1) 衝突評価

飛来物による衝撃荷重に対し、防護対策施設を構成する部材が飛来物を貫通させないために、竜巻防護鋼板の防護鋼板が飛来物の貫通を生じさせない最小厚さ以上であることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、防護鋼板の最小部材厚さを許容限界として設定する。

### (2) 構造強度評価

上載する防護鋼板の自重及び防護鋼板への飛来物の衝突時の荷重に対し、これらを支持する機能を維持可能な構造強度を有することの確認並びに、外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないよう、防護鋼板及び架構自体の転倒及び脱落を生じないことの確認として、設計竜巻の風圧力による荷重、飛来物による衝撃荷重及びその他考慮すべき荷重に対し、終局状態に至るようなひずみが生じないことを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、鋼材の破断ひずみを許容限界として設定する。鋼材の破断ひずみは、J I Sに規定されている伸びの下限値を基に設定するが、NEI07-13において、TF（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕として  $TF = \square$  を考慮して設定する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 6. 強度評価方法

評価手法は、以下に示す解析法により、適用性に留意の上、規格及び基準類や既往の文献において適用が妥当とされる手法に基づき実施することを基本とする。

- ・定式化された評価式を用いた解析法
- ・FEM等を用いた解析法

### 6.1 竜巻防護ネットの強度評価

#### (1) ネットの強度評価

##### a. 評価方針

- (a) 金網の限界吸収エネルギーの算出においては、金網の展開直角方向に1目合い毎に帯状に分割し、各列が分担するエネルギーを各列のたわみ量から算定し、それらを積算することにより金網の吸収するエネルギーを算出する。
- (b) 金網の限界吸収エネルギーの算出においては、金網を構成する1目合いはそれぞれKの等価剛性を持っているため、1列当たりバネ定数Kを持つバネを $N_x$ 個直列に接続したものと考える。
- (c) 自重及び風圧力による金網に作用する荷重は、金網全体に等分布荷重として作用するものであり、金網展開直角方向に対しては荷重が均一となるよう作用させる。
- (d) 一方、金網展開方向に対しては、設計モデル上均一に荷重を作用させることが困難であるため、保守的にエネルギー量が大きくなるよう、自重及び風圧力により金網に作用する荷重 $F_w$ が全て金網展開方向 $L_x$ の中央に作用したとして、金網にかかる作用力の式を用いて1列当たりの自重及び風圧力による荷重により金網が受けるエネルギーを算出し、列数倍することで金網全体が自重及び風圧力による荷重により受けるエネルギーを算出する。

##### b. 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表6-1に示す。

表 6-1 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位		評価内容
金網		<ul style="list-style-type: none"> <li>・限界吸収エネルギー</li> <li>・破断</li> <li>・たわみ</li> </ul>
ワイヤロープ		<ul style="list-style-type: none"> <li>・破断</li> <li>・たわみ*</li> </ul>
接続治具 (支持部)	ターンバックル	・破断
	シャックル	・破断
接続治具 (固定部)	隅角部固定ボルト	・破断
	取付けプレート溶接部	・破断

注記 \* : ネット全体のたわみ評価に用いる。

c. 強度計算

(a) 記号の定義

ネットの強度評価に用いる記号を表 6-2 に示す。

表 6-2 ネットの強度評価に用いる記号(1/3)

記号	単位	定義
$a_w$	mm	取付けプレート溶接部ののど厚
$A_b$	mm <sup>2</sup>	隅角部固定ボルトの断面積
$E_f$	kJ	飛来物衝突時に金網に作用するエネルギー
$E_i$	kJ	i 番目の列における金網の吸収可能エネルギー
$E_{max}$	kJ	金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー
$E_{max}'$	kJ	等価剛性の導出過程をふまえた係数及び金網設置枚数を考慮した限界吸収エネルギー
$E_t$	kJ	金網設置枚数を考慮した金網に作用する全エネルギー
$E_w$	kJ	自重及び風圧力により金網に作用するエネルギー
$F_a$	kN	飛来物衝突時に金網が受ける最大衝撃荷重
$F_a'$	kN	飛来物衝突時に金網が受けるオフセット衝突を加味した最大衝撃荷重
$F_i$	kN	飛来物衝突時の i 番目の列における作用力

表 6-2 ネットの強度評価に用いる記号(2/3)

記号	単位	定義
$F_p$	kN	飛来物が金網に衝突する際ワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重
$F_{p1}$	kN	飛来物が金網に衝突する際に1本目のワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重
$F_{p2}$	kN	飛来物が金網に衝突する際に2本目のワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重
$F_x$	kN	飛来物が金網に衝突する際ワイヤロープから隅角部へ作用するX方向の合成荷重
$F_y$	kN	飛来物が金網に衝突する際ワイヤロープから隅角部へ作用するY方向の合成荷重
$F_w$	kN	自重及び風圧力により金網に作用する荷重
$K_x$	kN/m	金網設置枚数を考慮した金網1目合いの展開方向の1列の等価剛性
$L$	mm	取付けプレートの面取り長さ
$L_b$	mm	変形前のワイヤロープ長さ
$L_{pw}$	mm	取付けプレートの溶接部の有効長さ
$L_{p1}$	mm	取付けプレート長さ（縦方向）
$L_{p2}$	mm	取付けプレート長さ（横方向）
$L_s$	mm	直線区間のワイヤロープの変形後の長さの合計
$L_x$	m	金網展開方向寸法（吸収エネルギー、破断及びたわみ設計が安全側となるよう考慮する。）
$L_y$	m	金網展開直角方向寸法（吸収エネルギー、破断及びたわみ設計が安全側となるよう考慮する。）
$L_y'$	m	飛来物衝突の影響範囲
$L_z$	m	ワイヤロープの全長
$m$	kg	飛来物の質量
$n$	—	主金網の設置枚数
$n_2$	—	隅角部固定ボルト本数
$N_y$	—	金網展開直角方向目合い数
$P_w$	kN	金網の自重により作用する荷重
$S$	mm	変形後のワイヤロープの長さ
$S_w$	mm	取付けプレート溶接部のすみ肉厚さ
$S_x$	mm	金網展開方向と平行に配置したワイヤロープの変形後の長さ

表 6-2 ネットの強度評価に用いる記号(3/3)

記号	単位	定義
$S_y$	mm	金網展開方向と直交するワイヤロープの変形後の長さ
$V$	m/s	飛来物の飛来速度
$T'$	kN	飛来物の金網への衝突により金網に発生する張力
$T_1'$	kN	飛来物の金網への衝突によりワイヤロープに発生する張力
$T_1''$	kN	補助金網を支持しているワイヤロープに発生する張力
$T_x$	kN	飛来物の金網への衝突により展開方向のワイヤロープから発生する X 方向の荷重
$T_x'$	kN	飛来物の金網への衝突により展開直角方向のワイヤロープから発生する X 方向の荷重
$T_y$	kN	飛来物の金網への衝突により展開方向のワイヤロープから発生する Y 方向の荷重
$T_y'$	kN	飛来物の金網への衝突により展開直角方向のワイヤロープから発生する Y 方向の荷重
$W_w$	kN	風圧力による荷重
$\varepsilon$	—	ワイヤロープのひずみ量
$\delta$	m	飛来物衝突時の金網の最大たわみ量
$\delta'$	m	変形によるワイヤロープ伸び量
$\delta_a$	m	自重及び風圧力による荷重によるたわみ量
$\delta_i$	m	飛来物衝突時の i 番目の列における金網のたわみ量
$\delta_L$	m	直線区間のワイヤロープのたわみ量
$\delta_t$	m	金網とワイヤロープの合計たわみ量
$\delta_w$	m	ワイヤロープのたわみ量
$\delta_{wx}$	m	金網展開方向に平行に配置したワイヤロープの変形後のたわみ量
$\delta_{wy}$	m	金網展開方向に直交に配置したワイヤロープの変形後のたわみ量
$\theta$	deg	飛来物衝突時の金網のたわみ角
$\theta_{w1}$	deg	金網展開方向にワイヤロープのたわみ角
$\theta_{w2}$	deg	金網展開直角方向にワイヤロープのたわみ角
$\theta_x$	deg	飛来物衝突時の金網展開方向に平行の金網たわみ角
$\theta_y$	deg	飛来物衝突時の金網展開直角方向に平行の金網たわみ角
$\tau_s$	MPa	隅角部固定ボルトに発生するせん断応力
$\tau_w$	MPa	取付けプレート溶接部に発生するせん断応力

## (b) 吸収エネルギー評価

吸収エネルギー評価においては、電中研評価式を参照して、金網が異方性材料であることを考慮した吸収エネルギー算出のモデル化を行い、自重、風圧力による荷重及び飛来物による衝突荷重によるエネルギーを算出する。

評価においては、複数枚の重ね合わせた金網を一体として考えたモデルにて評価を実施する。

(5.3) 式及び (5.4) 式より、 $E_{max}$  及び  $E_{max}'$  は以下のとおりである。

$$E_{max} = \sum_{i=1}^{N_y} \left\{ 2 \cdot K_x \cdot \delta_i^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left( \sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2} - L_x \right) \right\}$$

$$E_{max}' = \frac{1}{1.056} \cdot E_{max}$$

自重及び風圧力による荷重により金網に作用する荷重は、金網全体に等分布荷重として作用するものであるため、実現象に合わせ金網展開直角方向に対しては荷重が等分布となるよう作用させる。一方、金網展開方向に対しては、評価モデル上の制約により均一に荷重を作用させることが困難であるため、金網に作用するエネルギー量が保守的に大きくなるよう、 $F_w$  がすべて金網展開方向  $L_x$  の中央に作用したとして、金網にかかる作用力の式を用いて 1 列当たりの自重及び風圧力による荷重により金網が受けるエネルギーを算出し、列数倍することで金網全体が自重及び風圧力による荷重により受けるエネルギーを算出する。

評価条件である  $K_x$  及び  $L_x$  並びに自重及び風圧力による荷重から算出する  $F_w$  を (5.1) 式の  $F_i$  に代入して数値計算を実施することにより、自重及び風圧力による荷重によるたわみ量  $\delta_a$  が算出される。

$$F_w = N_y \cdot 4 \cdot K_x \cdot \delta_a \cdot \left( 1 - \frac{L_x}{\sqrt{4 \cdot \delta_a^2 + L_x^2}} \right)$$

ただし、

$$F_w = P_w + W_w$$

上式にて算出した  $\delta_a$  を (5.3) 式において、展開方向の 1 列当たりの自重及び風圧力による荷重により金網が受けるエネルギーを列数倍する以下の式に代入することにより、自重及び風圧力による荷重により金網が受けるエネルギー  $E_w$  が算出される。

$$E_w = N_y \cdot \left\{ 2 \cdot K_x \cdot \delta_a^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left( \sqrt{4 \cdot \delta_a^2 + L_x^2} - L_x \right) \right\}$$

飛来物の衝突により金網に作用するエネルギー  $E_f$  としては、衝突時の飛来物の運動エネルギーとして、以下より求められる。

$$E_f = \frac{1}{2} \cdot m \cdot V^2$$

飛来物の飛来速度は、金網の設置方向により、水平設置の場合は鉛直の飛来速度、鉛直設置の場合は水平の飛来速度にて算出する。斜め方向から衝突した場合の飛来速度の水平方向速度成分及び鉛直方向速度成分は、評価に用いる水平最大飛来速度及び鉛直最大飛来速度を下回る。また、飛来物が金網の設置方向に対して斜め方向から衝突する場合は、飛来物が衝突後に回転し、金網と飛来物の衝突面積が大きくなるため、金網に局部的に作用する荷重は小さくなる。したがって、飛来物の衝突方向は、金網に局部的に作用する荷重が大きくなるように金網に対して垂直に入射するものとし、その飛来速度は金網の設置方向に応じ、水平設置の場合は鉛直最大飛来速度、鉛直設置の場合は、水平最大飛来速度を用いる。

以上から、金網設置枚数を考慮した金網に作用する全エネルギー  $E_t$  が以下のとおり算出される。

$$E_t = E_f + E_w \dots\dots\dots (6.1)$$



## (c) 破断評価

## イ. 金網の引張荷重評価

ネットに飛来物が衝突した際に生じる衝撃荷重の最大値  $F_a$  は、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」にて算出した (2.8) 式のたわみ量と飛来物による衝撃荷重の関係式を用いて算出する。

飛来物の衝突による荷重に加え、自重及び風圧力による荷重を考慮するため、 $E_f$  を  $E_t$  と置き換えて、(2.8) 式より、

$$F_a = \frac{8 \cdot E_t}{3 \cdot \delta}$$

となる。

$E_t$  としては、(6.1) 式により飛来物による運動エネルギー  $E_f$  並びに自重及び風圧力による荷重により金網が受けるエネルギー  $E_w$  から算出した金網に作用する全エネルギー量を代入する。 $\delta$  としては、たわみ評価で算出する飛来物が衝突する場合の金網の最大たわみ量を代入し、 $F_a$  を算出する。

ここで、オフセット衝突による衝撃荷重の増加分による係数 1.22 を考慮し、衝撃荷重の最大値  $F_a'$  は、

$$F_a' = 1.22 \cdot F_a$$

にて算出される。

## ロ. ワイヤロープの破断評価

破断評価における衝撃荷重と、金網とワイヤロープの接続構造からワイヤロープに作用する荷重を導出する。

ワイヤロープの設計において、ワイヤロープに発生する荷重として以下を考慮する。

- ① 金網の自重により作用する荷重
- ② 風圧力により金網に作用する荷重
- ③ 飛来物の衝突により金網に作用する衝撃荷重

ネットは、電中研報告書と同様に 2 本のワイヤロープを L 字に設置し、さらにワイヤロープが緩衝材により拘束されない構造としており、衝突試験における実測値が包絡されることを確認している評価式を用いて評価を実施する。

自重、風圧力による荷重及び飛来物による衝撃荷重により金網に作用する衝撃荷重の最大値  $F_a'$  が集中荷重として作用するとしてモデル化すると、飛来物が衝突する場合の設置枚数を考慮した金網に発生する張力の合計である張力  $T'$  は、図 6-1 に示す金網に発生する力のつりあいより以下のとおり算出され、各辺のワイヤロープが結合されていることから張力が一定となるため、ワイヤロープ 1 本が負担する張力は  $T' / 2$  と設定する。

$$T' = \frac{F_a'}{2 \cdot \sin \theta}$$

ただし、 $\theta$  は以下の式で求められる。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2 \cdot \delta}{L_x}$$

金網に発生する力のつりあいを図 6-1 に示す。

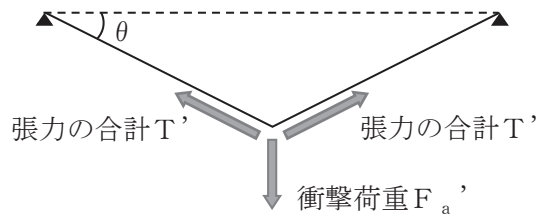


図 6-1 金網に発生する力のつりあい

主金網を  $n$  枚重ねて設置する場合、1 枚の金網のワイヤロープ 1 本に発生する張力の最大値  $T_1'$  は、

$$T_1' = \frac{T'}{2} \cdot \frac{1}{n} = \frac{F_a'}{4 \cdot n \cdot \sin \theta}$$

と算出される。

さらに、ワイヤロープが支持する金網の枚数を考慮する。上段のワイヤロープには補助金網が設置されており、2 枚の金網を支持しているため、下段のワイヤロープより大きな荷重が作用することとなるため、補助金網設置に伴う荷重の分担を考慮する。

電中研報告書によると、補助金網を設置している上段のワイヤロープには、補助金網を設置していないワイヤロープに比べ、1.5 倍の張力が発生していることが確認されている。このことから、上段のワイヤロープは、下段のワイヤロープに比べ、補助金網の影響により 1.5 倍の張力が発生しているものとし、その影響を考慮する。補助金網を支持しているワイヤロープに発生する張力の最大値  $T_1''$  は、

$$T_1'' = \frac{T'}{2} \cdot \left( \frac{1.5}{1.5+1} \right) = \frac{F_a'}{4 \cdot \sin \theta} \cdot \left( \frac{1.5}{1.5+1} \right)$$

金網に対して飛来物がオフセット衝突した場合においても、各ワイヤロープに対して均等に張力が発生することが衝突試験により確認されており、算出結果は飛来物の衝突位置によらず適用可能である。

ハ. 接続治具（支持部）の破断評価

(イ) ターンバックル

ターンバックルは、ワイヤロープの引張荷重が作用する場合においても、許容値を満足することを確認することから、引張荷重の最大値として、ワイヤロープに発生する張力 $T_1$ ”により評価を実施する。

(ロ) シャックル

シャックルは、ワイヤロープの引張荷重が作用する場合においても、許容値を満足することを確認することから、引張荷重の最大値として、ワイヤロープに発生する張力 $T_1$ ”により評価を実施する。

ニ. 接続治具（固定部）の破断評価

(イ) 隅角部固定ボルト

ワイヤロープは、設置する金網枚数に応じて設置するため、隅角部固定ボルトにかかる応力は、金網枚数ごとに評価する。

ここで、ワイヤロープはたわみにより鋼管に対して $\theta_{w1}$ 、 $\theta_{w2}$ のたわみ角を有することから、隅角部へ作用する荷重にはこのたわみ角を考慮する。鉛直方向成分は、水平方向成分のように溶接部に対する有意な荷重ではないことから、面内荷重で評価する。

金網のたわみとワイヤロープのたわみ角の関係を図 6-2 に示す。

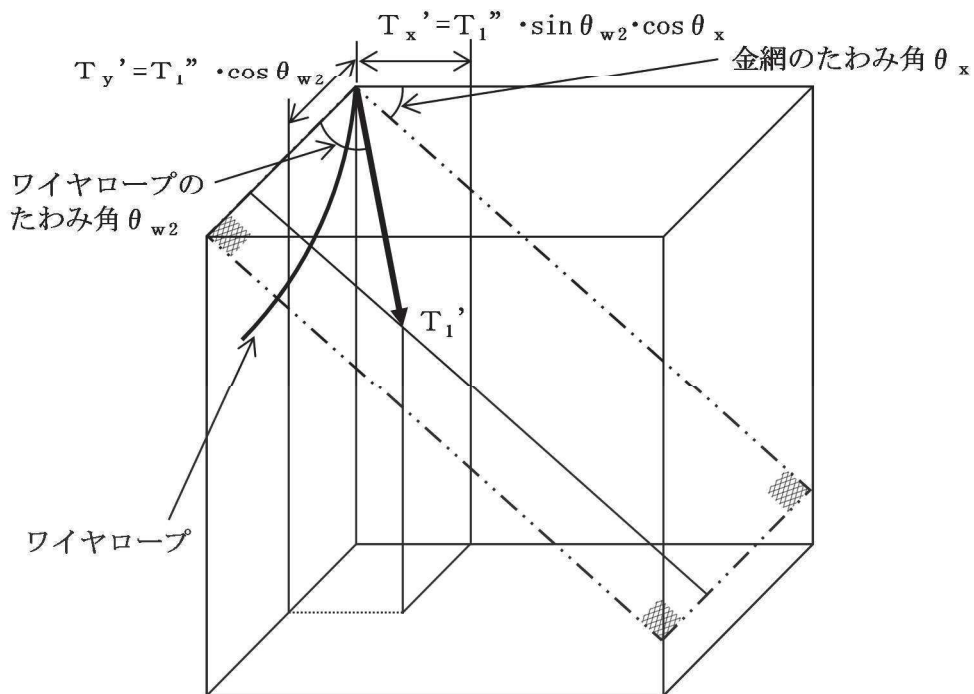
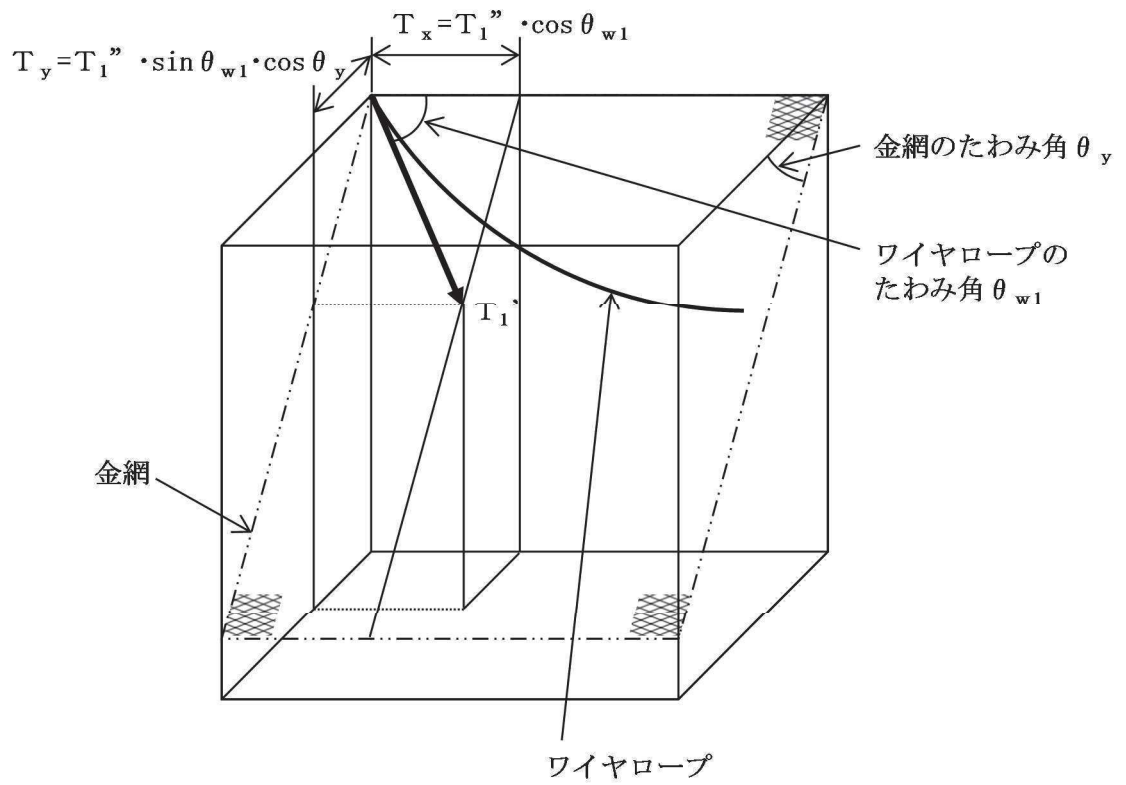


図 6-2 金網のたわみとワイヤロープのたわみ角の関係

鋼管の荷重状態を図 6-3、隅角部固定ボルトの荷重状態を図 6-4 に示す。

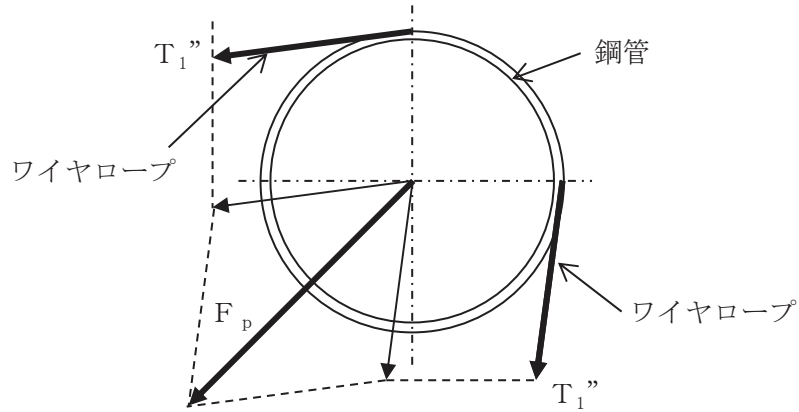


図 6-3 鋼管の荷重状態

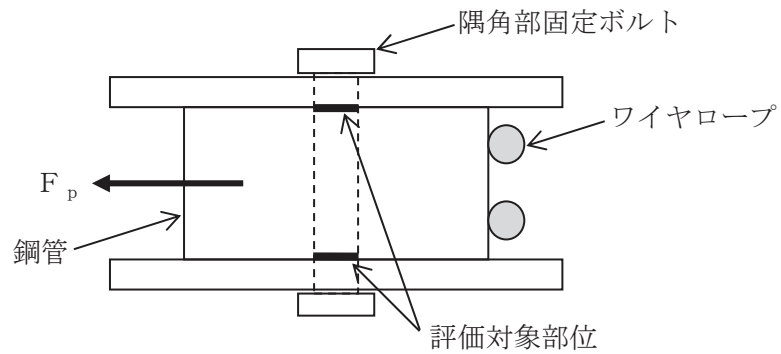


図 6-4 隅角部固定ボルトの荷重状態

隅角部固定ボルトに発生するせん断応力を力の釣合いの関係から以下の評価式を用いて算出する。

金網展開方向ワイヤロープから発生する各方向の荷重， $T_x$ 及び $T_y$ は、以下のとおりとなる。

$$T_x = T_1'' \cdot \cos \theta_{w1}$$

$$T_y = T_1'' \cdot \sin \theta_{w1} \cdot \cos \theta_y$$

ただし， $\theta_y$ ， $\theta_{w1}$ は以下の式で求められる。

$$\theta_y = \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot \delta}{L_y} \right)$$

$$\theta_{w1} = \cos^{-1} \frac{1}{\sqrt{1 + 16 \left( \frac{\delta_{wx}}{L_x} \right)^2}}$$

また，金網展開直角方向ワイヤロープから発生する各方向の荷重， $T_x'$  及び  $T_y'$  は以下の関係となる。

$$T_x' = T_1'' \cdot \sin \theta_{w2} \cdot \cos \theta_x$$

$$T_y' = T_1'' \cdot \cos \theta_{w2}$$

ただし， $\theta_x$ ， $\theta_{w2}$  は以下の式で求められる。

$$\theta_x = \tan^{-1} \left( \frac{2 \cdot \delta}{L_x} \right)$$

$$\theta_{w2} = \cos^{-1} \frac{1}{\sqrt{1 + 16 \left( \frac{\delta_{wy}}{L_y} \right)^2}}$$

隅角部へ作用する X 方向及び Y 方向への合成荷重は，

$$F_x = T_x + T_x'$$

$$F_y = T_y + T_y'$$

より求まる。

1 本目のワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重は，

$$F_{p1} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

より求まる。

2 本目のワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重は，

$$F_{p2} = F_{p1} / 1.5$$

より求まる。

ワイヤロープから隅角部へ作用する合成荷重  $F_p$  は，

$$F_p = F_{p1} + F_{p2}$$

以上より，隅角部固定ボルトに発生するせん断応力  $\tau_s$  は，

$$\tau_s = \frac{F_p}{2 \cdot n_2 \cdot A_b}$$

(ロ) 取付けプレート

飛来物がネットに衝突する場合に金網取付部への衝撃荷重  $T_1''$  は，ワイヤロープの引張荷重として作用し，すみ肉溶接部にはせん断応力が発生するため，せん断応力評価を実施する。取付けプレートの荷重状態を図 6-5 に示す。

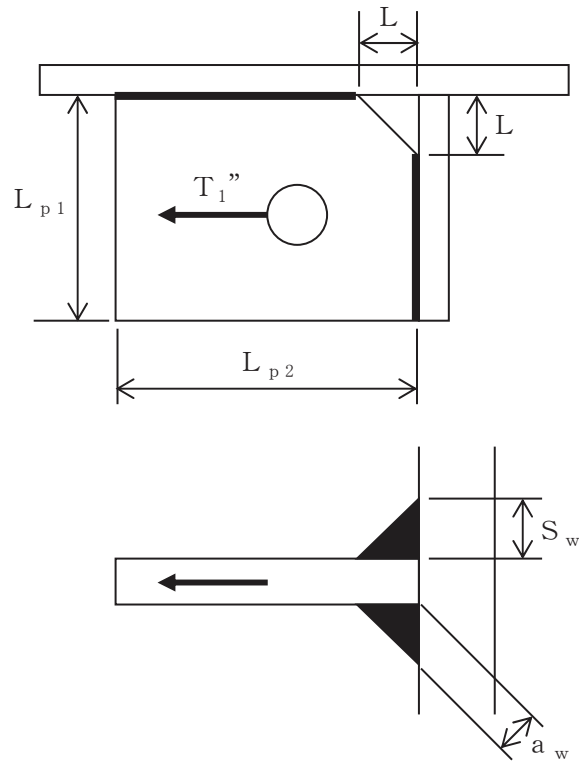


図 6-5 取付けプレートの荷重状態

溶接部の有効脚長  $L_{pw}$  は,

$$L_{pw} = L_{p1} - L - 2 \cdot S_w + L_{p2} - L - 2 \cdot S_w$$

溶接部に発生するせん断応力  $\tau_w$  は,

$$\tau_w = \frac{T_1''}{2 \cdot a_w \cdot L_{pw}}$$

ここで溶接部ののど厚  $a_w$  は以下の式で求められる。

$$a_w = \frac{S_w}{\sqrt{2}}$$

(d) たわみ評価

イ. 金網のたわみ量の算出

金網の変位量と吸収エネルギーとの関係は、「5.1.2(2) 吸収エネルギー評価」の(5.2)式のとおり、以下の式にて導出される。

$$E_i = 2 \cdot K_x \cdot \delta_i^2 - K_x \cdot L_x \cdot \left( \sqrt{4 \cdot \delta_i^2 + L_x^2} - L_x \right)$$

ここで、 $K_x$  及び  $L_x$  は定数であるため、

$$\sum_{i=1}^{N_y} E_i = E_t$$

とすることで、金網への付加エネルギーに応じたたわみ量  $\delta$  を算出することができる。

ロ. ワイヤロープのたわみ量を含めたネットのたわみ量の算出

ワイヤロープのたわみ量は、金網張力によりワイヤロープが放物線状に変形するとし、「6.1(3)c. ワイヤロープ、ターンバックル及びシャックルの破断評価」に示す方法を用いて算出されるワイヤロープに発生する張力及びワイヤロープの引張試験結果（荷重－ひずみ曲線）から変形後のワイヤロープ長さを求めることで導出する。

また、ワイヤロープの初期張力は小さくワイヤロープのたわみ量の算出において有意ではないため計算上考慮しない。

以下に示す計算方法を用いて算出されるワイヤロープに発生する張力からワイヤロープのひずみ量  $\varepsilon$  が算出される。よって、変形によるワイヤロープの伸び量  $\delta'$  は、以下のとおり算出される。

$$\delta' = L_z \cdot \varepsilon$$

ワイヤロープの変形図を図 6-6 に示す。飛来物の衝突によりワイヤロープは放物線状に変形すると、変形後のワイヤロープ長さ  $S$  は放物線の弦長の式を用いて以下のとおり表される。

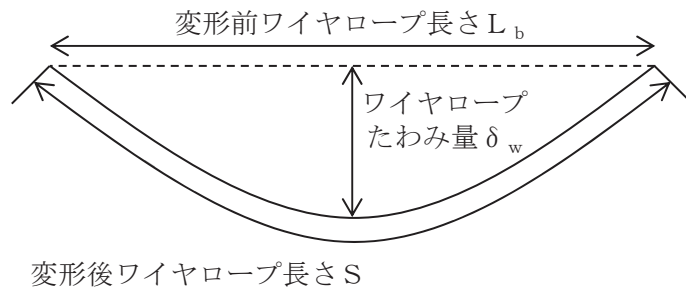


図 6-6 ワイヤロープの変形図

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{L_b^2 + 16 \cdot \delta_w^2} + \frac{L_b}{8 \cdot \delta_w} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot \delta_w + \sqrt{L_b^2 + 16 \cdot \delta_w^2}}{L_b} \right)$$

また、ワイヤロープは金網のアスペクト比により、変形形状が異なる。金網及びワイヤロープ変形図（展開方向が長い場合）を図 6-7、金網及びワイヤロープ変形図（展開方向が短い場合）を図 6-8 に示す。

「展開方向寸法 > 展開直角方向寸法」の場合は、飛来物の衝突による金網変形が金網全体に及ぶため、図 6-7 のとおり 4 辺のワイヤロープが変形する形状となり、「展開方向寸法 < 展開直角方向寸法」の場合は、金網変



形が金網展開方向長さの範囲に制限されるため、図 6-8 のとおり金網展開直角方向のワイヤロープのみが変形する形状となる。

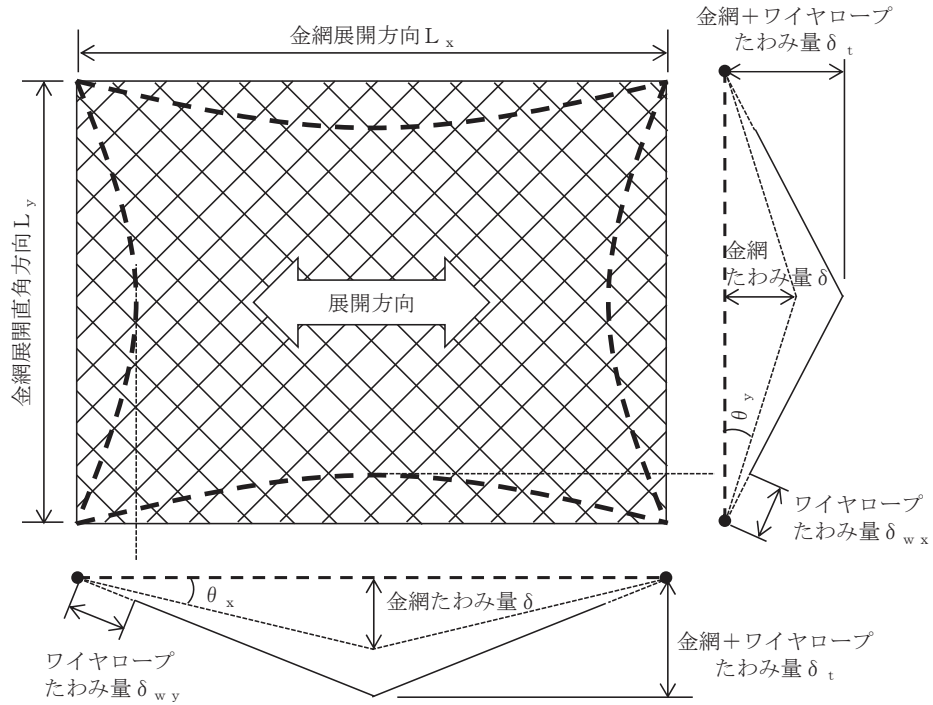


図 6-7 金網及びワイヤロープ変形図（展開方向が長い場合）

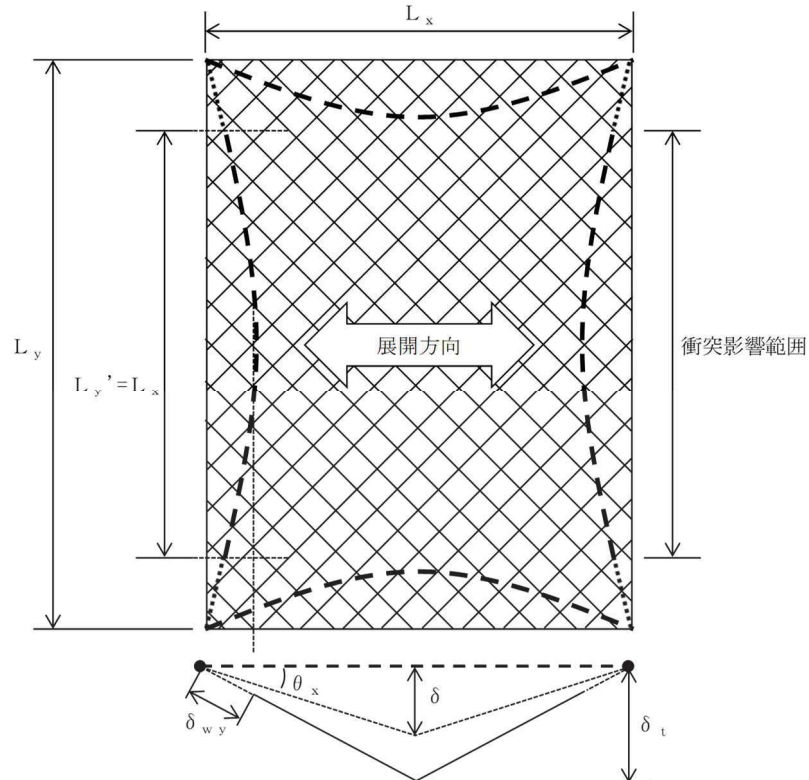


図 6-8 金網及びワイヤロープ変形図（展開方向が短い場合）

よって、金網のアスペクト比に応じ、ワイヤロープたわみ量を含めた防護金網のたわみ量の算出を行う。

「展開方向寸法 $\geq$ 展開直角方向寸法」の場合、図 6-7 のとおり、金網展開方向と平行に配置したワイヤロープの変形後の長さを  $S_x$ 、金網展開方向と直交するワイヤロープの変形後の長さを  $S_y$  とすると、 $S_x$  及び  $S_y$  はそれぞれ  $\delta_{wx}$ 、 $\delta_{wy}$  の関数であり、ワイヤロープ伸び量  $\delta'$  は、

$$\delta' = \{S_x (\delta_{wx}) - L_x\} + \{S_y (\delta_{wy}) - L_y\}$$

と表される。

また、金網展開方向と平行な断面から見たたわみ量と、金網展開方向と直交する断面から見たたわみ量は等しいことから、

$$\delta_t = \sqrt{\left(\delta_{wy} + \frac{L_x}{2 \cdot \cos \theta_x}\right)^2 - \left(\frac{L_x}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\delta_{wx} + \frac{L_y}{2 \cdot \cos \theta_y}\right)^2 - \left(\frac{L_y}{2}\right)^2}$$

と表され、ワイヤロープたわみ量  $\delta_{wx}$  及び  $\delta_{wy}$  を導出することができ、同時にワイヤロープたわみ量を含めたネットのたわみ量  $\delta_t$  が算出される。

「展開直角方向寸法 $>$ 展開方向寸法」の場合、図 6-8 より、ワイヤロープ伸び量  $\delta'$  が  $L_y$  の範囲に集約されて変形する。「展開直角方向寸法 $>$ 展開方向寸法」の場合における、ワイヤロープの変形図を図 6-9 に示す。

ワイヤロープは、飛来物の影響範囲 ( $L_y'$ ) にのみ分布荷重が発生するため放物線状となり、その両端部は放物線状に変形したワイヤロープからの引張力のみが作用するため、両端部の接線がそのまま金網端部まで延長される形となる。

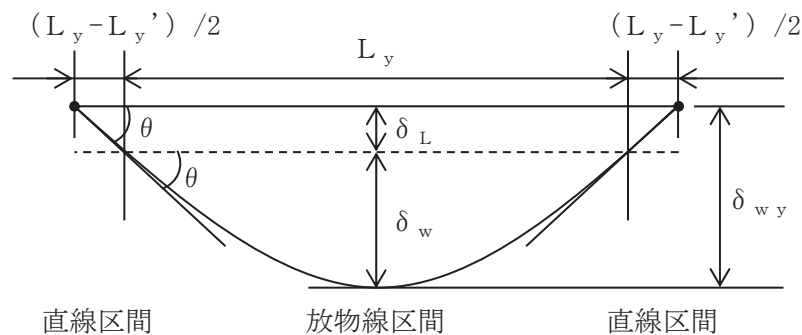


図 6-9 「展開直角方向寸法 $>$ 展開方向寸法」の場合におけるワイヤロープの変形図

金網展開方向と直交するワイヤロープの変形後の長さを  $S_y$  とすると、 $S_y$  は  $\delta_w$  の関数であり、

$$S_y = S_y(\delta_w)$$

と表される。

また、直線区間のワイヤロープの変形後の長さの合計  $L_s$  は、

$$L_s = \frac{L_y - L_y'}{\cos \theta}$$

と表される。

$L_y$ （展開方向に直交する辺）の変形後のワイヤロープ長さ  $S_y$  は、

$$S_y = L_y + \delta'$$

と算出されることから、

$$\begin{aligned} L_y + \delta' &= S_y + L_s \\ &= S_y(\delta_w) + \frac{L_y - L_y'}{\cos \theta} \end{aligned}$$

となり、 $L_y$ 、 $L_y'$ 、 $\delta'$ 、 $\theta$  は定数であることから、放物線区間のワイヤロープたわみ量  $\delta_w$  を導出することができる。

また、直線区間のワイヤロープのたわみ量  $\delta_L$  は、

$$\delta_L = \frac{L_y - L_y'}{2} \cdot \tan \theta$$

と算出されることから、放物線区間、直線区間を含むワイヤロープ全体のたわみ量が、

$$\delta_{wy} = \delta_w + \delta_L$$

と算出される。

$$\delta_t = \sqrt{\left(\delta_{wy} + \frac{L_x}{2 \cdot \cos \theta_x}\right)^2 - \left(\frac{L_x}{2}\right)^2}$$

より、ワイヤロープたわみ量を含めたネットのたわみ量  $\delta_t$  が算出される。

## (2) 防護板の強度評価

### a. 評価方針

防護板の強度評価は、定式化された評価式を用いた解析法により衝突評価を実施する。

### b. 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 6-3 に示す。

表 6-3 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位	評価内容
防護板	・ 衝突評価

c. 強度評価

(a) 記号の定義

防護板の強度評価に用いる記号を表 6-4 に示す。

表6-4 防護板の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
d	m	評価において考慮する飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
K	—	鋼板の材質に関する係数
M	kg	評価において考慮する飛来物の質量
T	m	鋼板の貫通限界厚さ
v	m/s	評価において考慮する飛来物の飛来速度

(b) 衝突評価

飛来物が防護板に衝突する場合の貫通限界厚さを、「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日 原子炉安全専門審査会）」で用いられている BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}} = \frac{0.5 \cdot M \cdot v^2}{1.4396 \times 10^9 \cdot K^2 \cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(3) 支持部材の強度評価

a. 評価方針

(a) 支持部材の強度評価は、定式化された評価式を用いた解析法により衝突評価並びにFEMを用いた衝突解析により衝突評価及び構造強度評価を実施する。

(b) 衝突解析に用いるモデルは、支持部材の構造及び想定される荷重の伝達を踏まえ、作成する。

b. 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 6-5 に示す。

表 6-5 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位	評価内容
フレーム	・ 衝突評価 ・ 構造強度評価
大梁	・ 衝突評価 ・ 構造強度評価
ゴム支承	・ 構造強度評価
可動支承	・ 構造強度評価

c. 強度評価

(a) 記号の定義

支持部材の強度評価に用いる記号を表 6-6 に示す。

表6-6 支持部材の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$\gamma_e$	-	せん断ひずみ
$\Delta l_e$	mm	水平変位量
$\Sigma t_e$	mm	総ゴム厚
$\gamma_{ea}$	-	せん断ひずみの許容値
$\sigma_{te}$	MPa	引張応力
$R_U$	N	上向き反力
$A_{te}$	mm <sup>2</sup>	移動量を控除した引張に有効な面積
$\sigma_{ta}$	MPa	引張応力の許容値
$\sigma_{ce}$	MPa	圧縮応力
$R_L$	N	下向きの反力
$A_{ce}$	mm <sup>2</sup>	移動量を控除した圧縮に有効な面積
$\sigma_{cra}$	MPa	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値
$\sigma_s$	MPa	内部鋼板の引張応力
$f_c$	-	圧縮応力の分布を考慮した引張応力の係数 (=2.0)
$t_e$	mm	ゴム一層の厚さ
$t_s$	mm	内部鋼板の厚さ
$f_t$	MPa	鋼材の許容引張応力

(b) 衝突評価

「6.1(2)c.(b) BRL 式による貫通限界厚さの算出」に示す限界厚さ評価式

により算出した厚さを基に評価を行う。

(c) 構造強度評価

飛来物がフレーム又は大梁に直接衝突した場合における，衝突位置の構造強度評価（ひずみ，応力）を実施する。ゴム支承については，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（H14.3）及び道路橋支承便覧に基づき，以下により評価する。

イ. ゴム支承のせん断ひずみ評価

水平力支持機能は，発生するせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないことを確認する。次式によって，水平変位量を総ゴム厚で除して求めたゴムのせん断ひずみを評価する。

$$\gamma_e = \frac{\Delta l_e}{\sum t_e} \leq \gamma_{e a}$$

ロ. ゴム支承の引張応力評価

地震時の上向きの力によって生じる引張応力を次式によって評価する。

$$\sigma_{t e} = \frac{R_U}{A_{t e}} \leq \sigma_{t a}$$

ハ. ゴム支承の座屈安定性の評価

圧縮力が作用したときのゴム支承本体の座屈安定性を，次式により評価する。

$$\sigma_{c e} = \frac{R_L}{A_{c e}} \leq \sigma_{c r a}$$

ニ. ゴム支承の内部鋼板の引張応力評価

ゴム支承に補強材として使用する内部鋼板には，鉛直荷重によって水平方向への引張力が発生する。圧縮力が作用したときゴム支承の内部鋼板に生じる引張応力を次式により評価する。

$$\sigma_s = \frac{f_c \cdot \sigma_{c e} \cdot t_e}{t_s} \leq f_t$$

## 6.2 竜巻防護鋼板の強度評価

### (1) 評価方針

- a. 竜巻防護鋼板の強度評価は、定式化された評価式を用いた解析法により衝突評価を、FEMを用いた衝突解析により構造強度評価を実施する。
- b. 衝突解析に用いるモデルは、竜巻防護鋼板の構造及び想定される荷重の伝達を踏まえ、作成する。

### (2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 6-7 に示す。

表 6-7 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位	評価内容
防護鋼板	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 衝突評価</li> <li>・ 構造強度評価</li> </ul>
架構	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 構造強度評価</li> </ul>

### (3) 強度評価

#### a. 衝突評価

「6.1(2)c.(b) BRL 式による貫通限界厚さの算出」に示す限界厚さ評価式により算出した厚さを基に評価を行う。

#### b. 構造強度評価

飛来物が防護鋼板に直接衝突した場合における、衝突位置の構造強度評価（ひずみ）を実施する。

## 7. 適用規格

添付書類「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」においては、竜巻の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち、防護対策施設の強度設計に用いる規格、基準等を以下に示す。

- ・「発電用原子力設備規格設計・建設規格 JSME S NC 1-2005/2007」(社)日本機械学会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601-補1984」(社)日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987」(社)日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版」(社)日本電気協会
- ・日本産業規格(JIS)
- ・「建築物荷重指針・同解説」((社)日本建築学会, 2004 改定)
- ・「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 2005 改定)
- ・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Design (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI 07-13))
- ・建築基準法及び同施行令
- ・「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」((社)日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・「道路橋支承便覧」((社)日本道路協会, 平成 16 年 4 月)
- ・「小規模吊橋指針・同解説」((社)日本道路協会, 2008)
- ・ISES 7607-3 「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査 その3 ミサイルの衝突による 構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」(高温構造安全技術研究組合)
- ・「タービンミサイル評価について」(昭和 52 年 7 月 20 日 原子炉安全専門審査会)
- ・U.S.Nuclear Regulatory Commission:REGULATORY GUIDE 1.76,DESIGN BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS,Revision1, March 2007



## VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 固縛対象設備の選定	1
2.2 固縛装置の構造	4
2.3 荷重及び荷重の組合せ	8
2.3.1 固縛装置	8
2.3.2 資機材保管用コンテナ	19
3. 設計方針	21
3.1 固縛装置	21
3.2 資機材保管用コンテナ	22
4. 評価方針	26
5. 許容限界	27
6. 強度評価方法	28
6.1 固縛装置	28
6.1.1 記号の定義	28
6.1.2 評価対象部位	32
6.1.3 評価方法	33
6.2 資機材保管用コンテナ	42
6.2.1 記号の定義	42
6.2.2 評価対象部位	44
6.2.3 評価方法	45
7. 適用規格	48

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-1-1-2-3-3 竜巻防護に関する施設の設計方針」に示すとおり、屋外に設置する重大事故等対処設備のうち、添付書類「VI-1-1-2-3-2 竜巻の影響を考慮する施設及び固縛対象物の選定」の「4. 竜巻防護のための固縛対象物の選定」で選定する固縛対象物に設置する固縛装置が、竜巻襲来時においても、固縛装置の構成要素が、設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）が固縛対象設備に作用した場合であっても、固縛状態を維持するために必要な構造強度を有することを計算により確認するための強度設計方針について説明するものである。

## 2. 基本方針

強度設計は、「2.1 固縛対象設備の選定」に示す設備を対象として、「2.2 固縛装置の構造」に示す固縛装置が「2.3 荷重及び荷重の組合せ」で示す設計荷重を考慮し、「6. 強度評価方法」で示す評価方法により「5. 許容限界」で設定する許容限界を超えない設計とする。

### 2.1 固縛対象設備の選定

屋外に設置又は保管する重大事故等対処設備は、添付書類「VI-1-1-2-別添 1 屋外に設置されている重大事故等対処設備の抽出」に示している。屋外の重大事故等対処設備は、設計竜巻の風圧力による荷重に対して、位置的分散を考慮した設置又は保管により重大事故等に対処するために必要な機能を損なわない設計に加え、浮き上がり又は横滑りによって設計基準事故対処設備等や同じ機能を有する他の重大事故等対処設備に衝突し、損傷させることのない設計とすることから、外部事象防護対象施設に衝突し、外部事象防護対象施設の機能に影響を及ぼす可能性のあるもの、並びに、設計基準事故対処設備等や同じ機能を有する他の重大事故等対処設備に衝突し、損傷させる可能性のあるものについて固縛する設計とする。

固縛を必要とする重大事故等対処設備（以下「固縛対象設備」という。）は、「VI-1-1-2-3-2 竜巻の影響を考慮する施設及び固縛対象物の選定」に基づき、設計竜巻により飛散し、外部事象防護対象施設に影響を及ぼす可能性を考慮して選定する。

固縛対象設備のうち、添付書類「VI-1-1-6-別添 2 可搬型重大事故等対処設備の設計方針」のとおり、耐震設計において、サスペンションにより地震に対する影響を軽減できる構造としている車両一体型の設備を車両型の固縛対象設備とする。その他の設備は車両型以外の固縛対象設備として区分する。なお、固縛対象設備は、保管単位に対して選定する。

固縛対象設備として抽出された屋外の重大事故等対処設備の一覧を表 2-1 に示す。

なお、屋外の常設重大事故等対処設備は、設計竜巻の風圧力による荷重を考慮した設計又は設置場所により影響を受けないため、固縛対象設備として選定されない。

表 2-1 屋外の重大事故等対処設備のうち評価対象とする固縛対象設備一覧 (1/2)

固縛対象設備	区分	保管単位	備考
大容量送水ポンプ (タイプ I)	車両型	台	
大容量送水ポンプ (タイプ II)	車両型	台	
ホース延長回収車	車両型	台	
送水用ホース	車両型以外	基	コンテナに格納して保管するため、コンテナの評価を実施
注水用ヘッド	車両型以外	基	
原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット	車両型	台	
耐熱ホース	車両型以外	基	コンテナに格納して保管するため、コンテナの評価を実施
除熱用ヘッド	車両型以外	基	原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの車内に格納されているため、同車両の評価で代表
可搬型窒素ガス供給装置	車両型	台	
窒素供給用ホース	車両型以外	基	資機材保管用コンテナに格納して保管するため、資機材保管用コンテナの評価を実施
窒素供給用ヘッド	車両型以外	基	資機材保管用コンテナに格納して保管するため、資機材保管用コンテナの評価を実施
放水砲	車両型以外	基	
泡消火薬剤混合装置	車両型以外	個	

表 2-1 屋外の重大事故等対処設備のうち評価対象とする固縛対象設備一覧 (2/2)

固縛対象設備	区分	保管単位	備考
シルトフェンス	車両型以外	基	コンテナに格納して保管するため、コンテナの評価を実施
小型船舶	車両型以外	基	
可搬型モニタリングポスト	車両型以外	基	資機材保管用コンテナに格納して保管するため、資機材保管用コンテナの評価を実施
ブルドーザ	車両型以外	台	
バックホウ	車両型以外	台	
電源車	車両型	台	
電源車（緊急時対策所用）	車両型	台	
ケーブル	車両型以外	基	電源車及び電源車（緊急時対策所用）の車内に格納されているため、同車両の評価で代表
タンクローリ	車両型	台	
給油用ホース	車両型以外	基	タンクローリの車内に格納されているため、同車両の評価で代表
軽油払出用ホース	車両型以外	基	タンクローリの車内に格納されているため、同車両の評価で代表
代替気象観測設備	車両型以外	基	資機材保管用コンテナに格納して保管するため、資機材保管用コンテナの評価を実施

## 2.2 固縛装置の構造

固縛装置は、固縛対象設備が受ける浮き上がり荷重や横滑り荷重を、連結材（高強度繊維ロープ）及び固定材（フレノ・リンクボルト、アンカープレート）を介してコンクリート等の基礎部で拘束する構造とする。固縛装置の構成要素を表 2-2 に示す。

車両型の固縛対象設備の固縛装置の構造を表 2-3（1/2）に示す。車両型の固縛対象設備は、添付書類「VI-1-1-6-別添 2 可搬型重大事故等対処設備の設計方針」のとおり、耐震設計において、サスペンションにより地震に対する影響を軽減できる構造としているため、耐震設計に影響を与えることのないよう、固縛装置の連結材に適切な余長を持たせた設計とする。

また、車両型以外の固縛対象設備の固縛装置は、車両型の固縛対象設備を固縛する場合と異なり、耐震設計として、固縛対象設備の構造を期待する設備でないこと、又は保管状態にて固縛対象設備の機能維持を確認していることより、耐震設計への影響は考慮不要とし、余長を持たせた設計とはしない。

車両型以外の固縛対象設備の固縛装置の構造を表 2-3（2/2）に示す。

表 2-2 固縛装置の構成要素


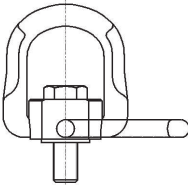
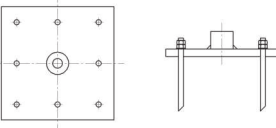
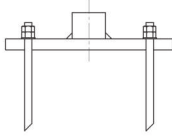
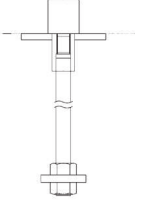
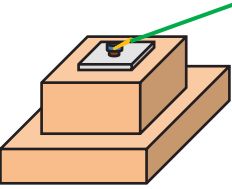
固縛装置構成要素名称		概念図	用途
連結材	高強度繊維ロープ		固縛対象設備と固縛装置の固定材をつなぎ、固縛対象設備を拘束するときに使用する。
固定材	フレノ・リンクボルト		アンカープレートに取付け、リングの部分に連結材を接続し、固縛対象設備を固縛するときに使用する。
	アンカープレート		基礎部を取付け、フレノ・リンクボルトと連結し、固縛対象設備を固縛するときに使用する。
基礎部	アンカーボルト	 (接着系アンカーボルト)	固定材と基礎部を定着させるために使用する。
		 (埋設アンカーボルト)	
	スラブコンクリート		連結材及び固定材との連結により、スラブコンクリートの重量によって、固縛対象設備の浮き上がり及び横滑りを防止するために使用する。

表 2-3 固縛装置の構造 (1/2)

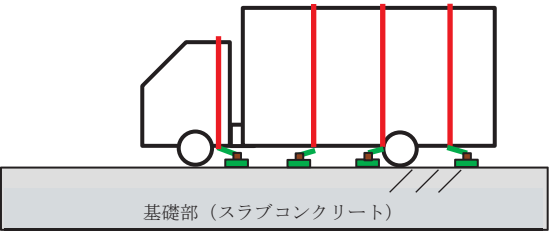
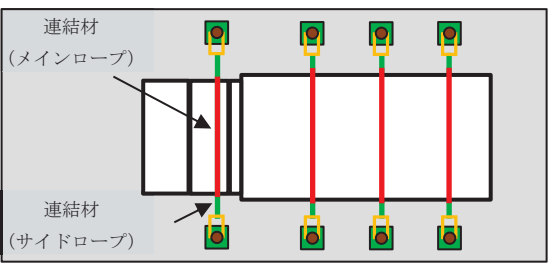
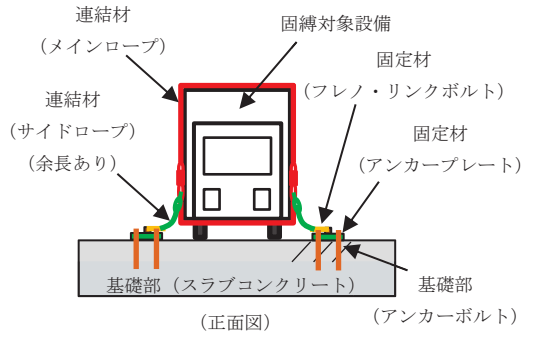
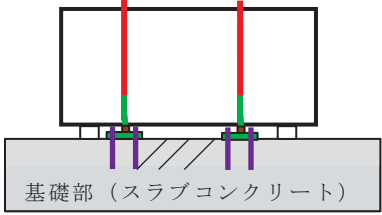
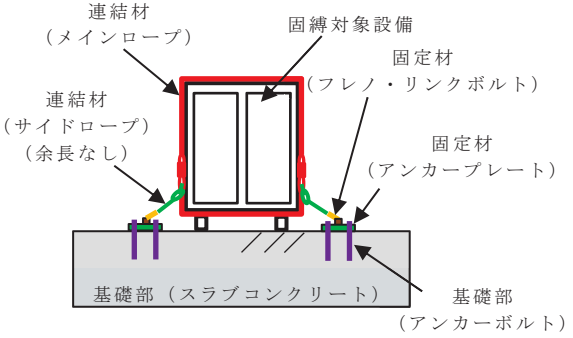
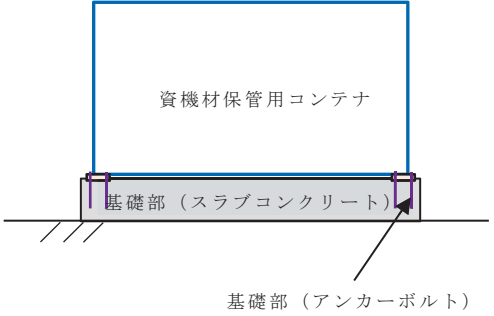
施設 名称	設計の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
固縛装置	車両型の固縛対象設備	<p>固縛装置は、連結材、固定材及び基礎部から構成し、連結材（メインロープ）を車両型の固縛対象設備に巻付け、連結材（サイドロープ）によって固定材（フレノ・リンクボルト）に固定することで車両を固縛する。</p> <p>車両型の固縛対象設備は、連結材（サイドロープ）に余長を持たせて固縛することにより、耐震設計に影響のない設計とする。</p> <p>車両型の固縛対象設備は、重大事故等発生時の初動対応時間を確保するために、固縛装置の設置箇所数を可能な限り少なくすることで、機動性を確保する設計とする。</p>	 <p>基礎部（スラブコンクリート）</p> <p>(側面図)</p>  <p>連結材（メインロープ）</p> <p>連結材（サイドロープ）</p> <p>(上面図)</p>  <p>連結材（メインロープ）</p> <p>連結材（サイドロープ）（余長あり）</p> <p>固縛対象設備</p> <p>固定材（フレノ・リンクボルト）</p> <p>固定材（アンカープレート）</p> <p>基礎部（スラブコンクリート）</p> <p>基礎部（アンカーボルト）</p> <p>(正面図)</p>



表 2-3 固縛装置の構造 (2/2)

施設 名称	設計の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
固縛装置	車両型 以外の 固縛対象 設備	<p>固縛装置は、連結材、固定材及び基礎部から構成し、連結材（メインロープ）を車両型以外の固縛対象設備に巻付け、連結材（サイドロープ）によって固定材（フレノ・リンクボルト）に固定することで固縛する。</p> <p>連結材には、余長を設けない設計とする。</p>	
		<p>固縛対象設備は、重大事故等発生時の初動対応時間を確保するために、固縛装置の設置箇所数を可能な限り少なくすることで、機動性を確保する設計とする。</p>	
	<p>資機材保管用コンテナは、アンカーボルトにて基礎部に固定する。</p>		

## 2.3 荷重及び荷重の組合せ

### 2.3.1 固縛装置

固縛対象設備の固縛装置の強度評価に用いる荷重として、竜巻の風荷重によって、固縛対象設備が浮き上がり又は横滑りを起こした場合に、固縛装置に作用する荷重を設計荷重とする。設計荷重は、固縛装置が浮き上がり又は横滑りの挙動を拘束するために発生する荷重であり、固縛対象設備に最大水平風速による風荷重が作用したケースを考慮して設定する。また、余長を設けた固縛装置には、横滑りを始め、移動量が設計余長を超えると連結材が展張し、固縛装置に動的荷重が作用するため、この動的荷重も設計荷重として考慮する。なお、連結材の展張以後は、竜巻の風速場の特性を考えると、竜巻の風荷重が風向きを変えながらも固縛対象設備に持続的に作用し続けるため、連結材も展張し続け竜巻が通過するまで、固縛対象設備は、円弧を描くように環状に移動すると考えられるため、風荷重が持続荷重として継続して作用する。

また、竜巻の最大水平風速時に浮き上がり及び横滑りの両方が発生する固縛対象設備については、各評価対象部位に対し、両方の荷重状態を比較し大きい荷重を設計荷重とする。

浮き上がりに伴い固縛装置に作用する荷重の算出については、空力パラメータから算出した揚力が自重よりも大きく、浮き上がると判断される固縛対象設備に対して行う。

横滑りに伴い固縛装置に作用する荷重の算出については、固縛対象設備が横滑りによって移動した場合に、外部事象防護対象施設等及び同じ機能を有する他の重大事故等対処設備との間に障害物がないために衝突し、損傷させる可能性がある固縛対象設備に対して行う。

竜巻の風速としては、設計竜巻の最大風速 $V_D=100\text{m/s}$ を使用することとする。

なお、設計竜巻の風速場モデルにフジタモデルを適用するため、固縛対象設備に作用する最大水平風速 $V_{SA}$ は、流入層の影響を考慮した水平風速となる。流入層とは、地面付近において地面との摩擦により低下した遠心力と圧力分布のバランスが崩れ、流体が竜巻中心方向の低圧部に引き込まれることにより形成されるもので、摩擦の影響が及ぶ範囲のみで形成される。したがって、流入層に配置される固縛対象設備に作用する風速は、地面からの高さに依存する。設計竜巻の評価条件を表 2-4 に示す。

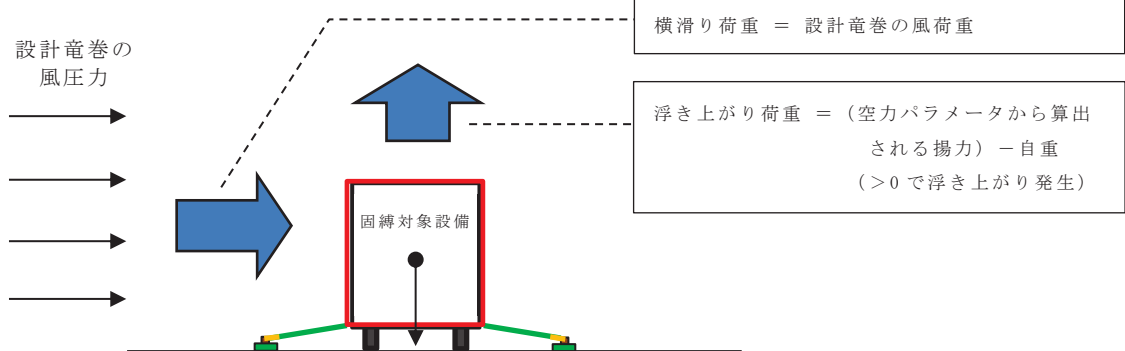
表 2-4 設計竜巻の評価条件

設計竜巻の 最大風速 $V_D$ (m/s)	設計竜巻の 最大接線風速 $V_{Rm}$ (m/s)	最大接線風速 の生じる半径 $R_m$ (m)	流入層高さ $H_i$ (m)	空気密度 $\rho$ ( $\text{kg/m}^3$ )	ガスト 影響係数 $G$ (-)
100	85	30	15	1.226	1.0

設計竜巻の風荷重は、固縛対象設備の形状及び風荷重の作用方向による見付面積に応じて異なるため、固縛対象設備に最も厳しくなる方向の風圧力に対して、荷重を設定する。一方、風荷重は、固縛対象設備の外面に沿って作用することには変わらず、見付面積に直角方向に作用する時が、作用する風圧力が全て固縛対象設備に作用することから、最も厳しい荷重状態となるため、この時の荷重を設定する。

設計荷重の考え方の概念図を図 2-1 に示す。

【連結材の展張後の持続荷重】



【連結材の余長展張時の動的荷重】

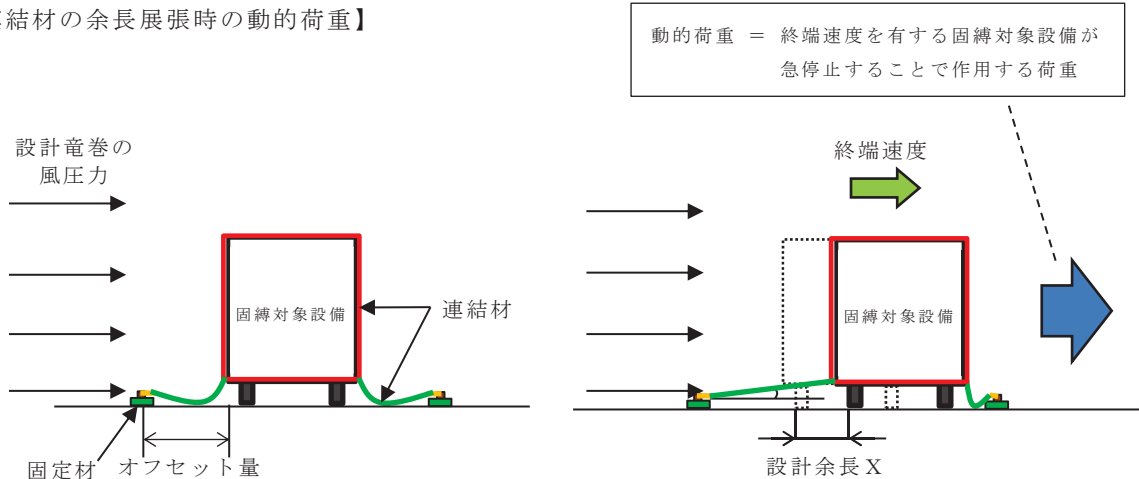


図 2-1 設計荷重の考え方の概念図

(1) 荷重の種類

a. 常時作用する荷重 ( $F_d$ )

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。

b. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は、固縛対象設備に発生し、連結材、固定材（フレノ・リンクボルト及びアンカープレート）を介して基礎部（アンカーボルト）に作用する。

竜巻による最大風速は、一般的には水平方向の風速として設定され、これにより固縛対象設備は横滑りを生じるような力を受けるが、鉛直方向に対しても、風圧力により固縛対象設備に揚力が発生し、浮き上がりが生じるような力を受けるため、鉛直方向の荷重についても考慮した設計とする。

(2) 竜巻の風圧力による荷重の算定

竜巻の風圧力による荷重を考慮し、荷重の算出式を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 2-5 に示す。

表 2-5 荷重の算出に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$V_D$	m/s	設計竜巻の最大風速
$V_{Rm}$	m/s	設計竜巻の最大接線風速
$V_T$	m/s	竜巻移動速度 $V_T = 0.15 \cdot V_D$
$V_{SA}$	m/s	固縛対象設備に作用する最大水平風速
$R_m$	m	最大接線風速の生じる半径
$H_i$	m	流入層高さ
$C_{Di} (i=1, 2, 3)$	—	固縛対象設備の形状に応じた抗力係数
$A_i (i=1, 2, 3)$	m <sup>2</sup>	固縛対象設備の各面の見付面積
$W$	m	固縛対象設備の幅
$L$	m	固縛対象設備の長さ
$H$	m	固縛対象設備の高さ
$m$	kg	固縛対象設備の質量
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度 ( $g=9.80665$ )
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	空気密度
$q$	N/m <sup>2</sup>	設計用速度圧
$G$	—	ガスト影響係数
$C$	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
$V_{SAS, F}$	m/s	固縛対象設備が浮き上がりを開始する風速
$V_{SAS, S}$	m/s	固縛対象設備が横滑りを開始する風速
$C_D A/m$	m <sup>2</sup> /kg	空力パラメータ
$\mu_s$	—	固縛対象設備と路面の静摩擦係数
$\mu_d$	—	固縛対象設備と路面の動摩擦係数
$X$	mm	固縛装置の設計余長
$L_{OF}$	mm	固縛対象設備と固縛装置（アンカー点）のオフセット量
$N$	箇所	固縛装置の設置箇所数
$N'$	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
$k$	N/m	連結材の等価剛性 ( $= E_{RP} \cdot A_{RP} / L_{RP}$ )
$E_{RP}$	N/mm <sup>2</sup>	連結材の弾性係数
$A_{RP}$	mm <sup>2</sup>	連結材の断面積
$L_{RP}$	m	連結材の長さ

表 2-5 荷重の算出に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$F_d$	kN	固縛対象設備に常時作用する荷重
$F_{L, m}$	kN	固縛対象設備に作用する保守的に設定した揚力
$P_v$	kN	固縛対象設備に作用する浮き上がり荷重
$P_H$	kN	固縛対象設備に作用する横滑り荷重
$P_i$	kN	固縛対象設備に作用する動的荷重

b. 浮き上がり荷重

(a) 浮き上がりを考慮する対象設備の選定

浮き上がりを考慮する対象設備の選定に当たっては、固縛対象設備に対する浮き上がり荷重の発生の有無により抽出する。

(b) 浮き上がり荷重

固縛対象設備の浮き上がり時に発生する荷重  $P_v$  は、設計竜巻により当該固縛対象設備に発生する鉛直力とする。

浮き上がり荷重は、固縛対象設備の形状による空力パラメータを用いて算出される揚力が自重を上回る（＝空力パラメータから算出される揚力－自重  $> 0$ ）場合に上向きの力として固縛対象設備に作用する。

固縛対象設備に作用する揚力は、揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力  $F_{L, m}$  を用い、以下の式にて算出する。

$$F_{L, m} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_D A$$

$\rho$  : 空気密度

$V_{SA}$  : 固縛対象設備に作用する最大水平風速

$C_D A$  : 抗力係数と見付面積の積の平均値

保守的な揚力を空力パラメータ  $C_D A/m$  を用いた式に展開すると、浮き上がり荷重  $P_v$  は次に示す式により算出する。

$$\begin{aligned} P_v &= F_{L, m} - m \cdot g = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_D A - m \cdot g \\ &= m \left( \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot \frac{C_D A}{m} - g \right) \end{aligned}$$

なお、空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，“平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究”，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき，以下の  $C_D A/m$  として算出する。

$$\frac{C_D A}{m} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(C_{D1} \cdot A_1 + C_{D2} \cdot A_2 + C_{D3} \cdot A_3)}{m}$$

c. 横滑り荷重

(a) 横滑りを考慮する対象設備の選定

横滑りを考慮する対象設備の選定に当たっては，固縛対象設備が横滑りにより移動した場合，設計基準事故対処施設等及び同じ機能を有する他の重大事故等対処設備との間に障害物がないために衝突し，損傷させる可能性がある固縛対象設備を抽出する。

固縛対象設備が保管される屋外の重大事故等対処設備の保管場所においては，設計基準事故対処施設等及び同じ機能を有する他の重大事故等対処設備と互いに衝突する可能性があるため，全固縛対象設備を，横滑りを考慮する対象設備として選定する。

(b) 横滑りに伴い発生する荷重

横滑りに伴い発生する荷重  $P_H$  は，当該固縛対象設備に設計竜巻の風圧力による荷重が作用するときの水平力とし，「建築基準法施行令」及び「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」に準拠して，次に示すとおり  $W_w$  とする。

$$P_H = W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A_i$$

$q$  : 設計用速度圧

$G$  : ガスト影響係数 (= 1.0)

$C$  : 風力係数

$A_i$  : 受圧面積（固縛対象設備の側面若しくは正面の見付面積）

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2$$

$\rho$  : 空気密度

$V_{SA}$  : 固縛対象設備に作用する最大水平風速

d. 動的荷重

(a) 動的荷重を考慮する対象設備の選定

動的荷重を考慮する対象設備の選定に当たっては，固縛装置の余長の有無により抽出する。

(b) 固縛装置作動に伴い発生する動的荷重

固縛装置が作動（余長が展張）することで、固縛対象設備は急制動により停止し、図 2-2 に示すように、固縛装置には、制動荷重の反力として動的荷重が発生する。制動荷重は、固縛対象設備が固縛装置作動直前に有していた速度  $v_{SA}$  が  $\Delta t$  の間に 0（＝停止）になったとし、固縛対象設備が損失した運動量と力積との関係によって算出することができ、動的荷重も制動荷重の反力であるから同様に算出できる。

固縛対象設備が停止したときには、連結材を弾性体として、弾性的な荷重が作用するモデルにて評価し、固縛対象設備が損失した運動量による制動荷重の反力が、動的荷重として作用すると考え、以下の手順によって動的荷重を算出する。

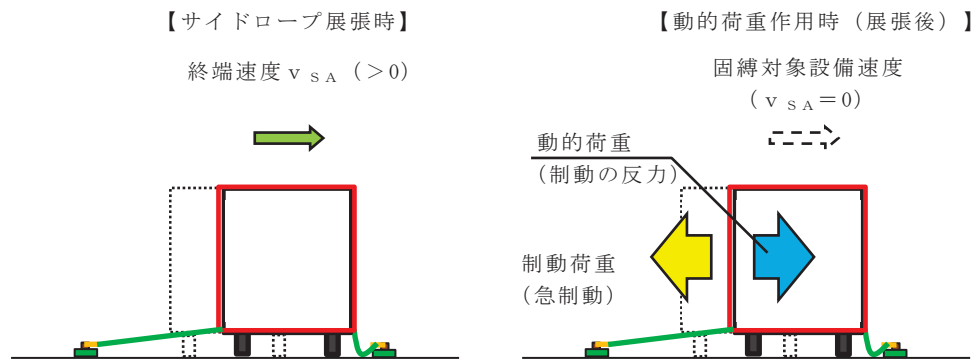


図 2-2 連結材の展張以後の固縛対象設備の概要モデル

イ. 固縛対象設備の挙動開始風速の算出

固縛対象設備が浮き上がり又は横滑りを始める時の風速を算出する。

浮き上がり開始風速  $V_{SAS, F}$  は、浮き上がり荷重  $P_V$  が 0 となる時の風速であり、以下の式によって算出する。

$$V_{SAS, F} = \sqrt{\frac{2 \cdot g}{\rho \cdot \frac{C_D A}{m}}}$$

横滑り開始風速  $V_{SAS, S}$  は、風圧力による荷重と静止摩擦力が釣り合った時の風速であり、以下の式によって算出する。

$$V_{SAS, S} = \sqrt{\frac{2 \mu_s \cdot g}{\rho \cdot \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_s \frac{C_D A}{m} \right)}}$$

$\mu_s$  : 固縛対象設備の静摩擦係数（＝0.44）

（道路構造令の記載数値を参考として、保守的に 20km/h の路面とタイヤのすべり摩擦係数を静摩擦係数として設定）



ロ. 固縛装置の余長がなくなる時点での終端速度の算定

固縛対象設備が挙動を開始してから連結材（サイドロープ）が展張する時点での固縛対象設備が持つ速度である終端速度  $v_{SA, OT}$  を算出する。以下横滑りに対して、算定例を記載する。

固縛対象設備が横滑りを始めた風速から最大風速となる風速を、設計竜巻の風速分布曲線より、保守性を考慮して線形近似した以下の式を使用する。

$$V'_{SA} = a \cdot t + b \quad \dots (2.1)$$

$V'_{SA}$  : t 秒後に固縛対象設備が受ける竜巻の風速

a : 風速の近似式の定数

b : 風速の近似式の定数（＝滑り出し風速）

停止している固縛対象設備が動き出し、設計余長分を移動した時の加速度  $a_{SA}$  を、荷重と加速度の関係から算出する。

$$\begin{aligned} a_{SA} &= \frac{F}{m} = \frac{W - F_{fd}}{m} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right) V'^2_{SA} - \mu_d \cdot g \dots (2.2) \end{aligned}$$

$F_{fd}$  : 固縛対象設備に作用する動摩擦力

$\mu_d$  : 固縛対象設備の動摩擦係数（＝0.29）

（道路構造令の記載数値を参考として、保守的に120km/hの路面とタイヤのすべり摩擦係数を動摩擦係数として設定）

ここで、Kを以下に示すように置いて、(2.2)式の $V'_{SA}$ に(2.1)式を代入し、tに対する式として整理すると、(2.3)式となる。

$$K = \frac{1}{2} \cdot \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right)$$

$$a_{SA} = K \cdot a^2 \cdot t^2 + 2 \cdot K \cdot a \cdot b \cdot t + (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) \dots (2.3)$$

固縛対象設備の速度  $v_{SA}$  は、加速度  $a_{SA}$  を時間  $t$  で積分し、初期条件を考慮することで (2.4) 式となる。(初期条件  $t=0$  のとき、 $v_{SA}=0$ )

$$\begin{aligned} v_{SA} &= \int a_{SA} dt \\ &= \frac{1}{3} \cdot K \cdot a^2 \cdot t^3 + K \cdot a \cdot b \cdot t^2 + (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) \cdot t \cdots (2.4) \end{aligned}$$

固縛対象設備の移動距離  $x_{SA}$  は、速度  $v_{SA}$  を時間  $t$  で積分し、初期条件を考慮すると以下の式となる。(初期条件  $t=0$  のとき、 $x_{SA}=0$ )

$$\begin{aligned} x_{SA} &= \int v_{SA} dt \\ &= \frac{1}{12} \cdot K \cdot a^2 \cdot t^4 + \frac{1}{3} \cdot K \cdot a \cdot b \cdot t^3 \\ &\quad + \frac{1}{2} \cdot (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) \cdot t^2 \cdots (2.5) \end{aligned}$$

固縛対象設備の移動距離  $x_{SA}$  が設計余長  $X$  となるケースとして、(2.5) 式を  $t$  について解くと、滑り始めてから固縛装置が作動するまでの時間  $t_i$  が算出できる。

(2.4) 式に  $t_i$  を代入することで、固縛装置が作動する時点での固縛対象設備の速度として、終端速度  $v_{SA, OT}$  が算出される。

#### ハ. 固縛装置に作用する動的荷重の算定

固縛対象設備の停止時に、固縛装置に作用する動的荷重は、急制動による停止に伴う動的荷重によって連結材に作用する張力に加え、風圧力及び動摩擦力による荷重  $F_i'$  を静荷重として、動的荷重  $F_i$  による連結材に作用する張力に加算する。固縛対象設備が有する運動量は  $m \cdot v_{SA}$  である。固縛装置が作用し始めて  $\Delta t$  の間に停止したとすると、連結材に発生する動的荷重  $F_i$  と運動量の関係は、(2.6) 式に示すとおりとなる。

$$\int_0^{\Delta t} F_i(t) dt = m \cdot v_{SA} \cdots (2.6)$$

連結材の等価剛性を  $k$  として、連結材に張力が作用し、固縛対象設備の速度が 0 になったとすると、振幅を  $B$  として、連結材の変位  $x_{RP}$  は (2.7) 式で表される。

$$x_{RP} = B \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} \cdot t\right) \cdots (2.7)$$

また、フックの法則により連結材に発生する動的荷重  $F_i$  は (2.8) 式となる。

$$F_i(t) = k \cdot x_{RP} = k \cdot B \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} \cdot t\right) \quad \dots (2.8)$$

$k$  : 連結材の等価剛性

(2.8) 式を (2.6) 式に代入して積分し、初期条件を考慮して振幅について解くと (2.9) 式となる。(初期条件:  $t=0$  のとき  $v_{SA} = v_{SA, OT}$ ,  $t = \Delta t$  のとき  $v_{SA} = 0$ )

$$B = v_{SA, OT} \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \dots (2.9)$$

また、動的荷重  $F_i$  は、(2.8) 式の正弦関数が 1 のときに最大値 (=  $k \cdot B$ ) となり、連結材の変位も最大となる。その時間  $t_i'$  は以下の式となる。

$$t_i' = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \dots (2.10)$$

さらに、風荷重と動摩擦力の差分による静荷重  $F_i'$  が作用する。

固縛対象設備に作用する風速は、(2.1) 式に  $t_i$  を代入して算出する。

なお、このとき、揚力が自重を上回る場合には、摩擦力は考慮しない。

$$V''_{SA} = a \cdot t_i + b$$

$$F_i' = W_W - F_{fd}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot m \cdot \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right) V''_{SA}{}^2 - \mu_d \cdot m \cdot g$$

固縛装置作動により固縛対象設備の急停止に伴う荷重は、動的荷重  $F_i$  に加えて静荷重  $F_i'$  を加算した荷重とし、動的荷重  $P_i$  とする。

(3) 荷重の組合せ

固縛対象設備に作用する荷重は，常時作用荷重 ( $F_d$ ) ，風荷重による浮き上がり荷重 ( $P_v$ ) ，横滑り荷重 ( $P_H$ ) 及び動的荷重 ( $P_i$ ) を考慮する。

この荷重及び荷重の組合せを表 2-6 「固縛装置の荷重の組合せ」に示す。

表 2-6 固縛装置の荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価内容	荷重の組合せ
固縛装置	構造強度	$F_d + P_v$ 又は $F_d + P_H$ 又は $F_d + P_i$ (固縛対象設備に作用する荷重)

(4) 設計荷重の選定

設計荷重の選定に当たっては，浮き上がりに伴い発生する荷重，横滑りに伴い発生する荷重及び固縛装置が挙動を停止させることにより発生する動的荷重を考慮し，評価対象部位に対してより厳しい荷重を設計荷重とする。

### 2.3.2 資機材保管用コンテナ

重大事故等対処設備を保管する資機材保管用コンテナが、設計竜巻の風荷重により飛散し、設計基準事故対処設備等や同じ機能を有する他の重大事故等対処設備を損傷させることを防止するための固縛装置の要否を評価する。

資機材保管用コンテナの基礎部のアンカーボルトの強度評価に用いる荷重として、竜巻の風荷重によって資機材保管用コンテナに作用する荷重を設計荷重とする。設計荷重は、資機材保管用コンテナに最大水平風速による風荷重が作用したケースを考慮して設定する。図 2-3 に資機材保管用コンテナに対する荷重状態の概要を示す。

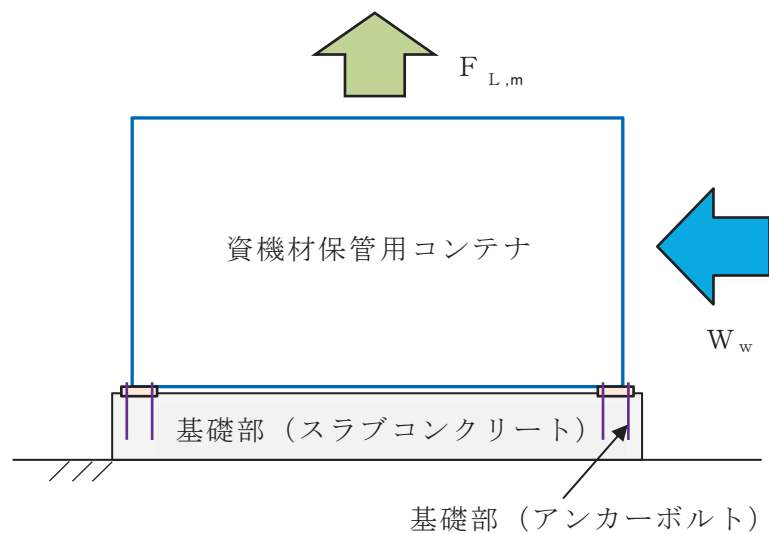


図 2-3 資機材保管用コンテナに対する荷重状態の概要

風荷重により資機材保管用コンテナに作用する荷重の算出については、「2.3.1 固縛装置」と同様とする。設計竜巻の評価条件は表 2-4 のとおりである。

#### (1) 荷重の種類

##### a. 常時作用する荷重 ( $F_d$ )

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重であるが、保守的に評価することとして、考慮しない。

##### b. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は、資機材保管用コンテナを介して基礎部（アンカーボルト）に作用する。

竜巻による最大風速は、一般的には水平方向の風速として設定され、これにより資機材保管用コンテナは風圧力を受けるが、鉛直方向に対しても、風圧力により資機材保管用コンテナに揚力が発生するため、鉛直方向の荷重について

も考慮した設計とする。

(2) 竜巻の風圧力による荷重の算定

竜巻の風圧力による荷重を考慮し、荷重の算出式を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 2-7 に示す。

表 2-7 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
$V_{SA}$	m/s	固縛対象設備に作用する最大水平風速
$C_{Di} (i=1, 2, 3)$	—	資機材保管用コンテナの形状に応じた抗力係数
$A_i (i=1, 2, 3)$	m <sup>2</sup>	資機材保管用コンテナの各面の見付面積
W	m	資機材保管用コンテナの幅
L	m	資機材保管用コンテナの長さ
H	m	資機材保管用コンテナの高さ
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度 (g=9.80665)
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	空気密度
q	N/m <sup>2</sup>	設計用速度圧
G	—	ガスト影響係数
C	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
$C_D A/m$	m <sup>2</sup> /kg	空力パラメータ
$F_d$	kN	資機材保管用コンテナに常時作用する荷重
$F_{L, m}$	kN	資機材保管用コンテナに作用する保守的に設定した揚力
$W_w$	kN	資機材保管用コンテナに作用する風荷重

b. 風荷重

設計竜巻の風圧力による荷重が資機材保管用コンテナに作用する風荷重であり、「建築基準法施行令」及び「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」に準拠して、次に示すとおり $W_w$ とする。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

c. 揚力

資機材保管用コンテナに作用する揚力は、揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力  $F_{L, m}$  を用い、以下の式にて算出する。

$$F_{L, m} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_D A$$

$\rho$  : 空気密度

$V_{SA}$  : 固縛対象設備に作用する最大水平風速

$C_D A$  : 抗力係数と見付面積の積の平均値

なお、空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，“平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究”，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき、以下の  $C_D A/m$  として算出する。

$$\frac{C_D A}{m} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(C_{D1} \cdot A_1 + C_{D2} \cdot A_2 + C_{D3} \cdot A_3)}{m}$$

(3) 荷重の組合せ

資機材保管用コンテナに作用する荷重は、風荷重 ( $W_w$ ) 及び風荷重による揚力 ( $F_{L, m}$ ) を考慮する。

この荷重及び荷重の組合せを表 2-8 「資機材保管用コンテナの荷重の組合せ」に示す。

表 2-8 資機材保管用コンテナの荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価内容	荷重の組合せ
資機材保管用コンテナ	構造強度	$W_w + F_{L, m}$

3. 設計方針

3.1 固縛装置

固縛対象設備に風圧力による荷重が作用すると、固縛装置に風荷重に相当する荷重が伝わり、浮き上がり荷重又は横滑り荷重が作用し、固縛対象設備は移動しようとする。連結材（サイドロープ）の余長の有無により、移動が拘束される場合と連結材（サイドロープ）の展張までは移動できる場合があるが、固縛装置を構成している連

結材は、柔軟な挙動ができる部材を選定しているため、固縛対象設備に作用する荷重に伴い、連結材には引張荷重が伝達されることは同様である。なお、連結材（サイドロープ）に余長を持たせた固縛装置は、固縛対象設備の移動に伴い連結材が緊張状態になる前は、固縛装置に有意な荷重は発生しない。

以上により、固縛装置の強度設計においては、構成要素ごとに強度評価を実施する。

固縛装置は、表 2-2 に示す構成要素ごとに適切な裕度（安全率）を確保する定格荷重を定め、固縛装置に作用する荷重以上の耐力を持つ構成要素を整理すると、連結材の余長の有無に違いはあるが、構成要素は同様で、強度評価の方法に関しても同じであり、表 3-1 に示すとおりとする。

評価上最も裕度の小さい固縛装置の選定及びその固縛装置に対する強度評価について、添付書類「VI-3-別添-1-3-1 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算書」に示す。

「2.1 固縛対象設備の選定」にて選定された固縛対象設備について、固縛装置の対策目的及び型式（構成要素の組合せ）を表 3-2 に示す。

表 3-1 固縛装置の構成

型式	連結材	固定材	基礎部
A	高強度繊維ロープ (余長あり)	フレノ・リンクボルト	アンカーボルト*
B	高強度繊維ロープ (余長なし)	アンカープレート	

注記 \*：接着系アンカーボルトと埋設アンカーボルトにより構成される。接着系アンカーボルトは、埋設アンカーボルトと比較して、ボルトサイズ及び埋込長さが小さいため接着系アンカーボルトの評価を実施する。

### 3.2 資機材保管用コンテナ

資機材保管用コンテナに風圧力による荷重が作用すると、揚力及び風荷重による転倒モーメントが作用し、資機材保管用コンテナは飛散しようとすることにより、資機材保管用コンテナの強度設計においては、基礎部（アンカーボルト）の強度評価を実施する。

資機材保管用コンテナに対する強度評価について、添付書類「VI-3-別添-1-3-1 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算書」に示す。



表 3-2 固縛装置の対策目的及び型式 (1/3)

固縛対象設備		保管に関する事項			固縛対策目的		固縛装置型式	備考
区分	設備名称	保管単位	保管状態の特記事項	保管場所* <sup>1</sup>	横滑り	浮き上がり		
車両型	大容量送水ポンプ (タイプⅠ)	台		①②③④	○	○	A	
	大容量送水ポンプ (タイプⅡ)	台		①②④	○	○	A	
	ホース延長回収車	台		②③④	○	○	A	
	原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット	台		①③④	○	○	A	
	可搬型窒素ガス供給装置	台		①④	○	○	A	
	電源車	台		②③④	○	○	A	
	電源車 (緊急時対策所用)	台		⑤	○	○	A	
	タンクローリ	台		②③④	○	○	A	
車両型以外	送水用ホース	基	コンテナに格納して保管	①②③④	○	○	B	
	注水用ヘッダ	基		②③④	○	○	B	

注記 \* 1 : 保管場所は以下を示す。

①第 1 保管エリア, ②第 2 保管エリア, ③第 3 保管エリア, ④第 4 保管エリア, ⑤緊急時対策建屋 (北側)

表 3-2 固縛装置の対策目的及び型式 (2/3)

固縛対象設備		保管に関する事項			固縛対策目的		固縛装置型式	備考
区分	設備名称	保管単位	保管状態の特記事項	保管場所* <sup>1</sup>	横滑り	浮き上がり		
車両型以外	耐熱ホース	基	コンテナに格納して保管	①③④	○	○	B	
	除熱用ヘッダ	基	原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの車内に格納して保管	①③④	○	○	—	当該固縛対象設備を保管する車両を固縛
	窒素供給用ホース	基	資機材保管用コンテナに格納して保管	①④	○	○	—	
	窒素供給用ヘッダ	基	資機材保管用コンテナに格納して保管	①④	○	○	—	
	放水砲	基		①④	○	○	B	
	泡消火薬剤混合装置	個		①④	○	○	B	
	シルトフェンス	基	コンテナに格納して保管	①④	○	○	B	

注記 \* 1 : 保管場所は以下を示す。

①第1保管エリア, ②第2保管エリア, ③第3保管エリア, ④第4保管エリア, ⑤緊急時対策建屋 (北側)

表 3-2 固縛装置の対策目的及び型式 (3/3)

固縛対象設備		保管に関する事項			固縛対策目的		固縛装置型式	備考
区分	設備名称	保管単位	保管状態の特記事項	保管場所* <sup>1</sup>	横滑り	浮き上がり		
車両型以外	小型船舶	基	専用架台に積載して保管	①④	○	○	—	
	可搬型モニタリングポスト	基	資機材保管用コンテナに格納して保管	①②④	○	○	—	
	ブルドーザ	台		①④	○	○	B	
	バックホウ	台		①④	○	○	B	
	ケーブル	基	電源車及び電源車（緊急時対策所用）の車内に格納して保管	②③④⑤	○	○	—	当該固縛対象設備を保管する車両を固縛
	給油用ホース	基	タンクローリの車内に格納して保管	②③④	○	○	—	当該固縛対象設備を保管する車両を固縛
	軽油払出用ホース	基	タンクローリの車内に格納して保管	②③④	○	○	—	当該固縛対象設備を保管する車両を固縛
	代替気象観測設備	基	資機材保管用コンテナに格納して保管	②④	○	○	—	

注記 \* 1 : 保管場所は以下を示す。

①第1保管エリア, ②第2保管エリア, ③第3保管エリア, ④第4保管エリア, ⑤緊急時対策建屋 (北側)

#### 4. 評価方針

固縛装置の強度評価は、設計荷重が固縛装置に作用することにより、評価対象部位に作用する荷重及び応力等が、「5. 許容限界」に示す許容限界に収まることを、「6. 強度評価方法」に示す方法により確認する。

資機材保管用コンテナの強度評価は、設計荷重が資機材保管用コンテナに作用することにより、評価対象部位に作用する荷重及び応力等が、「5. 許容限界」に示す許容限界に収まることを、「6. 強度評価方法」に示す方法により確認する。

固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価においては、その構造を踏まえ、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

##### (1) 強度評価方針

固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価フローを図 4-1 に示す。

固縛装置の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻の風圧力による荷重が固縛対象設備に作用した場合に、固縛装置を構成している連結材、固定材及び基礎部（アンカーボルト）に作用する荷重、応力等が、「5. 許容限界」にて示すそれぞれの許容限界以下であることを確認する。強度評価においては、固縛対象設備に作用する荷重算出のための風速や連結材の剛性等、また、許容限界の設定において保守性を考慮し、強度評価に対する信頼性を高めている。

資機材保管用コンテナの強度評価においては、設計竜巻の風圧力による荷重が資機材保管用コンテナに作用した場合に、資機材保管用コンテナの基礎部に対して選定した評価対象部位に作用する荷重等が、「5. 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。強度評価においては、資機材保管用コンテナに作用する荷重の算出において保守性を考慮し、強度評価に対する信頼性を高めている。

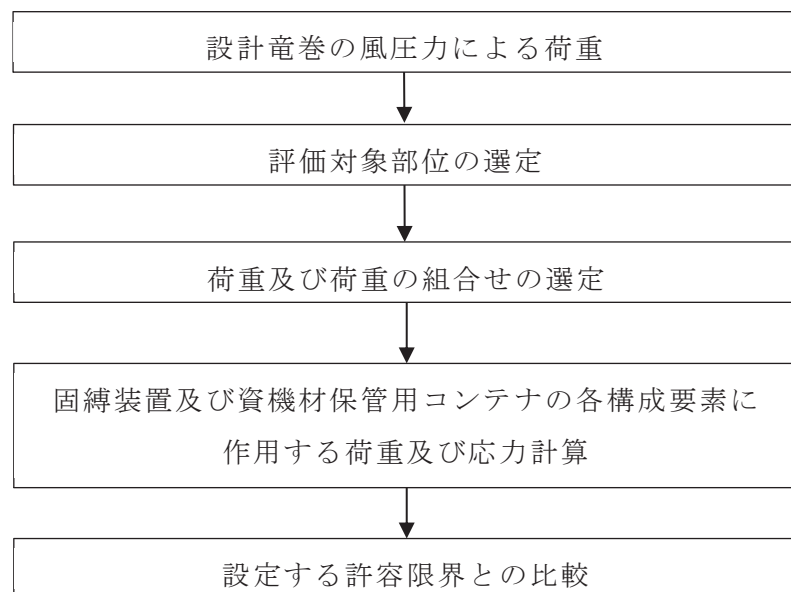


図 4-1 固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価フロー

## 5. 許容限界

固縛装置及び資機材保管用コンテナの許容限界は、「6.1.2 評価対象部位」及び「6.2.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、評価内容に応じて設定する。

固縛装置に要求される機能は、竜巻により設計荷重を受けた固縛対象設備に浮き上がり又は横滑りが発生した場合であっても、その移動を制限し、設計基準事故対処設備等と同じ機能を有する他の重大事故等対処設備に衝突することを防止することである。そのため、竜巻による固縛対象設備の浮き上がり又は横滑りによる移動を制限する際に、固縛装置に作用する荷重に対して、固縛状態を維持することが求められる。そこで、固縛装置の許容限界としては、終局耐力を適用し、許容限界以下であり、固縛状態を維持するために必要な強度を有する設計とする。

ただし、取替えが容易にできない基礎部（アンカーボルト）については、竜巻襲来時に永久変形を生じさせないために、許容限界として降伏耐力又は短期許容応力度を適用することとする。

資機材保管用コンテナに要求される機能は、竜巻により設計荷重を受けた資機材保管用コンテナが飛散せず、設計基準事故対処設備等と同じ機能を有する他の重大事故等対処設備に衝突することを防止することである。そこで、資機材保管用コンテナの許容限界としては、取替えが容易にできない基礎部（アンカーボルト）として、竜巻襲来時に永久変形を生じさせないために、許容限界として短期許容応力度を適用することとする。

なお、発電所敷地内に竜巻が発生した場合は、事象収束後、設備の損傷の有無及び竜巻の規模を確認し、損傷が確認された場合の処置については、保安規定に定める。

### (1) 連結材

固縛に必要となる連結材（メインロープ及びサイドロープ）については、設計竜巻による荷重に対し、連結材の破断が生じない設計とする。

このため、メーカー提示の引張強度を許容限界とする。

### (2) 固定材

#### a. フレノ・リンクボルト

固定材のうち、フレノ・リンクボルトについては、設計竜巻による荷重に対し、フレノ・リンクボルトの破断が生じない設計とする。

このため、メーカー提示の使用荷重及び安全係数によって、使用荷重に対し安全係数を考慮した値を許容限界とする。

#### b. アンカープレート

固定材のうち、アンカープレートについては、設計竜巻による荷重に対し、鋼材の破断が生じない設計とする。

このため、「鋼構造塑性設計指針」に基づく、部材の終局耐力を許容限界とする。

(3) 基礎部（アンカーボルト）

基礎部（アンカーボルト）については，設計竜巻による荷重に対し，アンカーボルトの破断が生じない設計とする。

このため，「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく，短期許容荷重を許容限界とする。

6. 強度評価方法

6.1 固縛装置

6.1.1 記号の定義

(1) 強度評価の記号の定義

連結材の強度評価に用いる記号を表 6-1，固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号を表 6-2 に示す。

表 6-1 連結材の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
P	kN	固縛対象設備に作用する検討用荷重
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
N'	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
$P_1$	kN	連結材 1 組あたりに作用する荷重
$P_{1, m}$	kN	連結材（メインロープ）1 組あたりに作用する荷重
$P_{1, s}$	kN	連結材（サイドロープ）1 組あたりに作用する荷重
$\theta_{v1}$	deg	浮き上がり時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_{v2}$	deg	横滑り時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_H$	deg	横滑り時（正面方向）に固縛装置の連結材（サイドロープ）が初期位置と展張時の位置とのなす角度

表 6-2 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
P	kN	固縛対象設備に作用する検討用荷重
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
N'	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
P <sub>2</sub>	kN	フレノ・リンクボルト 1 本あたりに作用する荷重
P <sub>3</sub>	kN	アンカープレート 1 箇所あたりに作用する荷重
$\theta_{v1}$	deg	浮き上がり時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_{v2}$	deg	横滑り時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_H$	deg	横滑り時（正面方向）に固縛装置の連結材（サイドロープ）が初期位置と展張時の位置とのなす角度
F	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の基準強度
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の降伏応力度で，基準強度 F 値を 1.1 倍した値
$\tau_y$	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材のせん断降伏応力度（ $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ ）
f <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の短期許容曲げ応力度
f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の短期許容引張応力度

表 6-2 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
$h$	mm	ベースプレート板厚芯からのフレノ・リンクボルト芯までの高さ
$L_1$	mm	両端のアンカーボルト芯間距離
$d_t$	mm	ベースプレート端部から引張側アンカーボルト芯までの距離
$B$	mm	ベースプレートの幅
$t$	mm	ベースプレートの厚さ
$Z_{py}$	mm <sup>3</sup>	ベースプレートの y 軸まわりの塑性断面係数
$Z_{px}$	mm <sup>3</sup>	ベースプレートの x 軸まわりの塑性断面係数
$A$	mm <sup>2</sup>	ベースプレートの断面積
$M_y$	kN・mm	x 方向検討荷重によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント
$M_x$	kN・mm	y 方向検討荷重によるベースプレートの x 軸まわり曲げモーメント
$M_{y-z}$	kN・mm	z 方向検討荷重によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント
$M_{py}$	kN・mm	ベースプレートの y 軸まわりの終局曲げモーメント
$M_{px}$	kN・mm	ベースプレートの x 軸まわりの終局曲げモーメント
$Q_x$	kN	x 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$Q_y$	kN	y 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$Q_{x-z}$	kN	z 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$Q_{px}$	kN	x 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$Q_{py}$	kN	y 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$Q_{pz}$	kN	z 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$\alpha$	—	アンカーボルトのねじ部における断面積の低減を考慮した係数 (=0.75)
$A_e$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの有効断面積
$n$	本	一組のアンカープレートにおけるアンカーボルト本数
$n'$	本	一組のアンカープレートにおける引張側アンカーボルト本数
$T_V$	kN	z 方向の検討荷重によりアンカーボルト 1 本当たりに生ずる引張力
$T_H$	kN	x 又は y 方向の検討荷重によりアンカーボルト 1 本当たりに生ずる引張力
$\phi_1$	—	アンカーボルトの降伏引張力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトの降伏による場合は 1.0 アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトのせん断強度による場合は 1.0
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトが定着するコンクリートの設計基準強度
$\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの許容せん断応力度 (=0.7・ $f_t$ )
$Q$	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本当たりに生ずるせん断力
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	基礎自重算定用のコンクリートの単位体積重量



表 6-2 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
$Q_{a1}$	kN	アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a2}$	kN	定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$\phi_2$	—	アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、コンクリートの支圧及び躯体のコーン状破壊による場合は 2/3
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	基礎コンクリートの支圧強度で、 $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数で、 $3.35 \cdot 10^4 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3}$
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積
$AL$	mm	アンカーボルトの埋込長さ
$AL_e$	mm	アンカーボルトの有効埋込長さ
$AL_{ce}$	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込長さ
$Ad_a$	mm	アンカーボルトの呼び径
$A_a$	mm	アンカーボルトのピッチ
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	—	アンカーボルトのへりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数
$C_1, C_2, C_3$	mm	アンカーボルトのへりあき寸法又はアンカーボルトピッチの 1/2
$P_{a1}$	kN	アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
$P_{a3}$	kN	アンカーボルトの付着力により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
$\phi_3$	—	アンカーボルトの許容引張力を決定する際の付着力による低減係数 (=2/3)
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトのへりあき寸法又はアンカーボルトピッチを考慮した引張力に対する付着強度
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で、カプセル式・有機系の場合 ( $=10\sqrt{F_c/21}$ )
$P_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力
$Q_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力
$Q_{a3}$	kN	定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
${}_c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $=0.31\sqrt{F_c}$ )

### 6.1.2 評価対象部位

固縛装置の評価対象部位は、「2.2 固縛装置の構造」にて設定している構造に基づき、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

#### (1) 連結材

- ・連結材本体（高強度繊維ロープ）

\*：連結材に作用する荷重を，メーカー提示の引張強度と比較するため，評価対象部位は図 6-1 に示す高強度繊維ロープ本体とする。

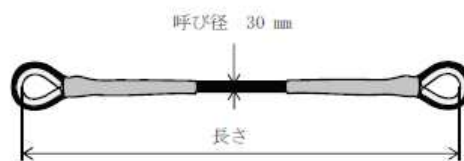
また，



高強度繊維ロープ（φ22）を評価対象部

位として選定する。

なお，上記の連結材の接続方法（巻付け）や接続部に対する緩み確認の日常管理の運用については，保安規定に定めて管理する。



（高強度繊維ロープ φ 30mm（被覆部）

φ 22mm（被覆無し部））

図 6-1 連結材の評価対象部位

#### (2) 固定材

- a. フレノ・リンクボルト

- ・フレノ・リンクボルト本体

\*：フレノ・リンクボルトに作用する荷重は，メーカー提示の使用荷重及び安全係数によって，使用荷重に対し安全係数を考慮した値と比較するため評価対象部位はフレノ・リンクボルト本体とする。

- b. アンカープレート

アンカープレートについては，ベースプレートの評価対象部位として設定する。

- ・ベースプレート

固定材の評価対象部位を図 6-2 に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

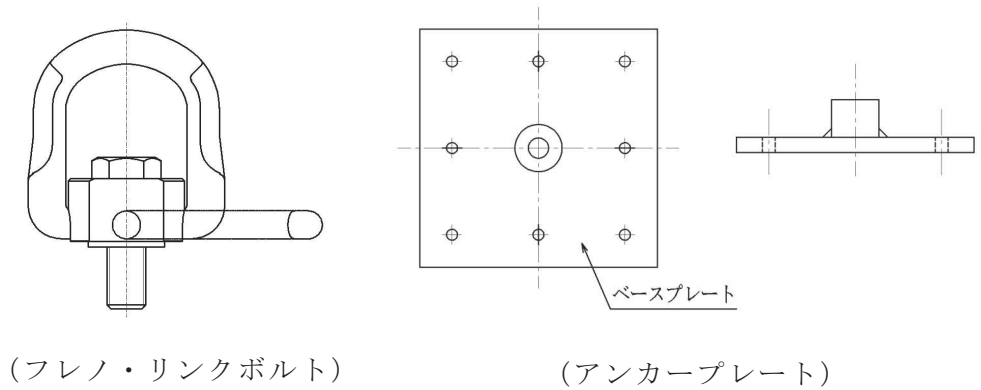


図 6-2 固定材の評価対象部位

(3) 基礎部（アンカーボルト）

アンカーボルトを評価対象部位として設定する。

- ・アンカーボルト

基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位を図 6-3 に示す。

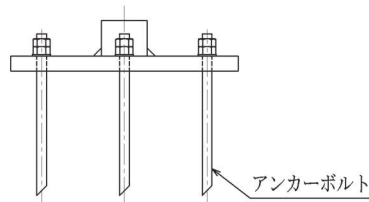


図 6-3 基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位

6.1.3 評価方法

(1) 連結材の評価方法

連結材に作用する荷重が、固縛装置の設置箇所数×連結材 1 組当たりの許容限界を超えないことを確認するため、連結材 1 組当たりに作用する荷重を、以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し、そのうち最も大きい荷重を選定する。

a. 浮き上がり時

設計竜巻の風荷重による揚力が固縛対象設備に作用して浮き上がる状態を考える。固縛対象設備が浮き上がった場合には、両側に配置した固縛装置（連結材（サイドロープ））で抵抗することから連結材に作用する荷重を以下の式により算定する。浮き上がり時の評価モデルの概要を図 6-4 に示す。

連結材に作用する荷重のうち、メインロープ又はサイドロープに作用する荷

重のうち大きい荷重を，浮き上がり時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(\frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{V1}}, \frac{P}{2}\right) = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{V1}} \quad (N' \cdot \sin \theta_{V1} \leq 2 \text{ より})$$

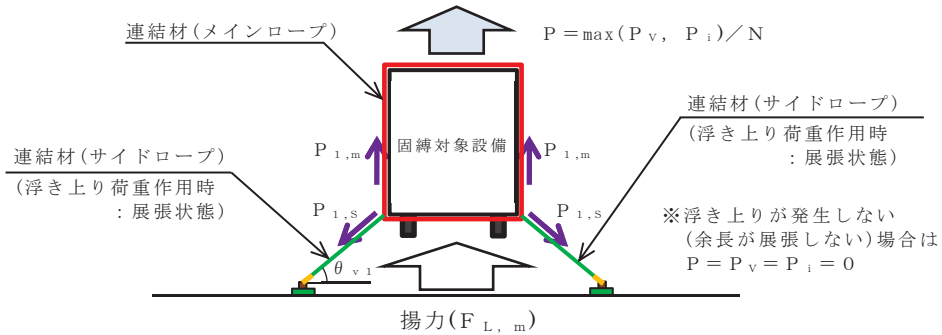


図 6-4 浮き上がり時の連結材の評価モデルの概要

b. 横滑り時

設計竜巻による風荷重が固定対象設備に作用して横滑りする状態を考え，連結材に作用する荷重は算定するが，横滑りの方向により連結材に作用する荷重状態が異なるため，横滑り方向に対して荷重を算定する。

(a) 側面方向の横滑り時

固定対象設備が側面方向（進行方向直角方向）に横滑りした場合には，固定装置は片側に配置した固定装置（連結材（サイドロープ））のみで抵抗することとなるから，連結材の検討用荷重  $P_1$  は以下の式により算定する。横滑り時（側面方向）の評価モデルの概要を図 6-5 に示す。

連結材に作用する荷重のうち，メインロープ又はサイドロープに作用する荷重のうち大きい荷重を，側面方向の横滑り時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}, \frac{P}{2}\right) = P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}} \quad (\cos \theta_{V2} \leq 1 < 2 \text{ より})$$

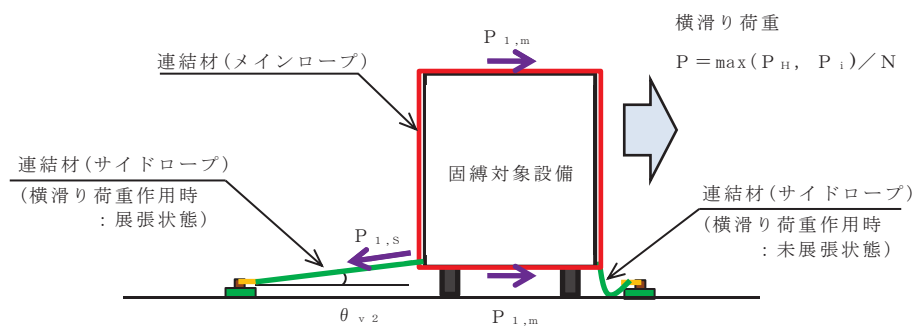


図 6-5 横滑り時（側面方向）の連結材の評価モデルの概要

(b) 正面方向の横滑り時

固縛対象設備が正面方向（進行方向）に横滑りした場合には、両側に配置した固縛装置（連結材（サイドロープ））で抵抗することから、連結材の検討用荷重  $P_1$  は以下の式により算定する。横滑り時（正面方向）の評価モデルの概要を図 6-6 に示す。

連結材に作用する荷重のうち、メインロープ又はサイドロープに作用する荷重のうち大きい荷重を、正面方向の横滑り時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(\frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_H} \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}, \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\tan \theta_H}\right)$$

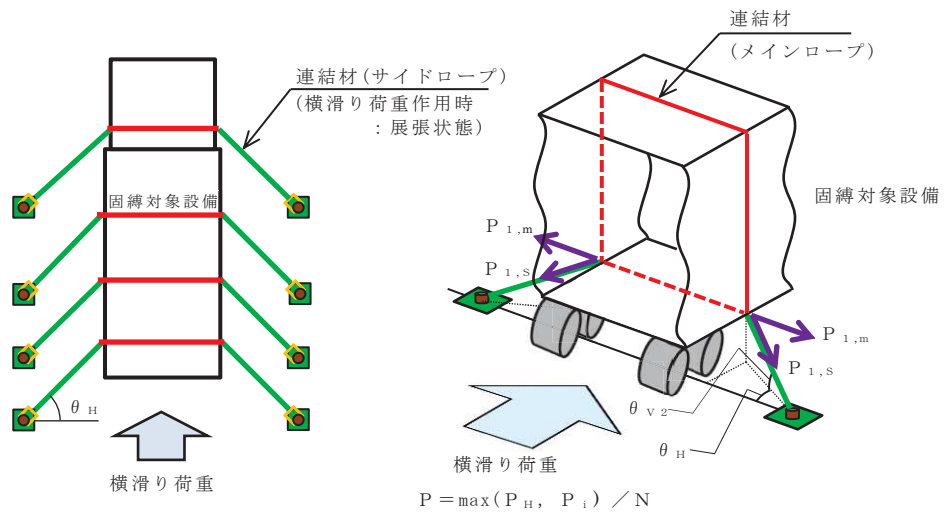


図 6-6 横滑り時（正面方向）の連結材の評価モデルの概要

(2) 固定材の評価方法

a. フレノ・リンクボルトの評価方法

フレノ・リンクボルトに作用する荷重も連結材と同様に、固縛装置の設置箇所数×フレノ・リンクボルト 1 本当たりの許容限界を超えないことを確認するため、フレノ・リンクボルト 1 本当たりに作用する荷重を、以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し、そのうち最も大きい荷重を選定する。

なお、フレノ・リンクボルトは連結材のうちサイドロープと同一の作用線上に配置されることから、連結材のサイドロープの荷重を検討用荷重  $P_2$  とする。

また、荷重の評価モデルは連結材と同様である。

(a) 浮き上がり時

浮き上がり時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定

する。

$$P_2 = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{V1}}$$

(b) 横滑り時

イ. 側面方向の横滑り時

側面方向の横滑り時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定する。

$$P_2 = P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}$$

ロ. 正面方向の横滑り時

正面方向の横滑り時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定する。

$$P_2 = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_H} \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}$$

b. アンカープレートの評価方法

(a) 計算モデル

アンカープレートは、フレノ・リンクボルトを介して荷重を受けるため、フレノ・リンクボルトの角度により、図 6-7 に示す  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向にフレノ・リンクボルトに作用する荷重  $P_2$  の分力として、検討用荷重  $P_3$  が作用する。

アンカープレートの評価は、浮き上がり及び横滑りの荷重状態を考慮して、作用する方向の検討用荷重に対して部材断面に生ずる荷重等を算定し、評価を行う。

なお、フレノ・リンクボルトはボルト芯を軸として回転し、アンカープレートの仕様も含めて、 $x$  方向と  $y$  方向は同一の評価条件となり、 $x$ 、 $y$  方向は同じ検討モデルとなるため、以降では  $x$  方向に作用する場合を示す。

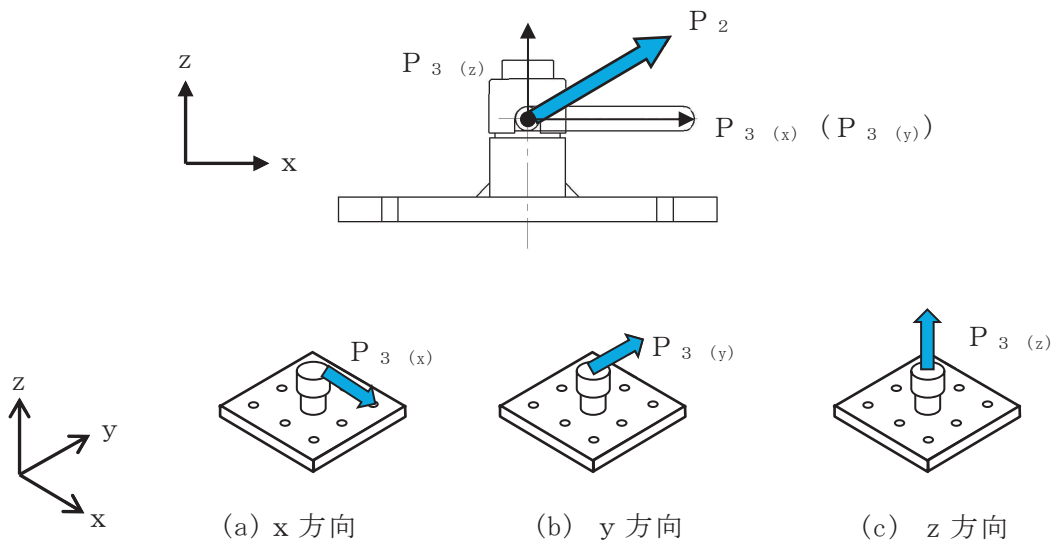


図 6-7 アンカープレートの計算モデルの概要

(b) 計算方法

イ. x (y) 方向荷重時の検討

アンカープレートのうち、ベースプレートに対し、x 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要を図 6-8 に示す。前述のとおり、x 方向と y 方向の計算モデルは同一条件であるため、x 方向のモデルにて示す。

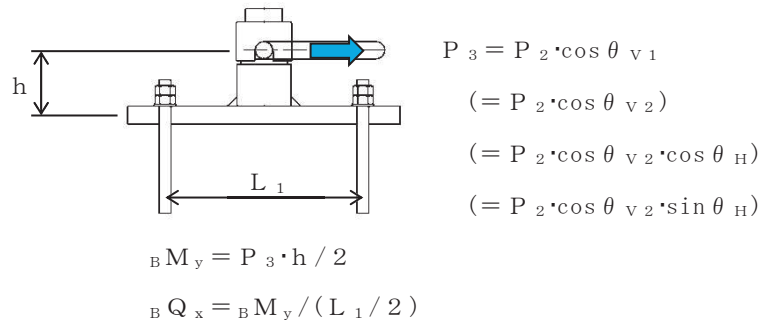


図 6-8 x 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要

・ 曲げに関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント  ${}_B M_y$  は、以下の式により算定する。

$${}_B M_y = P_3 \cdot \frac{h}{2}$$

ベースプレートの y 軸まわりの塑性断面係数  ${}_B Z_{py}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B Z_{p y} = \frac{{}_B B \cdot {}_B t^2}{4}$$

許容限界であるベースプレートの y 軸まわりの終局曲げモーメント  ${}_B M_{p y}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B M_{p y} = \sigma_y \cdot {}_B Z_{p y} \cdot 10^{-3}$$

・せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートのせん断力  ${}_B Q_x$  は、以下の式により算定する。

$${}_B Q_x = \frac{{}_B M_y}{\frac{L_1}{2}}$$

ベースプレートの断面積  ${}_B A$  は、以下の式により算定する。

$${}_B A = {}_B B \cdot {}_B t$$

許容限界であるベースプレートの終局せん断力  ${}_B Q_{p x}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B Q_{p x} = \tau_y \cdot {}_B A \cdot 10^{-3}$$

ロ. z 方向荷重時の検討

アンカープレートのうち、ベースプレートに対し、z 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要を図 6-9 に示す。

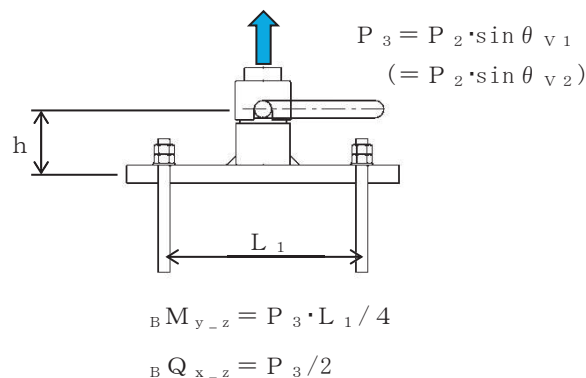


図 6-9 z 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要

・曲げに関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント



${}_B M_{y-z}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B M_{y-z} = P_3 \cdot \frac{L_1}{4}$$

ベースプレートの  $y$  軸まわりの塑性断面係数  ${}_B Z_{p y}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B Z_{p y} = \frac{{}_B B \cdot {}_B t^2}{4}$$

許容限界であるベースプレートの  $y$  軸まわりの終局曲げモーメント  ${}_B M_{p y}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B M_{p y} = \sigma_y \cdot {}_B Z_{p y} \cdot 10^{-3}$$

・せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートのせん断力  ${}_B Q_{x-y}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B Q_{x-z} = \frac{P_3}{2}$$

ベースプレートの断面積  ${}_B A$  は、以下の式により算定する。

$${}_B A = {}_B B \cdot {}_B t$$

許容限界であるベースプレートの終局せん断力  ${}_B Q_{p z}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B Q_{p z} = \tau_y \cdot {}_B A \cdot 10^{-3}$$

(3) 基礎部（アンカーボルト）の評価方法

a. 計算モデル

アンカーボルトもアンカープレートの評価と同様に、浮き上がり及び横滑りの荷重状態を考慮して、作用する方向の検討用荷重に対してアンカーボルトに生ずる荷重等を算定し、評価を行う。

b. 引張に関する検討

アンカーボルトの降伏引張耐力に関する検討は以下による。

アンカーボルトの有効断面積  ${}_A A_e$  は、以下の式により算定する。

$${}_A A_e = {}_A \alpha \cdot \frac{\pi \cdot {}_A d_a^2}{4}$$

$z$  方向の検討用荷重  $P_3$  によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力  ${}_A T_V$  は、以下の式により算定する。

$${}_{A}T_{V} = \frac{P_{3}}{n}$$

x 又は y 方向の検討用荷重  $P_{3}$  によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力  ${}_{A}T_{H}$  は、以下の式により算定する。

$${}_{A}T_{H} = \frac{P_{3} \cdot h}{\frac{7}{8} d_{t} \cdot n}$$

アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a1} = \phi_{1} \cdot f_{t} \cdot A_{e} \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルトの付着力により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a3} = \phi_{3} \cdot \tau_{a} \cdot \pi \cdot d_{a} \cdot L_{ce} \cdot 10^{-3}$$

$$L_{ce} = L_{e} - 2 \cdot d_{a}$$

$$L_{e} = L - d_{a}$$

アンカーボルトにおける付着強度  $\tau_{a}$  は以下の式により算定する。

$$\tau_{a} = \alpha_{1} \cdot \alpha_{2} \cdot \alpha_{3} \cdot \tau_{bavg}$$

アンカーボルトのへりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数は以下の式により算定する。

$$\alpha_{n} = 0.5 \cdot (C_{n} / L_{e}) + 0.5$$

$$L_{e} = L - d_{a}$$

ここで、

$$(C_{n} / L_{e}) \geq 1.0 \text{ の場合は、 } (C_{n} / L_{e}) = 1.0$$

$$L_{e} \geq 10d_{a} \text{ の場合は、 } L_{e} = 10d_{a} \text{ とする。}$$

アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力  $P_{a}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a} = \min(P_{a1}, P_{a3})$$

c. せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずるせん断力  ${}_A Q$  は、以下の式により算定する。

$${}_A Q = \frac{P_3}{n}$$

アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力  $Q_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot A_e \cdot 10^{-3}$$

定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本あたり許容せん断力  $Q_{a2}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot A_e \cdot 10^{-3}$$

せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積  $A_{qc}$  は、アンカーボルトのへりあき寸法を  $c$  とすると以下の式により算定する。

$$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$$

定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力  $Q_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力  $Q_a$  は、以下の式により算定する。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3})$$

d. 引張とせん断を同時に受ける場合に関する検討

コンクリートに埋め込まれるアンカーボルトとしての引張力とせん断力の組合せ力に対する検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、以下の式によって行う。

$$\left[ \frac{{}_A T_H + {}_A T_V}{P_a} \right]^2 + \left[ \frac{{}_A Q}{Q_a} \right]^2 \leq 1$$

## 6.2 資機材保管用コンテナ

### 6.2.1 記号の定義

#### (1) 強度評価の記号の定義

基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号を表 6-3 に示す。

表 6-3 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
$W_w$	kN	資機材保管用コンテナに作用する風荷重
$F_{L, m}$	kN	資機材保管用コンテナに作用する保守的に設定した揚力
$F$	$N/mm^2$	鋼材の基準強度
${}_s \sigma_{pa}$	$N/mm^2$	検討対象部材の短期許容引張応力度 ( $= 1.5 \cdot F / 1.5$ )
${}_s \sigma_{qa}$	$N/mm^2$	アンカーボルトの短期許容せん断応力度 ( $= 0.7 \cdot {}_s \sigma_{pa}$ )
$f_b$	$N/mm^2$	アンカーボルト定着板の短期許容曲げ応力度 ( $= 1.5 \cdot F / 1.3$ )
$N$	本	資機材保管用コンテナの基礎部のアンカーボルトの全数
$L_1$	m	側面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離
$L_2$	m	正面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離
$n_1$	本	側面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数
$n_2$	本	正面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数
$P_1$	kN	揚力によりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$P_2$	kN	横滑り側面方向風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$P_3$	kN	横滑り正面方向風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$Q_1$	kN	横滑り側面方向風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
$Q_2$	kN	横滑り正面方向風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
${}_A \alpha$	—	アンカーボルトのねじ部における断面積の低減を考慮した係数 ( $= 0.75$ )
${}_s c a$	$mm^2$	アンカーボルトの有効断面積

表 6-3 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
P	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力
Q	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずるせん断力
$\phi_1$	—	アンカーボルトの許容引張力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトの降伏による場合は 1.0 アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトのせん断強度による場合は 1.0
$\phi_2$	—	アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、コンクリートの支圧及び躯体のコーン状破壊による場合は 2/3
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトが定着するコンクリートの設計基準強度
${}_c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $0.31\sqrt{F_c}$ )
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	基礎コンクリートの支圧強度で、 $0.5\sqrt{(F_c \cdot E_c)}$
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数で、 $3.35 \cdot 10^4 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3}$
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	基礎自重算定用のコンクリートの単位体積重量
$A_c$	mm <sup>2</sup>	引張力に対するコーン状破壊面の有効水平投影面積
$A_o$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの頭部支圧面積
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積
$l_e$	mm	アンカーボルトの有効埋込長さ
d	mm	アンカーボルトの呼び径
D	mm	アンカーボルトの頭部（定着板）の直径
c	mm	アンカーボルトのへりあき寸法
$P_{a1}$	kN	アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力
$P_{a2}$	kN	定着したコンクリートのコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力
$P_{a3}$	kN	頭部支圧応力度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力

表 6-3 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
$Q_{a1}$	kN	アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a2}$	kN	定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a3}$	kN	定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$f_n$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度 ( $=\sqrt{A_c/A_o} \cdot F_c$ ) ただし、 $\sqrt{A_c/A_o}$ が 6 を超える場合は 6 とする
$P_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力
$Q_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力

### 6.2.2 評価対象部位

資機材保管用コンテナの評価対象部位は、「2.2 固縛装置の構造」にて設定している構造に基づき、「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

#### (1) 基礎部（アンカーボルト）

アンカーボルトを評価対象部位として設定する。

基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位を図 6-10 に示す。

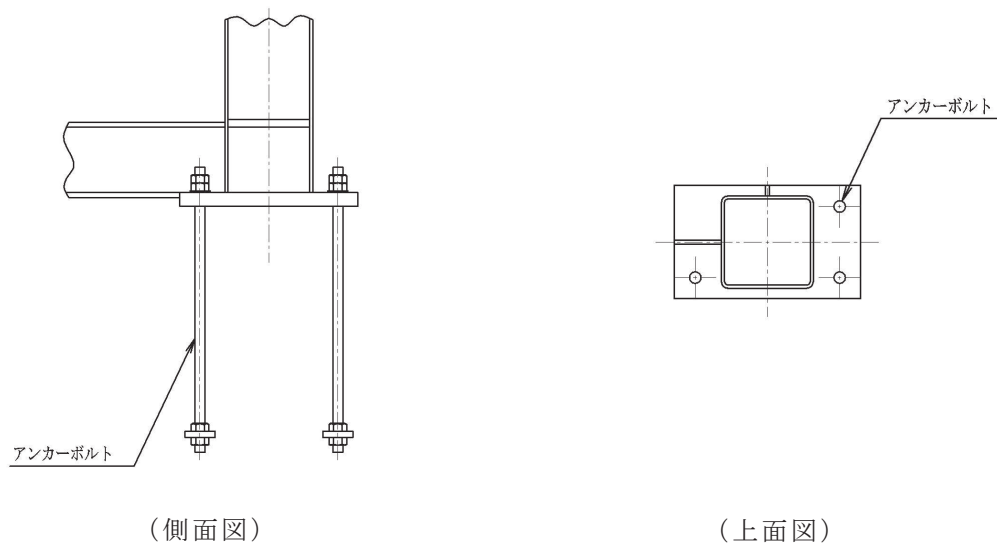


図 6-10 基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位

### 6.2.3 評価方法

#### (1) 資機材保管用コンテナの評価モデル

資機材保管用コンテナに設計竜巻による風荷重が作用し、浮き上がり及び転倒の荷重状態を考慮して、図 6-11 に示す計算モデルにて、作用する方向の荷重に対して、アンカーボルトに発生する荷重を算定し、評価を行う。

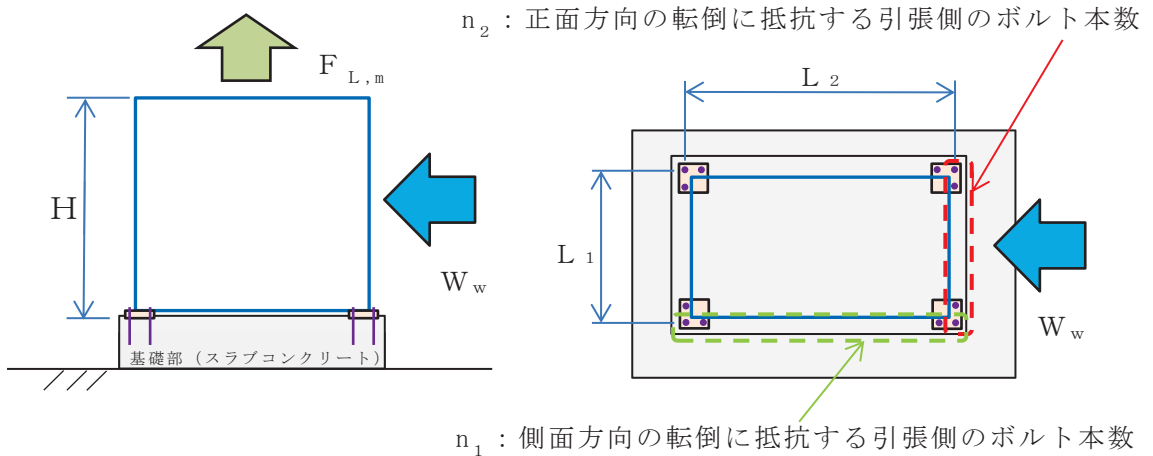


図 6-11 資機材保管用コンテナの計算モデル図

#### (2) 資機材保管用コンテナの評価方法

##### a. アンカーボルトに作用する荷重

揚力によりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P_1$  は、以下の式により算出する。

$$P_1 = \frac{F_{L,m}}{N}$$

風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P_2$ 、 $P_3$  は以下の式により算出する。この時、風荷重の作用位置は保守的に資機材保管用コンテナの頂部位置に設定する。

$$P_2 = \frac{W_w \cdot H}{L_1 \cdot n_1} \quad (\text{側面方向からの風荷重})$$

$$P_3 = \frac{W_w \cdot H}{L_2 \cdot n_2} \quad (\text{正面方向からの風荷重})$$

ここで、

$H$  : 風荷重の作用位置 (基礎面よりコンテナ頂部までの高さ)

$n_1$  : 側面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数

$n_2$  : 正面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数

$L_1$  : 側面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離 (図 6-11 参照)

$L_2$  : 正面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離 (図 6-11 参照)

風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力  $Q_1$ ,  $Q_2$  は、以下の式により算出する。

$$Q_1 = \frac{W_w}{N} \quad (\text{側面方向からの風荷重}) \quad Q_2 = \frac{W_w}{N} \quad (\text{正面方向からの風荷重})$$

b. 引張に関する検討

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P$  は、以下による。

$$P = \max(P_1 + P_2, P_1 + P_3)$$

アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

定着したコンクリートのコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a2}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルトの頭部支圧応力度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a3} = f_n \cdot A_0 \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本あたりの短期許容耐力  $P_a$  は、以下の式により算定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$$



c. せん断に関する検討

アンカーボルトに生ずるせん断力 $Q$ は、以下による。

$$Q = Q_1, Q_2$$

アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 $Q_{a1}$ は、以下の式により算定する。

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 $Q_{a2}$ は、以下の式により算定する。

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 $A_{qc}$ は、アンカーボルトのへりあき寸法を $c$ とすると以下の式により算定する。

$$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$$

定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 $Q_{a3}$ は、以下の式により算定する。

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 $Q_a$ は、以下の式により算定する。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3})$$

d. 引張とせん断を同時に受ける場合に関する検討

コンクリートに埋め込まれるアンカーボルトとしての引張力とせん断力の組合せ力に対する検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、以下の式によって行う。

$$\left[ \frac{P}{P_a} \right]^2 + \left[ \frac{Q}{Q_a} \right]^2 \leq 1$$

## 7. 適用規格

添付書類「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」においては、竜巻の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち、屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度設計に用いる規格、基準等を以下に示す。

- ・日本産業規格（J I S）
- ・鋼構造許容応力度設計規準（（社）日本建築学会，2019 制定）
- ・鋼構造塑性設計指針（（社）日本建築学会，2010 改定）
- ・建築基準法及び同施行令
- ・建築物荷重指針・同解説（（社）日本建築学会，2004 改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）

VI-3-別添 1-3-1 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	2
2.2	全体の構造概要	4
2.3	構成要素の構造概要	5
2.4	評価方針	7
2.5	適用規格	8
3.	強度評価方法	9
3.1	固縛装置	9
3.1.1	記号の定義	9
3.1.2	評価対象部位	14
3.1.3	荷重及び荷重の組合せ	16
3.1.4	許容限界	22
3.1.5	評価方法	23
3.2	資機材保管用コンテナ	32
3.2.1	記号の定義	32
3.2.2	評価対象部位	34
3.2.3	荷重及び荷重の組合せ	35
3.2.4	許容限界	36
3.2.5	評価方法	37
4.	評価条件	40
4.1	可搬型窒素ガス供給装置の評価条件	40
4.2	資機材保管用コンテナの評価条件	43
5.	評価結果	45
5.1	可搬型窒素ガス供給装置の評価結果	45
5.2	資機材保管用コンテナの評価結果	48

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」に示すとおり、固縛装置が必要となる屋外の重大事故等対処設備（以下「固縛対象設備」という。）の固縛装置又は屋外の重大事故等対処設備を保管する資機材保管用コンテナが、竜巻襲来時における設計竜巻による荷重とこれを組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）が固縛対象設備又は資機材保管用コンテナに作用した場合であっても、固縛状態又は固定状態を維持するために必要な構造強度を有するように、固縛構成要素等に作用する荷重が許容限界以下であることを確認するものである。

2. 基本方針

(1) 固縛装置

固縛対象設備に設置する固縛装置は、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「3. 設計方針」に示すとおり、固縛対象設備の構造によって連結材の余長の有無に違いはあるが、構成要素は同様であり、固縛装置の構成要素の組合せは表 2-1 に示すとおりである。

当該固縛装置に対して強度評価を行い、固縛状態を維持するため必要な構造強度を有していることを確認する。

なお、固縛対象設備の設置される固縛装置の強度評価の結果、許容限界に対する裕度が最も低い固縛装置は「可搬型窒素ガス供給装置」に設置する固縛装置である。

本資料においては、当該固縛装置の評価結果を示す。

表 2-1 固縛装置の構成

固縛対象設備	連結材	固定材	基礎部
車両型	高強度繊維ロープ (余長あり)	フレノ・リンクボルト アンカープレート	アンカーボルト
車両型以外	高強度繊維ロープ (余長なし)		

(2) 資機材保管用コンテナ

資機材保管用コンテナは、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「3. 設計方針」に示すとおり、竜巻による風荷重により飛散することのないよう、基礎部（アンカーボルト）にて抵抗する構造であり、当該構造は対象となる資機材保管用コンテナにおいて同様である。

資機材保管用コンテナの基礎部（アンカーボルト）に対して強度評価を行い、固定状態を維持するため必要な構造強度を有していることを確認する。

なお、資機材保管用コンテナの強度評価の結果、許容限界に対する裕度が最も低い

資機材保管用コンテナは第2保管エリアの資機材保管用コンテナである。

本資料においては当該資機材保管用コンテナの評価結果を示す。

## 2.1 位置

屋外に設置する重大事故等対処設備は、添付書類「VI-1-1-2-3-3 竜巻防護に関する施設の設計方針」の「3.2 重大事故等対処設備」のとおり、位置的分散を考慮した保管としており、固縛対象設備も同様であり、それぞれ屋外の可搬型重大事故等対処設備の保管場所に保管しており、これらの固縛装置及び資機材保管用コンテナも同じ場所に設置する。

固縛対象設備の設置場所を図2-1に示す。

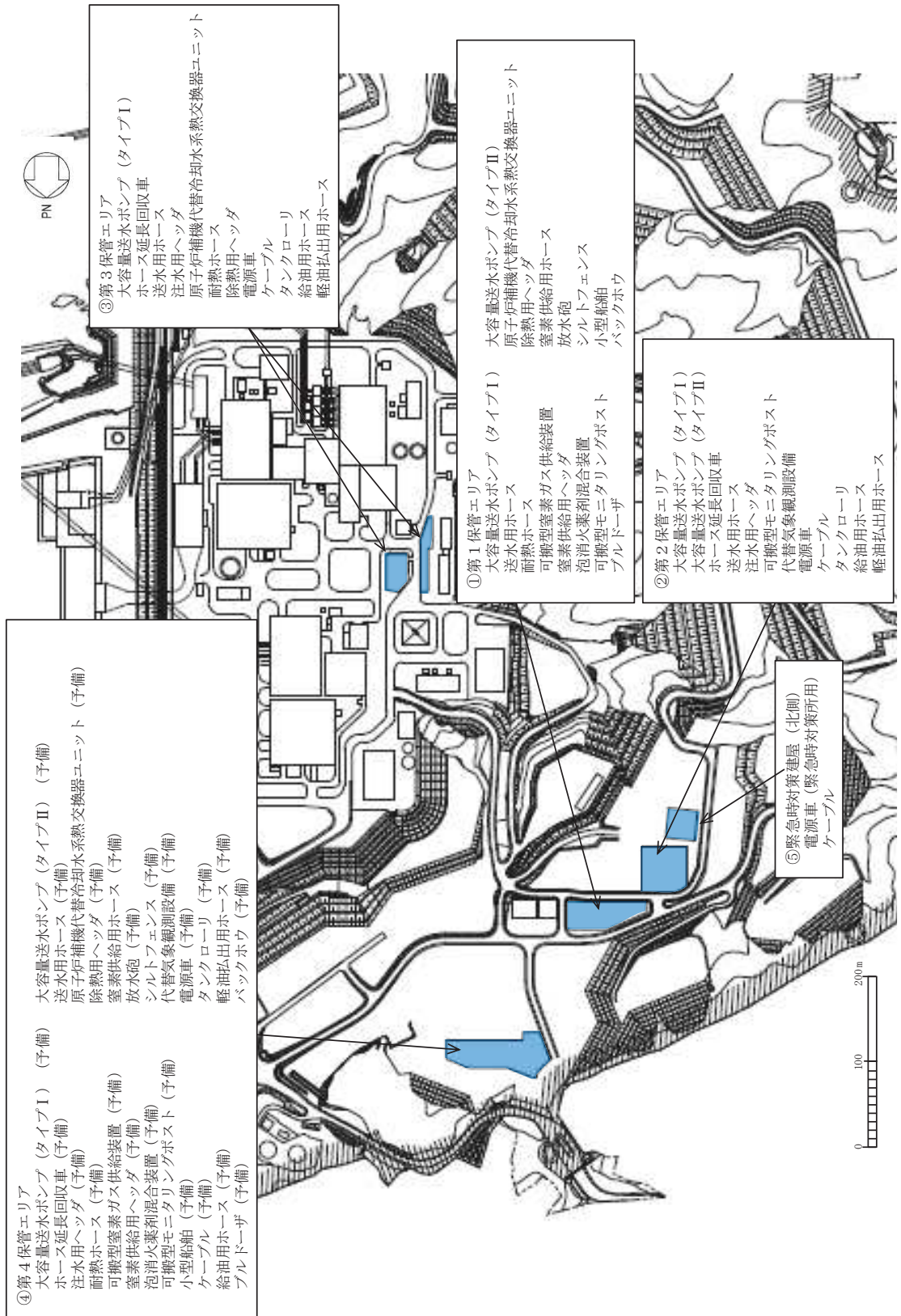


図 2-1 固縛対象設備の設置場所

## 2.2 全体の構造概要

固縛対象設備の固縛装置及び資機材保管用コンテナの構造は、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.2 固縛装置の構造」を踏まえて設定する。

固縛対象設備の固縛装置は、連結材、固定材及び基礎部（アンカーボルト）から構成される。また、資機材保管用コンテナは、コンテナ本体及び基礎部（アンカーボルト）から構成される。

### (1) 固縛装置全体の構造概要

固縛装置は、連結材（高強度繊維ロープ）を固定材であるフレノ・リンクボルト及びアンカープレートと接続し、固定材と基礎部をアンカーボルトで固定する構造である。可搬型窒素ガス供給装置に設置する固縛装置の概要を図 2-2 に示す。

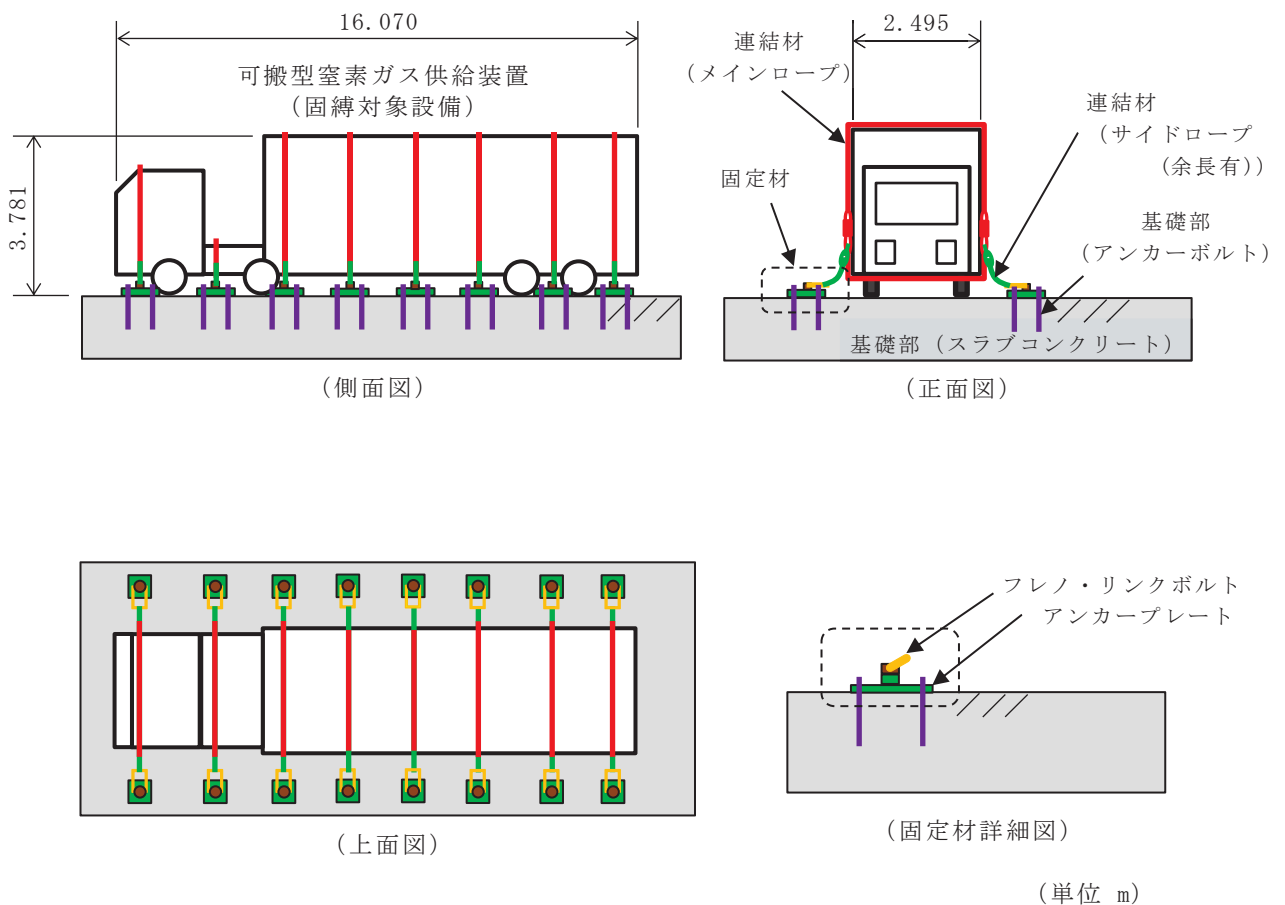


図 2-2 可搬型窒素ガス供給装置の固縛装置の概要



(2) 資機材保管用コンテナの構造概要

資機材保管用コンテナは、コンテナ本体と基礎部をアンカーボルトで固定する構造である。資機材保管用コンテナの概要を図 2-3 に示す。

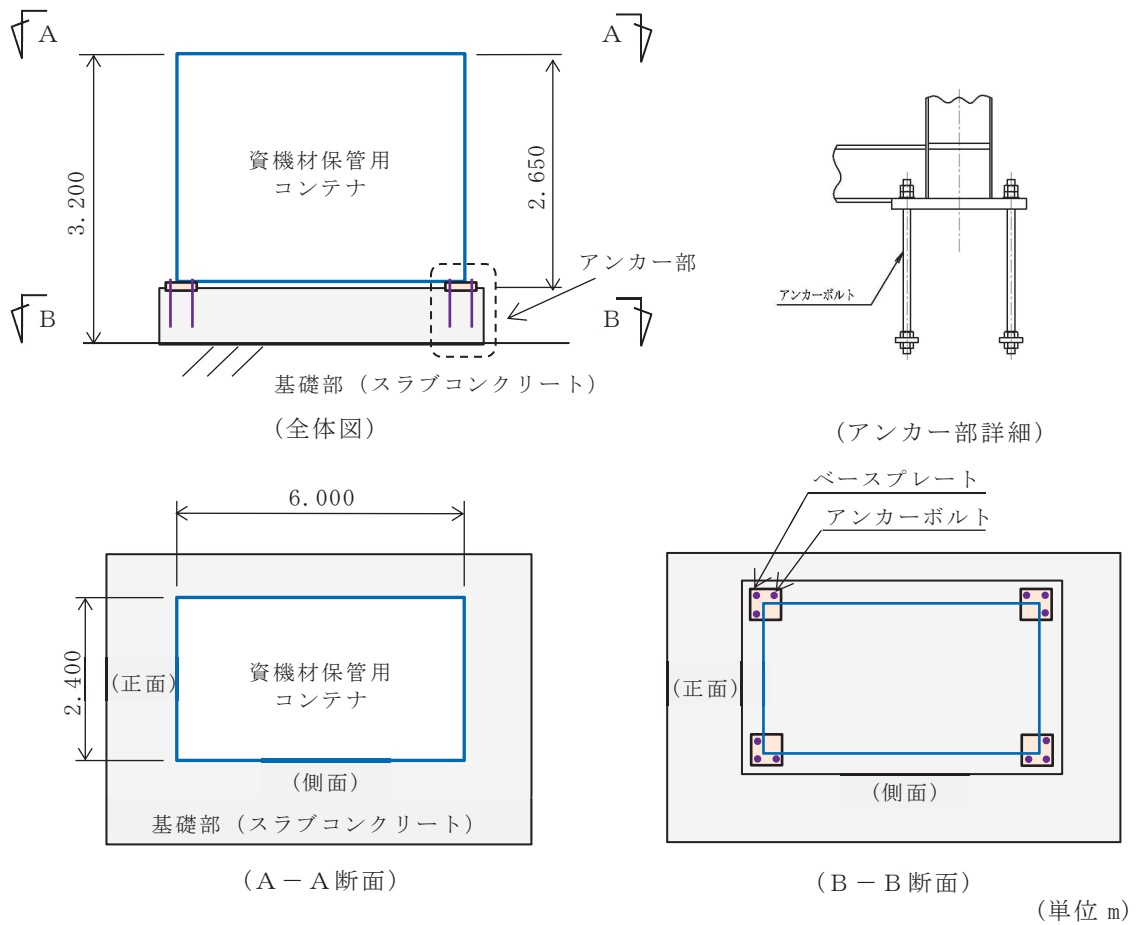


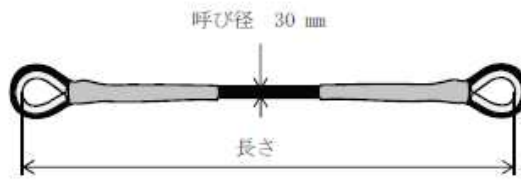
図 2-3 資機材保管用コンテナの概要

2.3 構成要素の構造概要

(1) 固縛装置

固縛対象設備の固縛装置の構成要素は、連結材、固定材及び基礎部（アンカーボルト）であり、固縛対象設備に作用する荷重が連結材から固定材へ伝達し、基礎部（アンカーボルト）により支持する構造となる。

連結材の概要を図 2-4 に、固定材の概要を図 2-5 に、基礎部（アンカーボルト）の概要を図 2-6 に示す。



(高強度繊維ロープ  $\phi$  30mm (被覆部)

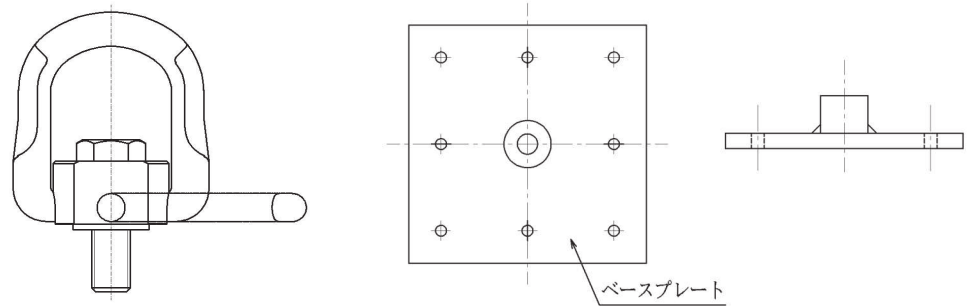
$\phi$  22mm (被覆無し部)

\* : 上記ロープ同士の接続用に以下の径も用いる。

$\phi$  16mm (被覆部)

$\phi$  12mm (被覆無し部)

図 2-4 連結材の概要



(フレノ・リンクボルト)

(アンカープレート)

図 2-5 固定材の概要

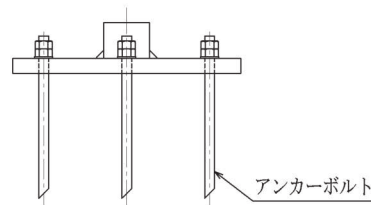


図 2-6 基礎部 (アンカーボルト) の概要

(2) 資機材保管用コンテナ

資機材保管用コンテナの構成要素は、コンテナ本体及び基礎部（アンカーボルト）であり、コンテナに作用する荷重がコンテナ本体からベースプレートへ伝達し、基礎部（アンカーボルト）により支持する構造となる。

基礎部のうちアンカーボルトの概要を図 2-7 に示す。

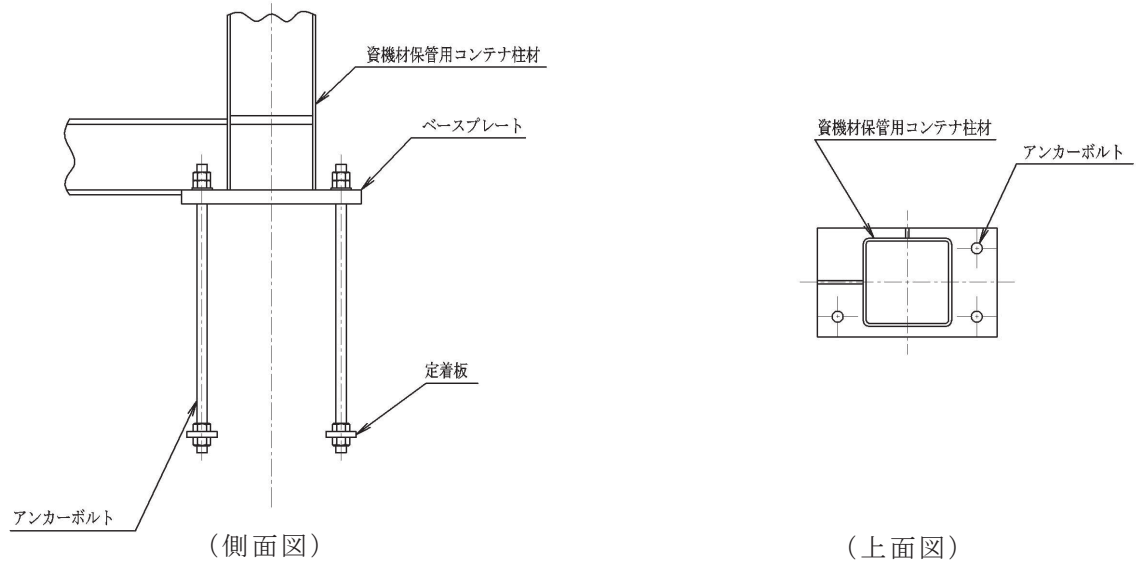


図 2-7 基礎部（アンカーボルト）の概要

2.4 評価方針

固縛装置の強度評価は、設計荷重が固縛装置に作用することにより評価対象部位に生ずる荷重及び応力等が、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「5. 許容限界」に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

資機材保管用コンテナの強度評価は、設計荷重が資機材保管用コンテナに作用することにより、評価対象部位に作用する荷重及び応力等が、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「5. 許容限界」に収まることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価において、その構造を踏まえ、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

## (1) 強度評価方針

固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価フローを図 2-8 に示す。

固縛装置の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻の風圧力による荷重が固縛対象設備に作用した場合に、固縛装置を構成している連結材、固定材及び基礎部（アンカーボルト）に対して選定した評価対象部位に作用する荷重等が「3.1.4 許容限界」にて示すそれぞれの許容限界以下であることを確認する。

資機材保管用コンテナの強度評価においては、設計竜巻の風圧力による荷重が資機材保管用コンテナに作用した場合に、資機材保管用コンテナの基礎部（アンカーボルト）に対して選定した評価対象部位に作用する荷重等が「3.2.4 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

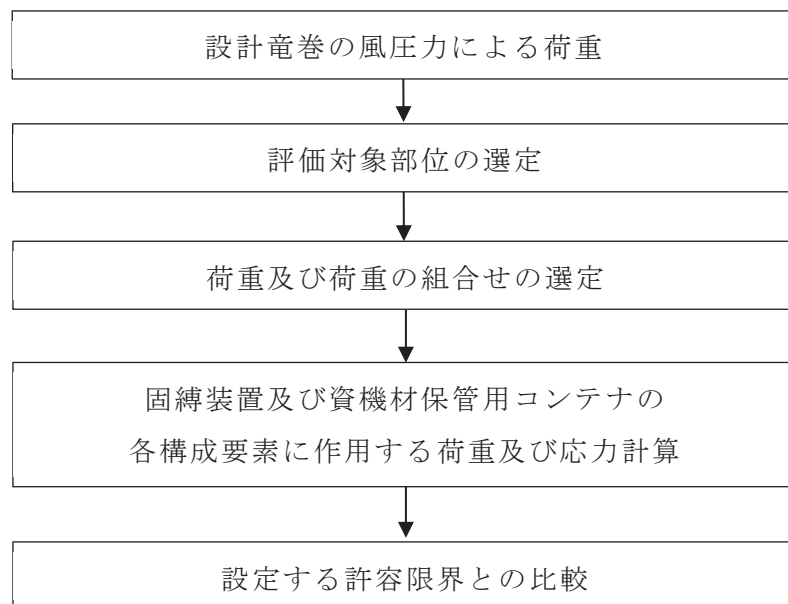


図 2-8 固縛装置及び資機材保管用コンテナの強度評価フロー

## 2.5 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 日本産業規格（J I S）
- ・ 鋼構造許容応力度設計規準（（社）日本建築学会，2019 制定）
- ・ 鋼構造塑性設計指針（（社）日本建築学会，2010 改定）
- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 建築物荷重指針・同解説（（社）日本建築学会，2004 改定）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 固縛装置

##### 3.1.1 記号の定義

###### (1) 強度評価の記号の定義

固縛対象設備に作用する荷重の評価に用いる記号を表 3-1, 連結材の強度評価に用いる記号を表 3-2, 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号を表 3-3 に示す。

表 3-1 固縛対象設備に作用する荷重の算出に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$V_D$	m/s	設計竜巻の最大風速
$V_{Rm}$	m/s	設計竜巻の最大接線風速
$V_T$	m/s	竜巻移動速度 $V_T = 0.15 \cdot V_D$
$V_{SA}$	m/s	固縛対象設備に作用する最大水平風速
$R_m$	m	最大接線風速の生じる半径
$H_i$	m	流入層高さ
$C_{Di} (i=1, 2, 3)$	—	固縛対象設備の形状に応じた抗力係数
$A_i (i=1, 2, 3)$	m <sup>2</sup>	固縛対象設備の各面の見付面積
$W$	m	固縛対象設備の幅
$L$	m	固縛対象設備の長さ
$H$	m	固縛対象設備の高さ
$m$	kg	固縛対象設備の質量
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度 ( $g=9.80665$ )
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	空気密度
$q$	N/m <sup>2</sup>	設計用速度圧
$G$	—	ガスト影響係数
$C$	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
$V_{SAS, F}$	m/s	固縛対象設備が浮き上がりを開始する風速
$V_{SAS, S}$	m/s	固縛対象設備が横滑りを開始する風速
$C_D A/m$	m <sup>2</sup> /kg	空力パラメータ
$\mu_s$	—	固縛対象設備と路面の静摩擦係数
$\mu_d$	—	固縛対象設備と路面の動摩擦係数
$X$	mm	固縛装置の設計余長
$L_{OF}$	mm	固縛対象設備と固縛装置（アンカー点）のオフセット量

表 3-1 固縛対象設備に作用する荷重の算出に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
N'	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
k	N/m	連結材の等価剛性 ( $= E_{RP} \cdot A_{RP} / L_{RP}$ )
$E_{RP}$	N/mm <sup>2</sup>	連結材の弾性係数
$A_{RP}$	mm <sup>2</sup>	連結材の断面積
$L_{RP}$	m	連結材の長さ
$F_d$	kN	固縛対象設備に常時作用する荷重
$F_{L, m}$	kN	固縛対象設備に作用する保守的に設定した揚力
$P_v$	kN	固縛対象設備に作用する浮き上がり荷重
$P_H$	kN	固縛対象設備に作用する横滑り荷重
$P_i$	kN	固縛対象設備に作用する動的荷重

表 3-2 連結材の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
P	kN	固縛対象設備に作用する検討用荷重
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
N'	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
$P_1$	kN	連結材 1 組あたりに作用する荷重
$P_{1, m}$	kN	連結材 (メインロープ) 1 組あたりに作用する荷重
$P_{1, s}$	kN	連結材 (サイドロープ) 1 組あたりに作用する荷重
$\theta_{v1}$	deg	浮き上がり時に固縛装置の連結材 (サイドロープ) と定着面となす角度
$\theta_{v2}$	deg	横滑り時に固縛装置の連結材 (サイドロープ) と定着面となす角度
$\theta_H$	deg	横滑り時 (正面方向) に固縛装置の連結材 (サイドロープ) が初期位置と展張時の位置とのなす角度

表 3-3 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
P	kN	固縛対象設備に作用する検討用荷重
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
N'	個	固縛装置 1 箇所あたりの固定材の配置数
P <sub>2</sub>	kN	フレノ・リンクボルト 1 本あたりに作用する荷重
P <sub>3</sub>	kN	アンカープレート 1 箇所あたりに作用する荷重
$\theta_{v1}$	deg	浮き上がり時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_{v2}$	deg	横滑り時に固縛装置の連結材（サイドロープ）と定着面となす角度
$\theta_H$	deg	横滑り時（正面方向）に固縛装置の連結材（サイドロープ）が初期位置と展張時の位置とのなす角度
F	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の基準強度
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の降伏応力度で，基準強度 F 値を 1.1 倍した値
$\tau_y$	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材のせん断降伏応力度（ $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ ）
f <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の短期許容曲げ応力度
f <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の短期許容引張応力度

表 3-3 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
$h$	mm	ベースプレート板厚芯からのフレノ・リンクボルト芯までの高さ
$L_1$	mm	両端のアンカーボルト芯間距離
$d_t$	mm	ベースプレート端部から引張側アンカーボルト芯までの距離
$B_B$	mm	ベースプレートの幅
$B_t$	mm	ベースプレートの厚さ
$B Z_{p y}$	mm <sup>3</sup>	ベースプレートの $y$ 軸まわりの塑性断面係数
$B Z_{p x}$	mm <sup>3</sup>	ベースプレートの $x$ 軸まわりの塑性断面係数
$B A$	mm <sup>2</sup>	ベースプレートの断面積
$B M_y$	kN・mm	$x$ 方向検討荷重によるベースプレートの $y$ 軸まわり曲げモーメント
$B M_x$	kN・mm	$y$ 方向検討荷重によるベースプレートの $x$ 軸まわり曲げモーメント
$B M_{y-z}$	kN・mm	$z$ 方向検討荷重によるベースプレートの $y$ 軸まわり曲げモーメント
$B M_{p y}$	kN・mm	ベースプレートの $y$ 軸まわりの終局曲げモーメント
$B M_{p x}$	kN・mm	ベースプレートの $x$ 軸まわりの終局曲げモーメント
$B Q_x$	kN	$x$ 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$B Q_y$	kN	$y$ 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$B Q_{x-z}$	kN	$z$ 方向検討荷重によるベースプレートのせん断力
$B Q_{p x}$	kN	$x$ 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$B Q_{p y}$	kN	$y$ 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$B Q_{p z}$	kN	$z$ 方向検討荷重に対するベースプレートの終局せん断力
$A \alpha$	—	アンカーボルトのねじ部における断面積の低減を考慮した係数 (=0.75)
$A A_e$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの有効断面積
$n$	本	一組のアンカープレートにおけるアンカーボルト本数
$n'$	本	一組のアンカープレートにおける引張側アンカーボルト本数
$A T_v$	kN	$z$ 方向の検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力
$A T_H$	kN	$x$ 又は $y$ 方向の検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力
$\phi_1$	—	アンカーボルトの許容引張力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトの降伏による場合は 1.0 アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトのせん断強度による場合は 1.0
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトが定着するコンクリートの設計基準強度
$s \sigma_{q a}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの短期許容せん断応力度 (=0.7・ $f_t$ )
$A Q$	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずるせん断力
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	基礎自重算定用のコンクリートの単位体積重量



表 3-3 固定材及び基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
$Q_{a1}$	kN	アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a2}$	kN	定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$\phi_2$	—	アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、コンクリートの支圧及び躯体のコーン状破壊による場合は 2/3
$c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	基礎コンクリートの支圧強度で、 $0.5 \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c}$
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数で、 $3.35 \cdot 10^4 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3}$
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積
$A_L$	mm	アンカーボルトの埋込長さ
$A_{Le}$	mm	アンカーボルトの有効埋込長さ
$A_{Lce}$	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込長さ
$A_{da}$	mm	アンカーボルトの呼び径
$A_a$	mm	アンカーボルトのピッチ
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	—	アンカーボルトのへりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数
$C_1, C_2, C_3$	mm	アンカーボルトのへりあき寸法又はアンカーボルトピッチの 1/2
$P_{a1}$	kN	アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
$P_{a3}$	kN	アンカーボルトの付着力により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
$\phi_3$	—	アンカーボルトの許容引張力を決定する際の付着力による低減係数 (=2/3)
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトのへりあき寸法又はアンカーボルトピッチを考慮した引張力に対する付着強度
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で、カプセル式・有機系の場合 ( $=10\sqrt{F_c/21}$ )
$P_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力
$Q_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力
$Q_{a3}$	kN	定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $=0.31 \cdot \sqrt{F_c}$ )

### 3.1.2 評価対象部位

固縛装置の評価対象部位は、「2.3 構成要素の構造概要」にて設定している構造に基づき、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

#### (1) 連結材

- ・連結材本体（高強度繊維ロープ）

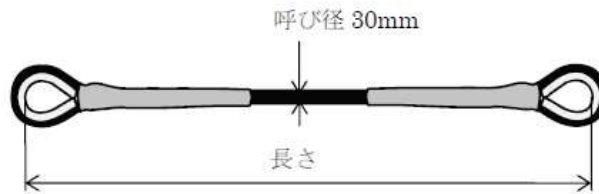
\*：連結材に作用する荷重を，メーカ提示の引張強度と比較するため，評価対象部位は図 3-1 に示す高強度繊維ロープ本体とする。

また，



高強度繊維ロープ（φ22）を評価対象部位として選定する。

なお，上記の連結材の接続方法（巻付け）や接続部に対する緩み確認の日常管理の運用については，保安規定に定めて管理する。



（高強度繊維ロープ φ 30mm（被覆部）  
φ 22mm（被覆無し部））

図 3-1 連結材の評価対象部位

#### (2) 固定材

- a. フレノ・リンクボルト

- ・フレノ・リンクボルト本体

\*：フレノ・リンクボルトに作用する荷重は，メーカ提示の使用荷重及び安全係数によって，使用荷重に対し安全係数を考慮した値と比較するため，評価対象部位はフレノ・リンクボルト本体とする。

- b. アンカープレート

アンカープレートについては，ベースプレートの評価対象部位として設定する。

- ・ベースプレート

固定材の評価対象部位を図 3-2 に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

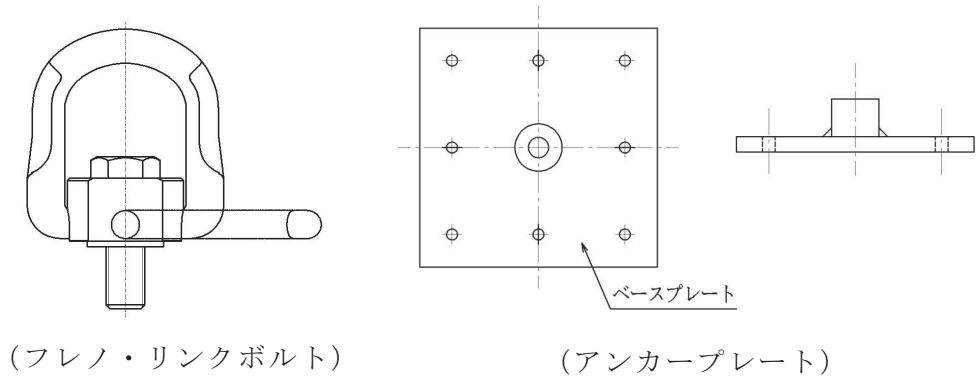


図 3-2 固定材の評価対象部位

(3) 基礎部 (アンカーボルト)

基礎部 (アンカーボルト) は、アンカーボルトを評価対象部位として設定する。

- ・アンカーボルト

基礎部 (アンカーボルト) の評価対象部位を図 3-3 に示す。

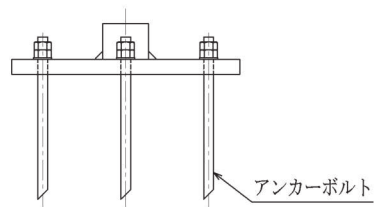


図 3-3 基礎部 (アンカーボルト) の評価対象部位

### 3.1.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

##### a. 常時作用する荷重 ( $F_d$ )

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。

##### b. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は、固縛対象設備に発生し、連結材、固定材（フレノ・リンクボルト及びアンカープレート）を介して基礎部（アンカーボルト）に作用する。

添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3.1 (1) 荷重の種類」に示すように、竜巻による最大風速は、一般的には水平方向の風速として設定され、これにより固縛対象設備は横滑りを生じるような力を受けるが、鉛直方向に対しても、風圧力により固縛対象設備に揚力が発生し、浮き上がりが生じるような力を受けるため、鉛直方向の荷重についても考慮した設計とする。

##### (a) 竜巻の風圧力による荷重

添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、荷重を選定する。

##### イ. 浮き上がり荷重

固縛対象設備の浮き上がり時に発生する荷重  $P_v$  は、設計竜巻により当該固縛対象設備に発生する鉛直力とする。

浮き上がり荷重は、固縛対象設備の形状による空力パラメータを用いて算出される揚力が自重を上回る（＝空力パラメータから算出される揚力－自重  $> 0$ ）場合に上向きの力として固縛対象設備に作用する。

固縛対象設備に作用する揚力は、揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力  $F_{L,m}$  を用い、空力パラメータ  $C_D A/m$  を用いた式に展開し、浮き上がり荷重  $P_v$  は次に示すとおり算出する。

$$\begin{aligned}
 P_v &= F_{L,m} - m \cdot g = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_D A - m \cdot g \\
 &= m \left( \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot \frac{C_D A}{m} - g \right)
 \end{aligned}$$

$$F_{L, m} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_{DA}$$

$\rho$  : 空気密度

$V_{SA}$  : 固縛対象設備に作用する最大水平風速

$C_{DA}$  : 抗力係数と見付面積の積の平均値

なお、空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，“平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究”，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき，以下の  $C_{DA}/m$  として算出する。

$$\frac{C_{DA}}{m} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(C_{D1} \cdot A_1 + C_{D2} \cdot A_2 + C_{D3} \cdot A_3)}{m}$$

ロ. 横滑り荷重

横滑りに伴い発生する荷重  $P_H$  は，当該固縛対象設備に設計竜巻の風圧力による荷重が作用するときの水平力とし，「建築基準法施行令」及び「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」に準拠して，次に示すとおり  $W_w$  とする。

$$P_H = W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A_i$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2$$

ハ. 動的荷重

連結材（サイドロープ）に余長を有する固縛装置が作動（余長が展張）する時に固縛対象設備の急停止に伴い固縛装置に発生する動的荷重  $P_i$  は，添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3.1 (2)d. 動的荷重」に基づき，以下によって算出する。

(イ) 固縛対象設備の挙動開始風速の算出

固縛対象設備が浮き上がり又は横滑りを始める時の風速を算出する。

浮き上がり開始風速  $V_{SAS, F}$  は，浮き上がり荷重  $P_V$  が 0 となる時の風速であり，以下の式によって算出する。

$$V_{SAS, F} = \sqrt{\frac{2 \cdot g}{\rho \cdot \frac{C_{DA}}{m}}}$$

横滑り開始風速  $V_{SAS, S}$  は，風圧力による荷重と静止摩擦力が釣り

合った時の風速であり，以下の式によって算出する。

$$V_{SA S, S} = \sqrt{\frac{2 \cdot \mu_s \cdot g}{\rho \cdot \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_s \cdot \frac{C_D A}{m} \right)}}$$

(ロ) 固縛装置の余長がなくなる時点での終端速度の算定

固縛対象設備が挙動を開始してから連結材（サイドロープ）が展張する時点での固縛対象設備が持つ速度である終端速度  $v_{SA, OT}$  を算出する。以下算出は横滑りを例に記載する。

固縛対象設備が横滑りを始めた風速から最大風速となる風速を，設計竜巻の風速分布曲線より，保守性を考慮して線形近似した以下の式を使用する。

$$V'_{SA} = a \cdot t + b \quad \cdots \quad (3.1)$$

- $V'_{SA}$  : t 秒後に固縛対象設備が受ける竜巻の風速
- a : 風速の近似式の定数
- b : 風速の近似式の定数 (= 滑り出し風速)

停止している固縛対象設備が動き出し，設計余長分を移動した時の加速度  $a_{SA}$  を，荷重と加速度の関係から算出する。

$$\begin{aligned} a_{SA} &= \frac{F}{m} = \frac{W - F_{fd}}{m} \\ &= \frac{1}{2} \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right) V'^2_{SA} - \mu_d \cdot g \quad \cdots \quad (3.2) \end{aligned}$$

$F_{fd}$  : 固縛対象設備に作用する動摩擦力

ここで，K を以下に示すように置いて，(3.2) 式の  $V'_{SA}$  に (3.1) 式を代入し，t に対する式として整理すると (3.3) 式となる。

$$\begin{aligned} K &= \frac{1}{2} \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right) \\ a_{SA} &= K \cdot a^2 \cdot t^2 + 2K \cdot a \cdot b \cdot t + (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) \quad \cdots \quad (3.3) \end{aligned}$$

固縛対象設備の速度  $v_{SA}$  は，加速度  $a_{SA}$  を時間 t で積分し，初期条件を考慮することで (3.4) 式となる。（初期条件 t = 0 のとき， $v_{SA} = 0$ ）

$$\begin{aligned}
 v_{SA} &= \int a_{SA} dt \\
 &= \frac{1}{3}K \cdot a^2 \cdot t^3 + K \cdot a \cdot b \cdot t^2 \\
 &\quad + (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) t \cdots (3.4)
 \end{aligned}$$

固縛対象設備の移動距離  $x_{SA}$  は、速度  $v_{SA}$  を時間  $t$  で積分し、初期条件を考慮すると以下の式となる。（初期条件  $t=0$  のとき、 $x_{SA}=0$ ）

$$\begin{aligned}
 x_{SA} &= \int v_{SA} dt \\
 &= \frac{1}{12}K \cdot a^2 \cdot t^4 + \frac{1}{3}K \cdot a \cdot b \cdot t^3 \\
 &\quad + \frac{1}{2} (K \cdot b^2 - \mu_d \cdot g) t^2 \cdots (3.5)
 \end{aligned}$$

固縛対象設備の移動距離  $x_{SA}$  が設計余長  $X$  となる時として、(3.5) 式を  $t$  について解くと、滑り始めてから固縛装置が作動するまでの時間  $t_i$  が算出できる。

(3.4) 式に  $t_i$  を代入することで、固縛装置が作動する時点での固縛対象設備の速度として、終端速度  $v_{SA,OT}$  が算出される。

(ハ) 固縛装置に作用する動的荷重の算定

固縛対象設備の停止時に固縛装置に作用する動的荷重は、急制動による停止に伴う動的荷重によって連結材に作用する張力に加え、風圧力及び動摩擦力による荷重  $F_i'$  を静荷重として、動的荷重  $F_i$  による連結材に作用する張力に加算する。固縛対象設備が有する運動量は  $m \cdot v_{SA}$  である。固縛装置が作用し始めて  $\Delta t$  の間に停止したとすると、連結材に発生する動的荷重  $F_i$  と運動量の関係は (3.6) 式のとおりとなる。

$$\int_0^{\Delta t} F_i(t) dt = m \cdot v_{SA} \cdots (3.6)$$

連結材の等価剛性を  $k$  として、連結材に張力が作用し、固縛対象設備の速度が  $0$  になったとすると、振幅を  $B$  として、連結材の変位  $x_{RP}$  は (3.7) 式で表される。また、フックの法則により連結材に発生する動的荷重  $F_i$  は (3.8) 式となる。

$$x_{RP} = B \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} \cdot t\right) \quad \dots (3.7)$$

$$F_i(t) = k \cdot x_{RP} = k \cdot B \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} \cdot t\right) \quad \dots (3.8)$$

次に、(3.8) 式を (3.6) 式に代入して積分し、初期条件を考慮して振幅について解くと (3.9) 式となる。(初期条件： $t=0$  のとき  $v_{SA} = v_{SA, OT}$ 、 $t = \Delta t$  のとき  $v_{SA} = 0$ )

$$B = v_{SA, OT} \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \dots (3.9)$$

また、動的荷重  $F_i$  は、(3.8) 式の正弦関数が 1 のときに最大値 ( $= k \cdot B$ ) となり、連結材の変位も最大となるその時間  $t_i'$  は、以下の式となる。

$$t_i' = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \dots (3.10)$$

さらに、風荷重と動摩擦力の差分による静荷重  $F_i'$  が作用する。固縛対象設備に作用する風速は、(3.1) 式に  $t_i$  を代入して算出する。

なお、このとき、揚力が自重を上回る場合には、摩擦力は考慮しない。

$$V''_{SA} = a \cdot t_i + b$$

$$F_i' = W_W - F_{fd}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot m \cdot \rho \left( \frac{G \cdot C \cdot A_i}{m} + \mu_d \cdot \frac{C_D A}{m} \right) V''_{SA}{}^2 - \mu_d \cdot m \cdot g$$

固縛装置作動により固縛対象設備の急停止に伴う荷重は、動的荷重  $F_i$  に加えて静荷重  $F_i'$  を加算した荷重とし、動的荷重  $P_i$  とする。



(2) 荷重の組合せ

添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す，常時作用荷重 ( $F_d$ )，風荷重による浮き上がり荷重 ( $P_v$ )，横滑り荷重 ( $P_H$ ) 及び動的荷重 ( $P_i$ ) を考慮する。  
この荷重及び荷重の組合せを表 3-4 に示す。

表 3-4 固縛装置の荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価内容	荷重の組合せ
固縛装置	構造強度	$F_d + P_v$ 又は $F_d + P_H$ 又は $F_d + P_i$ (固縛対象設備に作用する荷重)

(3) 固縛対象設備に考慮する荷重の組合せ

「2. 基本方針」に記載したとおり，「3.1.3(1) 荷重の設定」，「3.1.3(2) 荷重の組合せ」に基づき評価した結果，最も裕度の低い固縛装置を有する可搬型窒素ガス供給装置に対して考慮する荷重を表 3-5 に示す。

表 3-5 可搬型窒素ガス供給装置に考慮する荷重の組合せ

固縛対象設備	固縛装置の構成	荷重の組合せ
可搬型窒素ガス供給装置	フレノ・リンクボルト + アンカープレート + アンカーボルト	$F_d +$ 動的荷重 $P_i$ (側面方向の横滑り)

### 3.1.4 許容限界

固縛装置の許容限界は、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「5. 許容限界」に示すとおり、「3.1.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、評価内容に応じて設定する。評価においては、許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 連結材

固縛に必要となる連結材（メインロープ及びサイドロープ）については、設計竜巻による荷重に対し、連結材の破断が生じない設計とする。

このため、メーカー提示の引張強度を許容限界とする。

#### (2) 固定材

##### a. フレノ・リンクボルト

固定材のうち、フレノ・リンクボルトについては、設計竜巻による荷重に対し、フレノ・リンクボルトの破断が生じない設計とする。

このため、メーカー提示の使用荷重及び安全係数によって、使用荷重に対し安全係数を考慮した値を許容限界とする。

##### b. アンカープレート

固定材のうち、アンカープレートについては、設計竜巻による荷重に対し、鋼材の破断が生じない設計とする。

このため、「鋼構造塑性設計指針」に基づく、部材の終局耐力を許容限界とする。

#### (3) 基礎部（アンカーボルト）

基礎部（アンカーボルト）については、設計竜巻による荷重に対し、アンカーボルトの破断が生じない設計とする

このため、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく、短期許容荷重を許容限界とする。

### 3.1.5 評価方法

#### (1) 連結材の評価方法

連結材に作用する荷重が、固縛装置の設置箇所数×連結材 1 組当たりの許容限界を超えないことを確認するため、連結材 1 組当たりに作用する荷重を、以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し、そのうち最も大きい荷重を選定する。

##### a. 浮き上がり時

設計竜巻の風荷重による揚力が固縛対象設備に作用して浮き上がる状態を考える。固縛対象設備が浮き上がった場合には、両側に配置した固縛装置（連結材（サイドロープ））で抵抗することから、連結材に作用する荷重を以下の式により算定する。浮き上がり時の連結材の評価モデルの概要を図 3-4 に示す。

連結材に作用する荷重のうち、メインロープ又はサイドロープに作用する荷重のうち大きい荷重を、浮き上がり時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(\frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{v1}}, \frac{P}{2}\right) = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{v1}} \quad (N' \cdot \sin \theta_{v1} \leq 2 \text{ より})$$

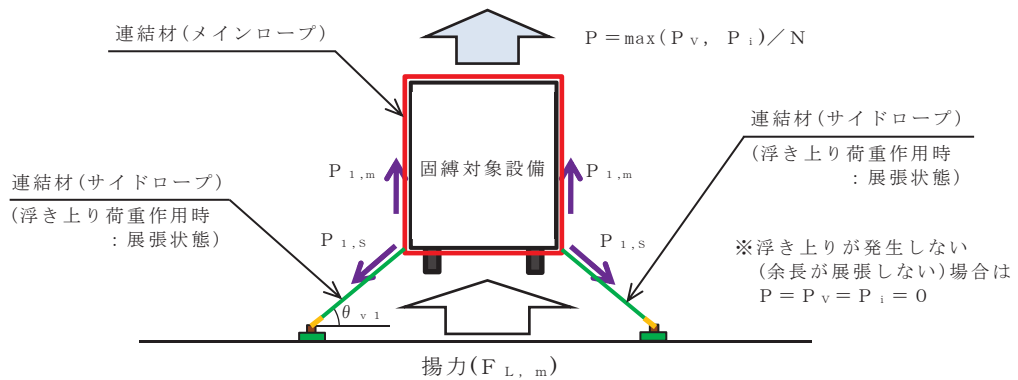


図 3-4 浮き上がり時の連結材の評価モデルの概要

b. 横滑り時

設計竜巻による風荷重が固縛対象設備に作用して横滑りする状態を考え、連結材に作用する荷重は算定するが、横滑りの方向により連結材に作用する荷重状態が異なるため、横滑り方向に対して荷重を算定する。

(a) 側面方向の横滑り時

固縛対象設備が側面方向（進行方向直角方向）に横滑りした場合には、固縛装置は片側に配置した固縛装置（連結材（サイドロープ））のみで抵抗することとなるから、連結材の検討用荷重  $P_1$  は以下の式により算定する。横滑り時（側面方向）の連結材の評価モデルの概要を図 3-5 に示す。

連結材に作用する荷重のうち、メインロープ又はサイドロープに作用する荷重のうち大きい荷重を、側面方向の横滑り時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}, \frac{P}{2}\right) = P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}} \quad (\cos \theta_{V2} \leq 1 < 2 \text{ より})$$

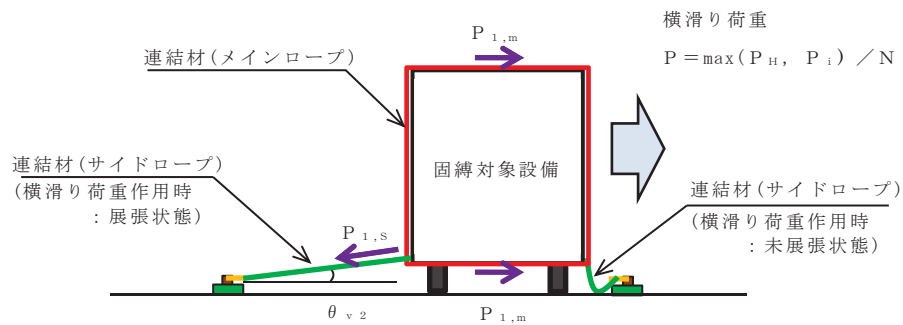


図 3-5 横滑り時（側面方向）の連結材の評価モデルの概要

(b) 正面方向の横滑り時

固縛対象設備が正面方向（進行方向）に横滑りした場合には、両側に配置した固縛装置（連結材（サイドロープ））で抵抗することから、連結材の検討用荷重  $P_1$  は以下の式により算定する。横滑り時（正面方向）の評価モデルの概要を図 3-6 に示す。

連結材に作用する荷重のうち、メインロープ又はサイドロープに作用する荷重のうち大きい荷重を、正面方向の横滑り時の連結材の検討用荷重  $P_1$  とする。

$$P_1 = \max\left(\frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_H} \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}, \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\tan \theta_H}\right)$$

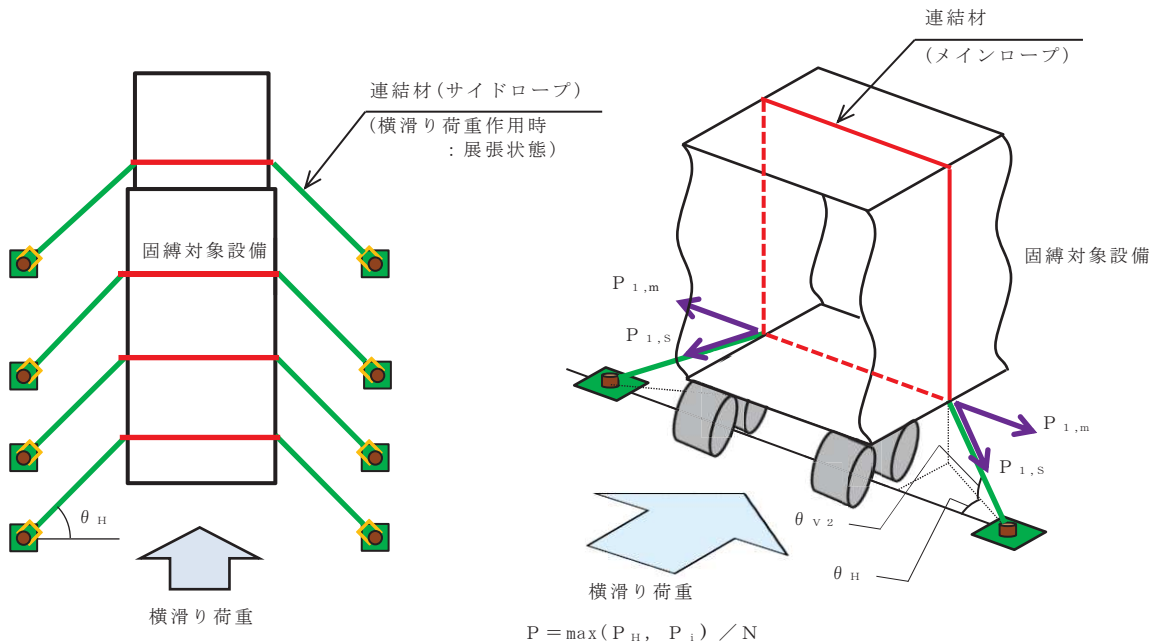


図 3-6 横滑り時（正面方向）の連結材の評価モデルの概要

(2) 固定材の評価方法

a. フレノ・リンクボルトの評価方法

フレノ・リンクボルトに作用する荷重も連結材と同様に、固縛装置の設置箇所数×フレノ・リンクボルト 1 本当たりの許容限界を超えないことを確認するため、フレノ・リンクボルト 1 本当たりに作用する荷重を、以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し、そのうち最も大きい荷重を選定する。

なお、フレノ・リンクボルトは連結材のうちサイドロープと同一の作用線上に配置されることから、連結材のサイドロープの荷重を検討用荷重  $P_2$  とする。また、荷重の評価モデルは連結材と同様である。

(a) 浮き上がり時

浮き上がり時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定する。

$$P_2 = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_{v1}}$$

(b) 横滑り時

イ. 側面方向の横滑り時

側面方向の横滑り時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定する。

$$P_2 = P \cdot \frac{1}{\cos \theta_{v2}}$$

ロ. 正面方向の横滑り時

正面方向の横滑り時のフレノ・リンクボルトの検討用荷重  $P_2$  は以下の式で算定する。

$$P_2 = \frac{P}{N'} \cdot \frac{1}{\sin \theta_H} \cdot \frac{1}{\cos \theta_{V2}}$$

b. アンカープレートの評価方法

(a) 計算モデル

アンカープレートは、フレノ・リンクボルトを介して荷重を受けるため、フレノ・リンクボルトの角度により、図 3-7 に示す  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向にフレノ・リンクボルトに作用する荷重  $P_2$  の分力として、検討用荷重  $P_3$  が作用する。

アンカープレートの評価は、浮き上がり及び横滑りの荷重状態を考慮して、作用する方向の検討用荷重に対して部材断面に生ずる荷重等を算定し、評価を行う。

なお、フレノ・リンクボルトはボルト芯を軸として回転し、アンカープレートの仕様も含めて、 $x$  方向と  $y$  方向は同一の評価条件となり、 $x$ 、 $y$  方向は同じ検討モデルとなるため、以降では  $x$  方向に作用する場合を示す。

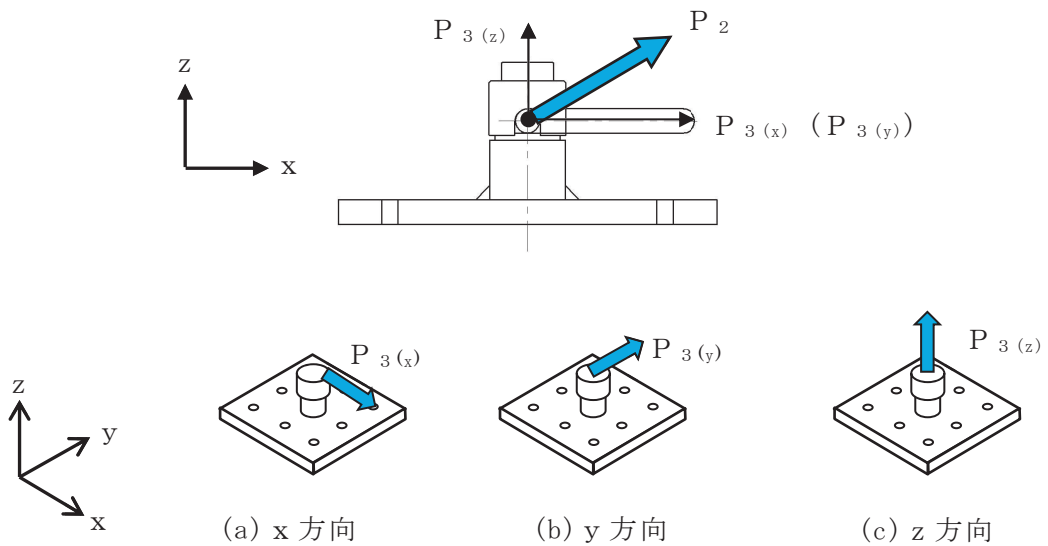


図 3-7 アンカープレートの計算モデルの概要

(b) 計算方法

イ. x (y) 方向荷重時の検討

アンカープレートのうち，ベースプレートに対し，x 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要を図 3-8 に示す。前述のとおり，x 方向と y 方向の計算モデルは同一条件であるため，x 方向のモデルにて示す。

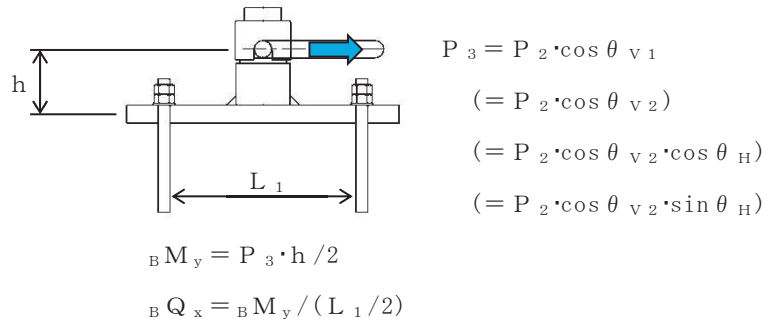


図 3-8 x 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要

・ 曲げに関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント  ${}_B M_y$  は，以下の式により算定する。

$${}_B M_y = P_3 \cdot \frac{h}{2}$$

ベースプレートの y 軸まわりの塑性断面係数  ${}_B Z_{py}$  は，以下の式により算定する。

$${}_B Z_{py} = \frac{{}_B B \cdot {}_B t^2}{4}$$

許容限界であるベースプレートの y 軸まわりの終局曲げモーメント  ${}_B M_{py}$  は，「鋼構造塑性設計指針」に基づき，以下の式により算定する。

$${}_B M_{py} = \sigma_y \cdot {}_B Z_{py} \cdot 10^{-3}$$

・ せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートのせん断力  ${}_B Q_x$  は，以下の式により算定する。

$${}_B Q_x = \frac{{}_B M_y}{\frac{L_1}{2}}$$

ベースプレートの断面積  ${}_B A$  は，以下の式により算定する。

$${}_B A = {}_B B \cdot {}_B t$$

許容限界であるベースプレートの終局せん断力  ${}_B Q_{p_x}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B Q_{p_x} = \tau_y \cdot {}_B A \cdot 10^{-3}$$

ロ. z 方向荷重時の検討

アンカープレートのうち、ベースプレートに対し、z 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要を図 3-9 に示す。

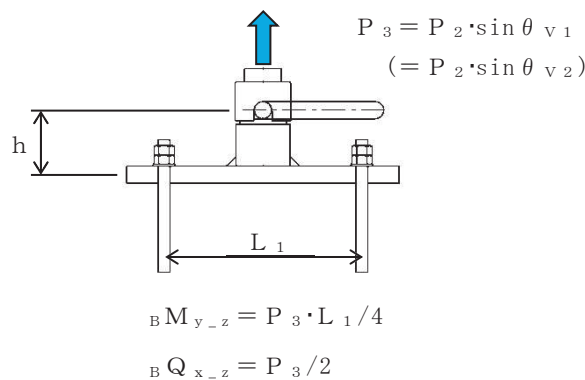


図 3-9 z 方向に荷重が作用した場合の計算モデルの概要

・ 曲げに関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートの y 軸まわり曲げモーメント  ${}_B M_{y-z}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B M_{y-z} = P_3 \cdot \frac{L_1}{4}$$

ベースプレートの y 軸まわりの塑性断面係数  ${}_B Z_{p_y}$  は、以下の式により算定する。

$${}_B Z_{p_y} = \frac{{}_B B \cdot {}_B t^2}{4}$$

許容限界であるベースプレートの y 軸まわりの終局曲げモーメント  ${}_B M_{p_y}$  は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B M_{p_y} = \sigma_y \cdot {}_B Z_{p_y} \cdot 10^{-3}$$

・ せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によるベースプレートのせん断力  ${}_B Q_{x-z}$  は、以下の



式により算定する。

$${}_B Q_{x-z} = \frac{P_3}{2}$$

ベースプレートの断面積 ${}_B A$ は、以下の式により算定する。

$${}_B A = {}_B B \cdot {}_B t$$

許容限界であるベースプレートの終局せん断力 ${}_B Q_{p-z}$ は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、以下の式により算定する。

$${}_B Q_{p-z} = \tau_y \cdot {}_B A \cdot 10^{-3}$$

(3) 基礎部（アンカーボルト）の評価方法

a. アンカーボルトの評価方法

(a) 計算モデル

アンカーボルトもアンカープレートの評価と同様に、浮き上がり及び横滑りの荷重状態を考慮して、作用する方向の検討用荷重に対してアンカーボルトに生ずる荷重等を算定し、評価を行う。

(b) 引張に関する検討

アンカーボルトの降伏引張耐力に関する検討は以下による。

アンカーボルトの有効断面積 ${}_A A_e$ は、以下の式により算定する。

$${}_A A_e = {}_A \alpha \cdot \frac{\pi \cdot {}_A d_a^2}{4}$$

$z$ 方向の検討用荷重 $P_3$ によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力 ${}_A T_V$ は、以下の式により算定する。

$${}_A T_V = \frac{P_3}{n}$$

$x$  又は  $y$  方向の検討用荷重 $P_3$ によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力 ${}_A T_H$ は、以下の式により算定する。

$${}_A T_H = \frac{P_3 \cdot h}{\frac{7}{8} d_t \cdot n}$$

アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力 $P_{a1}$ は、以下の式により算定する。

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot f_t \cdot {}_A A_e \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルトの付着力により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許

容引張力  $P_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot A d_a \cdot A L_{ce} \cdot 10^{-3}$$

$$A L_{ce} = A L_e - 2 \cdot A d_a$$

$$A L_e = A L - A d_a$$

アンカーボルトにおける付着強度  $\tau_a$  は以下の式により算定する。

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$$

アンカーボルトのへりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数は以下の式により算定する。

$$\alpha_n = 0.5 \cdot (C_n / A L_e) + 0.5$$

$$A L_e = A L - A d_a$$

ここで、

$$(C_n / A L_e) \geq 1.0 \text{ の場合は, } (C_n / A L_e) = 1.0$$

$$A L_e \geq 10 A d_a \text{ の場合は, } A L_e = 10 A d_a \text{ とする。}$$

アンカーボルトの 1 本当たりの短期許容引張力  $P_a$  は、以下の式により算定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a3})$$

(c) せん断に関する検討

検討用荷重  $P_3$  によりアンカーボルト 1 本当たりに生ずるせん断力  $A Q$  は、以下の式により算定する。

$$A Q = \frac{P_3}{n}$$

アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $Q_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot A A_e \cdot 10^{-3}$$

定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $Q_{a2}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot A_e \cdot 10^{-3}$$

せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積  $A_{qc}$  は、アンカーボルトのへりあき寸法を  $c$  とすると以下の式により算定する。

$$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$$

定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $Q_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $Q_a$  は、以下の式により算定する。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3})$$

(d) 引張とせん断を同時に受ける場合に関する検討

コンクリートに埋め込まれるアンカーボルトとしての引張力とせん断力の組合せ力に対する検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、以下の式によって行う。

$$\left[ \frac{A T_H + A T_V}{P_a} \right]^2 + \left[ \frac{A Q}{Q_a} \right]^2 \leq 1$$

### 3.2 資機材保管用コンテナ

#### 3.2.1 記号の定義

##### (1) 強度評価の記号の定義

基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号を表 3-6 に示す。

表 3-6 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
$W_w$	kN	資機材保管用コンテナに作用する風荷重
$F_{L, m}$	kN	資機材保管用コンテナに作用する保守的に設定した揚力
$F$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の基準強度
${}_s \sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	検討対象部材の短期許容引張応力度 (= $1.5 \cdot F / 1.5$ )
${}_s \sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの短期許容せん断応力度 (= $0.7 \cdot {}_s \sigma_{pa}$ )
$f_b$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルト定着板の短期許容曲げ応力度 (= $1.5 \cdot F / 1.3$ )
$N$	本	資機材保管用コンテナの基礎部のアンカーボルトの全数
$L_1$	m	側面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離
$L_2$	m	正面方向の風荷重に抵抗するボルトと支点位置となる最外縁ボルト間の距離
$n_1$	本	側面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数
$n_2$	本	正面方向からの風荷重による転倒モーメントに抵抗する引張側のアンカーボルト本数
$P_1$	kN	揚力によりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$P_2$	kN	横滑り側面方向風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$P_3$	kN	横滑り正面方向風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$Q_1$	kN	横滑り側面方向風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
$Q_2$	kN	横滑り正面方向風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
$A_\alpha$	—	アンカーボルトのねじ部における断面積の低減を考慮した係数 (=0.75)
${}_s c_a$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの有効断面積

表 3-6 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
P	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずる引張力
Q	kN	検討荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生ずるせん断力
$\phi_1$	—	アンカーボルトの許容引張力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトの降伏による場合は 1.0 アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、アンカーボルトのせん断強度による場合は 1.0
$\phi_2$	—	アンカーボルトの許容せん断力を決定する際の低減係数で、コンクリートの支圧及び躯体のコーン状破壊による場合は 2/3
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトが定着するコンクリートの設計基準強度
${}_c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $0.31 \cdot \sqrt{F_c}$ )
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	基礎コンクリートの支圧強度で、 $0.5 \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c}$
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数で、 $3.35 \cdot 10^4 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3}$
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	基礎自重算定用のコンクリートの単位体積重量
$A_c$	mm <sup>2</sup>	引張力に対するコーン状破壊面の有効水平投影面積
$A_o$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの頭部支圧面積
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積
$\ell_e$	mm	アンカーボルトの有効埋込長さ
d	mm	アンカーボルトの呼び径
D	mm	アンカーボルトの頭部（定着板）の直径
c	mm	アンカーボルトのへりあき寸法
$P_{a1}$	kN	アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力
$P_{a2}$	kN	定着したコンクリートのコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力
$P_{a3}$	kN	頭部支圧応力度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力

表 3-6 基礎部（アンカーボルト）の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
$Q_{a1}$	kN	アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a2}$	kN	定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$Q_{a3}$	kN	定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力
$f_n$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度(= $\sqrt{(A_c/A_o)} \cdot F_c$ ) ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする
$P_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力
$Q_a$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力

### 3.2.2 評価対象部位

資機材保管用コンテナの評価対象部位は、「2.2(2) 資機材保管用コンテナの構造概要」にて設定している構造に基づき、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

#### (1) 基礎部（アンカーボルト）

アンカーボルトを評価対象部位として設定する。

基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位を図 3-10 に示す。

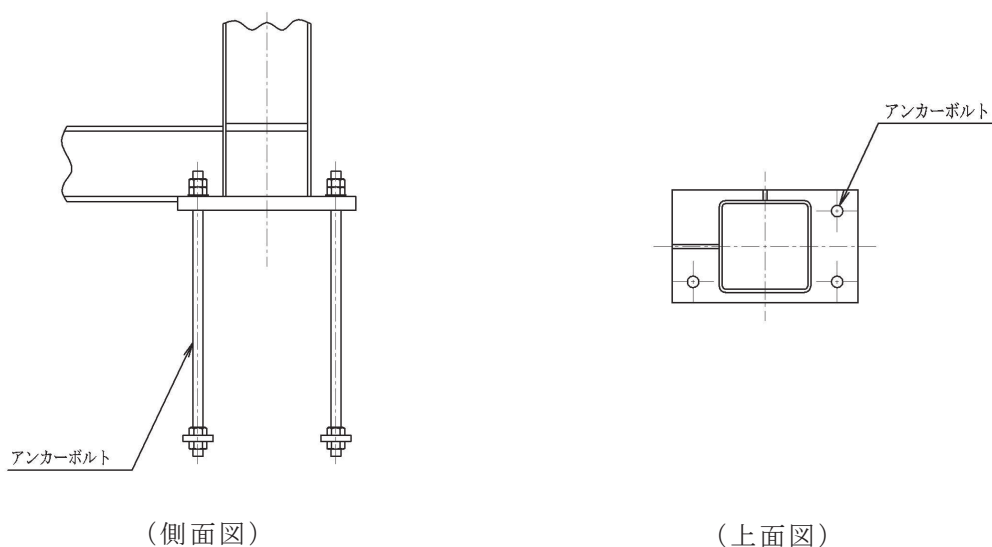


図 3-10 基礎部（アンカーボルト）の評価対象部位

### 3.2.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### (1) 荷重の設定

##### a. 常時作用する荷重 ( $F_d$ )

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重であるが、保守的に評価することとして、考慮しない。

##### b. 風圧力による荷重 ( $W_w$ )

風圧力による荷重は、資機材保管用コンテナを介して基礎部（アンカーボルト）に作用する。竜巻による最大風速は、一般的には水平方向の風速として設定され、これにより資機材保管用コンテナは風圧力を受けるが、鉛直方向に対しても風圧力により資機材保管用コンテナに揚力が発生するため、鉛直方向の荷重についても考慮した設計とする。

#### (a) 竜巻の風圧力による荷重

添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、荷重を選定する。

##### イ. 風荷重

設計竜巻の風圧力による荷重が資機材保管用コンテナに作用する風荷重であり、「建築基準法施行令」及び「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」に準拠して、次に示すとおり  $W_w$  とする。

$$W_w = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

##### ロ. 揚力

資機材保管用コンテナに作用する揚力は、揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力  $F_{L, m}$  を用い、以下の式にて算出する。

$$F_{L, m} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{SA}^2 \cdot C_D A$$

$\rho$  : 空気密度

$V_{SA}$  : 固縛対象設備に作用する設計竜巻の最大水平風速

$C_D A$  : 抗力係数と見付面積の積の平均値

なお、空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，“平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究”，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき、以下の  $C_D A/m$  として算出する。

$$\frac{C_D A}{m} = \frac{1}{3} \cdot \frac{(C_{D1} \cdot A_1 + C_{D2} \cdot A_2 + C_{D3} \cdot A_3)}{m}$$

(2) 荷重の組合せ

添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す、風荷重 ( $W_w$ ) 及び風荷重による揚力 ( $F_{L, m}$ ) を考慮する。

この荷重及び荷重の組合せを表 3-7「資機材保管用コンテナの荷重の組合せ」に示す。

表 3-7 資機材保管用コンテナの荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価内容	荷重の組合せ
資機材保管用コンテナ	構造強度	$W_w + F_{L, m}$

(3) 資機材保管用コンテナに考慮する荷重の組合せ

「2. 基本方針」に記載したとおり、「3.2.3(1) 荷重の設定」, 「3.2.3(2) 荷重の組合せ」に基づき評価した結果、最も裕度の低い第2保管エリアの資機材保管用コンテナに対して考慮する荷重を表 3-8 に示す。

表 3-8 資機材保管用コンテナに考慮する荷重の組合せ

固縛対象設備	固縛装置の構成	荷重の組合せ
資機材保管用コンテナ (第2保管エリア)	アンカーボルト	$W_w$ (側面方向) + $F_{L, m}$

3.2.4 許容限界

資機材保管用コンテナの許容限界は、添付書類「VI-3-別添 1-3 屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「5. 許容限界」に示すとおり、「3.2.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位に対し、評価内容に応じて設定する。評価においては、許容限界以下であることを確認する。



(1) 基礎部（アンカーボルト）

基礎部（アンカーボルト）については，設計竜巻による荷重に対し，アンカーボルトの破断が生じない設計とする。

このため，「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく，短期許容荷重を許容限界とする。

3.2.5 評価方法

(1) 資機材保管用コンテナの評価モデル

資機材保管用コンテナに設計竜巻による風荷重が作用し，浮き上がり及び転倒の荷重状態を考慮して，図 3-11 に示す計算モデルにて，作用する方向の荷重に対して，アンカーボルトに発生する荷重を算定し，評価を行う。

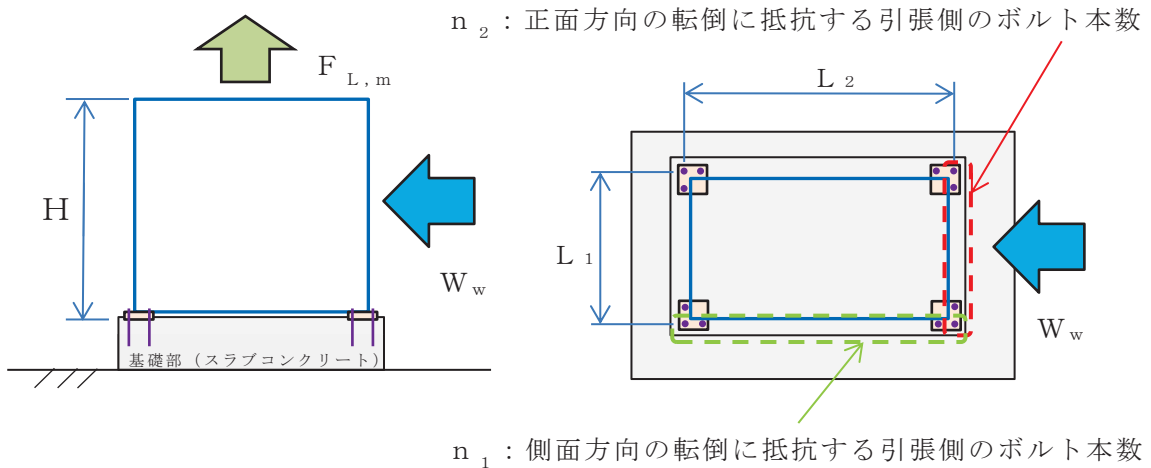


図 3-11 資機材保管用コンテナの計算モデル図

(2) 資機材保管用コンテナの評価方法

a. アンカーボルトに作用する荷重

揚力によりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P_1$  は，以下の式により算出する。

$$P_1 = \frac{F_{L,m}}{N}$$

風荷重による転倒モーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P_2$ ， $P_3$  は以下の式により算出する。この時，風荷重の作用位置は保守的に資機材保管用コンテナの頂部位置に設定する。

$$P_2 = \frac{W_w \cdot H}{L_1 \cdot n_1} \quad (\text{側面方向からの風荷重})$$

$$P_3 = \frac{W_w \cdot H}{L_2 \cdot n_2} \quad (\text{正面方向からの風荷重})$$

風荷重によりアンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  は、以下の式により算出する。

$$Q_1 = \frac{W_w}{N} \quad (\text{側面方向からの風荷重}) \quad Q_2 = \frac{W_w}{N} \quad (\text{正面方向からの風荷重})$$

b. 引張に関する検討

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力  $P$  は、以下による。

$$P = \max(P_1 + P_2, P_1 + P_3)$$

アンカーボルトの降伏により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

定着したコンクリートのコーン状破壊により定まるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a2}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルトの頭部支圧応力度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  $P_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$P_{a3} = f_n \cdot A_o \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本あたりの短期許容耐力  $P_a$  は、以下の式により算定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3})$$

c. せん断に関する検討

アンカーボルトに生じるせん断力  $Q$  は、以下による。

$$Q = Q_1, Q_2$$

アンカーボルトのせん断強度により決定されるアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力  $Q_{a1}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

定着した躯体の支圧強度により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $Q_{a2}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \cdot 10^{-3}$$

せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積  $A_{qc}$  は、アンカーボルトのへりあき寸法を  $c$  とすると以下の式により算定する。

$$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$$

定着した躯体のコーン状破壊により決定されるアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $Q_{a3}$  は、以下の式により算定する。

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot 10^{-3}$$

アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $Q_a$  は、以下の式により算定する。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3})$$

d. 引張とせん断を同時に受ける場合に関する検討

コンクリートに埋め込まれるアンカーボルトとしての引張力とせん断力の組合せ力に対する検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、以下の式によって行う。

$$\left[ \frac{P}{P_a} \right]^2 + \left[ \frac{Q}{Q_a} \right]^2 \leq 1$$

#### 4. 評価条件

評価に用いる寸法は，公称値を使用する。

##### 4.1 可搬型窒素ガス供給装置の評価条件

可搬型窒素ガス供給装置の評価条件を，表 4-1～表 4-8 に示す。

表 4-1 評価条件

固縛対象設備	$V_D$ (m/s)	$V_{Rm}$ (m/s)	$V_T$ (m/s)	$R_m$ (m)	$H_i$ (m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$g$ (m/s <sup>2</sup> )
可搬型窒素ガス供給装置	100	85	15	30	15	1.226	9.80665

表 4-2 評価条件（固縛対象設備）

固縛対象設備	W (m)	L (m)	H (m)	m (kg)	$\mu_s$ (-)	$\mu_d$ (-)
可搬型窒素ガス供給装置	2.495	16.070	3.781	30801	0.44	0.29

$C_{D1}$ (-)	$C_{D2}$ (-)	$C_{D3}$ (-)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	$A_3$ (m <sup>2</sup> )	$C_{DA}$ (m <sup>2</sup> )	G (-)	C (-)
2.0	2.0	2.0	9.434	40.095	60.761	73.527	1.0	1.2

$V_{SA}$ (m/s)	$V_{SAS, F}$ (m/s)	$V_{SAS, S}$ (m/s)	
		側面	正面
89.1	81.8	45.3	70.4

表 4-3 評価条件（固縛装置）

固縛対象設備	N (箇所)	X (mm)	L <sub>OF</sub> (mm)	$\theta_{V1}$ (deg)	$\theta_{V2}$ (deg)	$\theta_H$ (deg)
可搬型窒素ガス 供給装置	8	600	1002.5	56.6	22.6	53.4

表 4-4 評価条件（連結材）

評価対象部位	A <sub>RP</sub> (mm <sup>2</sup> )	E <sub>RP</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	L <sub>RP</sub> (m)	N' (個)
高強度繊維ロープ	380.13	15785	7.249	2

表 4-5 評価条件（固定材のうちフレノ・リンクボルト）

評価対象部位	型式	N' (個)
フレノ・リンクボルト	A-48L	2

表 4-6 評価条件（固定材のうちアンカープレート）

評価対象部位	材質	F (N/mm <sup>2</sup> )	B <sub>B</sub> (mm)	B <sub>t</sub> (mm)
ベースプレート	SN490B	325	550	36

h (mm)	L <sub>1</sub> (mm)	d <sub>t</sub> (mm)	N' (個)
132	400	475	2

表 4-7 評価条件（基礎部（アンカーボルト））

評価対象部位	材質	F (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
アンカーボルト	SNR490B	325	325	325

A d <sub>a</sub> (mm)	N' (個)	n (本)	n' (本)	A L (mm)	A <sub>a</sub> (mm)	c (mm)
24	2	8	3	300	200	300

α <sub>1</sub> (-)	α <sub>2</sub> (-)	α <sub>3</sub> (-)	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )
1.0	0.70	0.70	21	24

表 4-8 評価条件（固縛対象設備に作用する荷重）

固縛対象設備	P <sub>v</sub> (kN)	P <sub>H</sub> (kN)		P <sub>i</sub> (kN)		
		側面	正面	浮き上り	側面	正面
可搬型窒素ガス 供給装置	55.8	354.9	55.1	1355.2	1283.5	1520.0

#### 4.2 資機材保管用コンテナの評価条件

資機材保管用コンテナの評価条件を，表 4-9～表 4-12 に示す。

表 4-9 評価条件

評価対象	$V_D$ (m/s)	$V_{Rm}$ (m/s)	$R_m$ (m)	$H_i$ (m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$g$ (m/s <sup>2</sup> )
資機材保管用 コンテナ	100	85	30	15	1.226	9.80665

表 4-10 評価条件（資機材保管用コンテナ）

評価対象	W (m)	L (m)	H (m)	G (-)	C (-)
資機材保管用 コンテナ	2.400	6.000	2.650	1.0	1.2

$C_{D1}$ (-)	$C_{D2}$ (-)	$C_{D3}$ (-)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	$A_3$ (m <sup>2</sup> )	$V_{SA}$ (m/s)
2.0	2.0	2.0	6.360	14.400	15.900	87.3

表 4-11 評価条件（資機材保管用コンテナに作用する荷重）

評価対象	$W_w$ (kN)		$F_{L, m}$ (kN)
	側面	正面	
資機材保管用コンテナ	89.2	35.7	114.2

表 4-12 評価条件（基礎部（アンカーボルト））

評価対象部位	材質	F (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{pa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	d (mm)
アンカーボルト	SS400	235	235	20

N (本)	n <sub>1</sub> (本)	n <sub>2</sub> (本)	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	ℓ <sub>e</sub> (mm)	c (mm)	D (mm)
12	4	4	2360	6100	400	150	60

F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )
24	24



## 5. 評価結果

### 5.1 可搬型窒素ガス供給装置の評価結果

#### (1) 連結材の評価結果

連結材の評価結果を表 5-1 に示す。連結材に作用する荷重は許容限界以下であり、固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5-1 連結材の評価結果

評価対象	作用荷重ケース	作用荷重 (kN)	許容限界 (kN)	裕度
連結材	動的荷重 (側面方向 横滑り)	173.9	250	1.43

#### (2) 固定材の評価結果

##### a. フレノ・リンクボルト

固定材のうちフレノ・リンクボルトの評価結果を表 5-2 に示す。フレノ・リンクボルトに作用する荷重は許容限界以下であり、固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5-2 固定材（フレノ・リンクボルト）の評価結果

評価対象	作用荷重ケース	作用荷重 (kN)	許容限界 (kN)	裕度
フレノ・リンク ボルト	動的荷重 (側面方向 横滑り)	173.9	735.45	4.22

b. アンカープレート

固定材のうちアンカープレートの評価結果を表 5-3 に示す。アンカープレートに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5-3 固定材（アンカープレート）の評価結果

評価対象部位	作用荷重ケース	曲げに関する検討	
		曲げモーメント (kN・mm)	許容限界 (kN・mm)
ベースプレート	動的荷重 (側面方向 横滑り)	17279.0	63617.4

せん断に関する検討		裕度*
せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	
86.4	4078.8	3.68

注記 \*：最小裕度のみ記載

(3) 基礎部（アンカーボルト）の評価結果

基礎部（アンカーボルト）の評価結果を表 5-4 に示す。アンカーボルトに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5-4 基礎部（アンカーボルト）の評価結果

評価対象	作用荷重ケース	引張に関する検討	
		引張力 (kN)	許容限界 (kN)
アンカーボルト	動的荷重 (側面方向 横滑り)	25.4	55.5

せん断に関する検討		引張とせん断を同時に受ける 場合に関する検討		裕度*
せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	引張力 + せん断力	許容限界	
20.1	76.9	0.278	1.0	2.18

注記 \*：最小裕度のみ記載

## 5.2 資機材保管用コンテナの評価結果

### (1) 基礎部（アンカーボルト）の評価結果

基礎部（アンカーボルト）の評価結果を表 5-5 に示す。アンカーボルトに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5-5 基礎部（アンカーボルト）の評価結果

評価対象	作用荷重ケース	引張に関する検討	
		引張力 (kN)	許容限界 (kN)
アンカーボルト	側面方向の風荷重	34.7	55.3

せん断に関する検討		引張とせん断を同時に受ける 場合に関する検討		裕度*
せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	引張力 + せん断力	許容限界	
7.5	34.9	0.440	1.0	1.59

注記 \*：最小裕度のみ記載

VI-3-別添3 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度に関する説明書

## 目 次

- VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針
- VI-3-別添 3-2 津波への配慮が必要な施設の強度計算書
- VI-3-別添 3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針
- VI-3-別添 3-4 溢水への配慮が必要な施設の強度計算書

VI-3-別添 3-2 津波への配慮が必要な施設の強度計算書

## 目 次

- VI-3-別添 3-2-1 防潮堤の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2 防潮壁の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-3 取放水路流路縮小工の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-5 逆流防止設備の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7 浸水防止蓋の強度計算書



VI-3-別添 3-2-2 防潮壁の強度計算書

## 目 次

- VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-2-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の  
強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	9
2.4	適用基準	11
3.	強度評価方法	12
3.1	記号の定義	12
3.2	評価対象断面及び部位	14
3.2.1	評価対象断面	14
3.2.2	評価対象部位	20
3.3	荷重及び荷重の組合せ	21
3.3.1	荷重	21
3.3.2	荷重の組合せ	22
3.4	許容限界	23
3.4.1	鋼板	23
3.4.2	鋼製支柱	23
3.4.3	固定ボルト	24
3.4.4	フーチング	24
3.4.5	鋼管杭	25
3.4.6	止水ジョイント部材	26
3.4.7	基礎地盤	26
3.5	評価方法	27
3.5.1	重畳時	27
4.	評価条件	56
4.1	重畳時	56
5.	評価結果	67
5.1	重畳時	67
5.1.1	鋼板の評価結果	67
5.1.2	鋼製支柱の評価結果	74
5.1.3	固定ボルトの評価結果	84
5.1.4	フーチングの評価結果	85
5.1.5	鋼管杭の評価結果	120
5.1.6	止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果	133
5.1.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	139

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼板）の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室），防潮壁（第2号機放水立坑），防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所を設置され，それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算結果を示す。

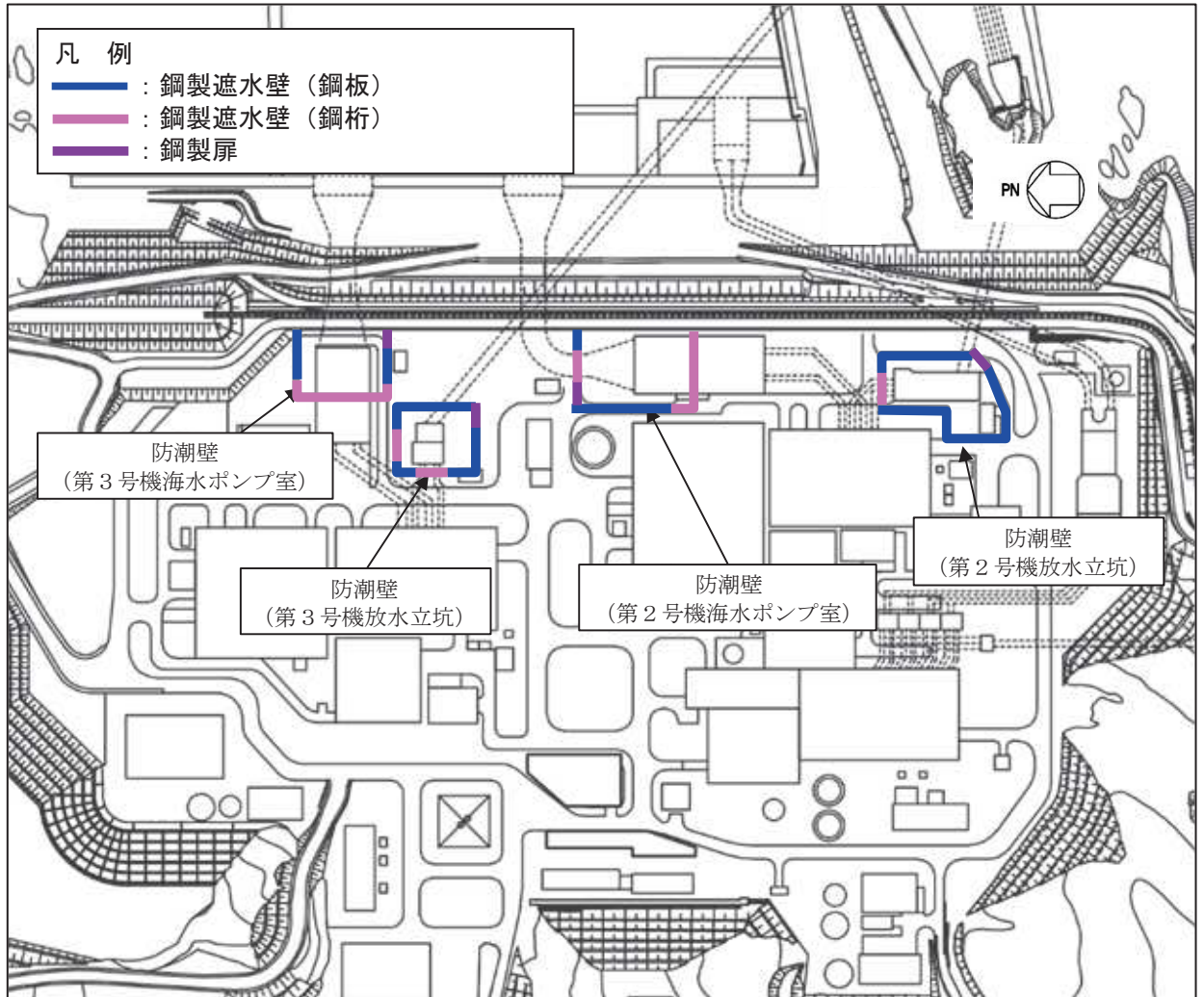


図2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

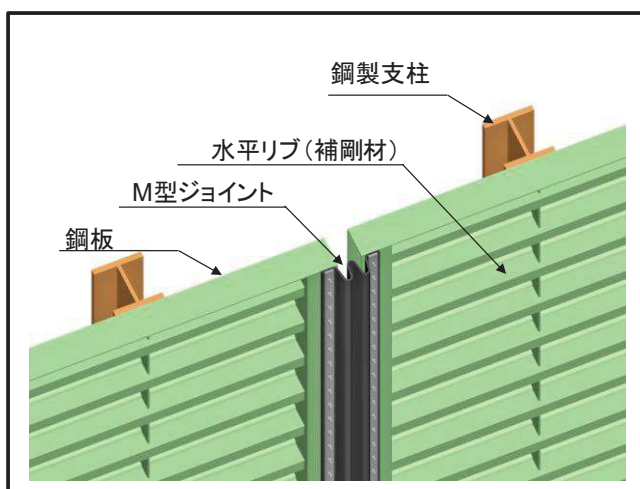
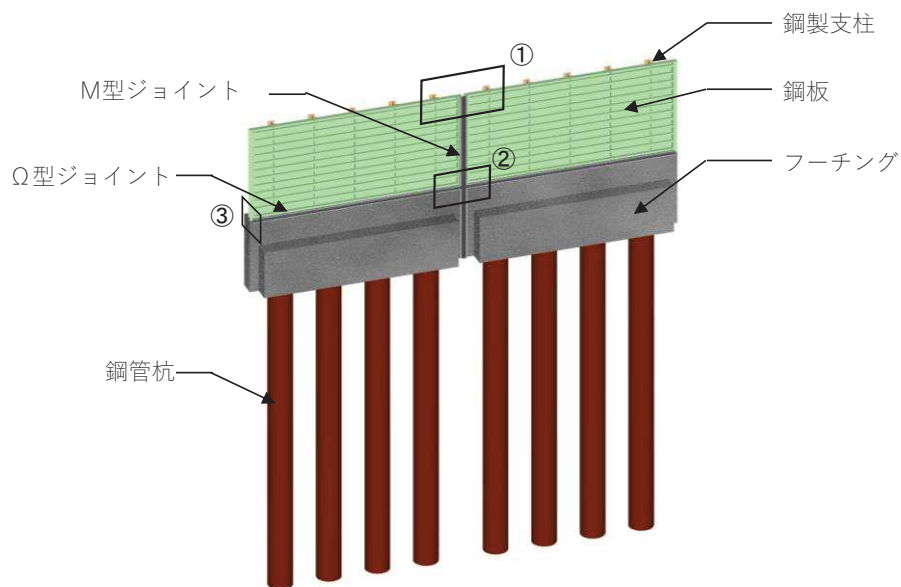
鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さや天端高さを表 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板による下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント， $\Omega$  型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV 区間に大別される。

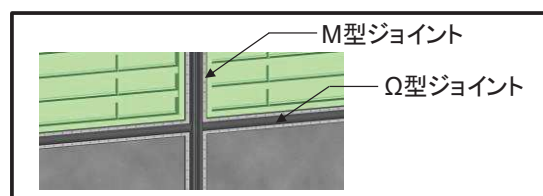
鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2-2 に示す。また，区間配置図を図 2-3 に，区間ごとの構造を表 2-2 に，区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に，止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さや防潮壁の天端高さ

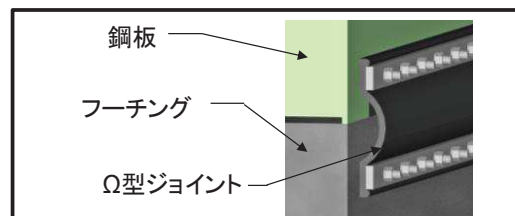
設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0



①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 2-2 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要



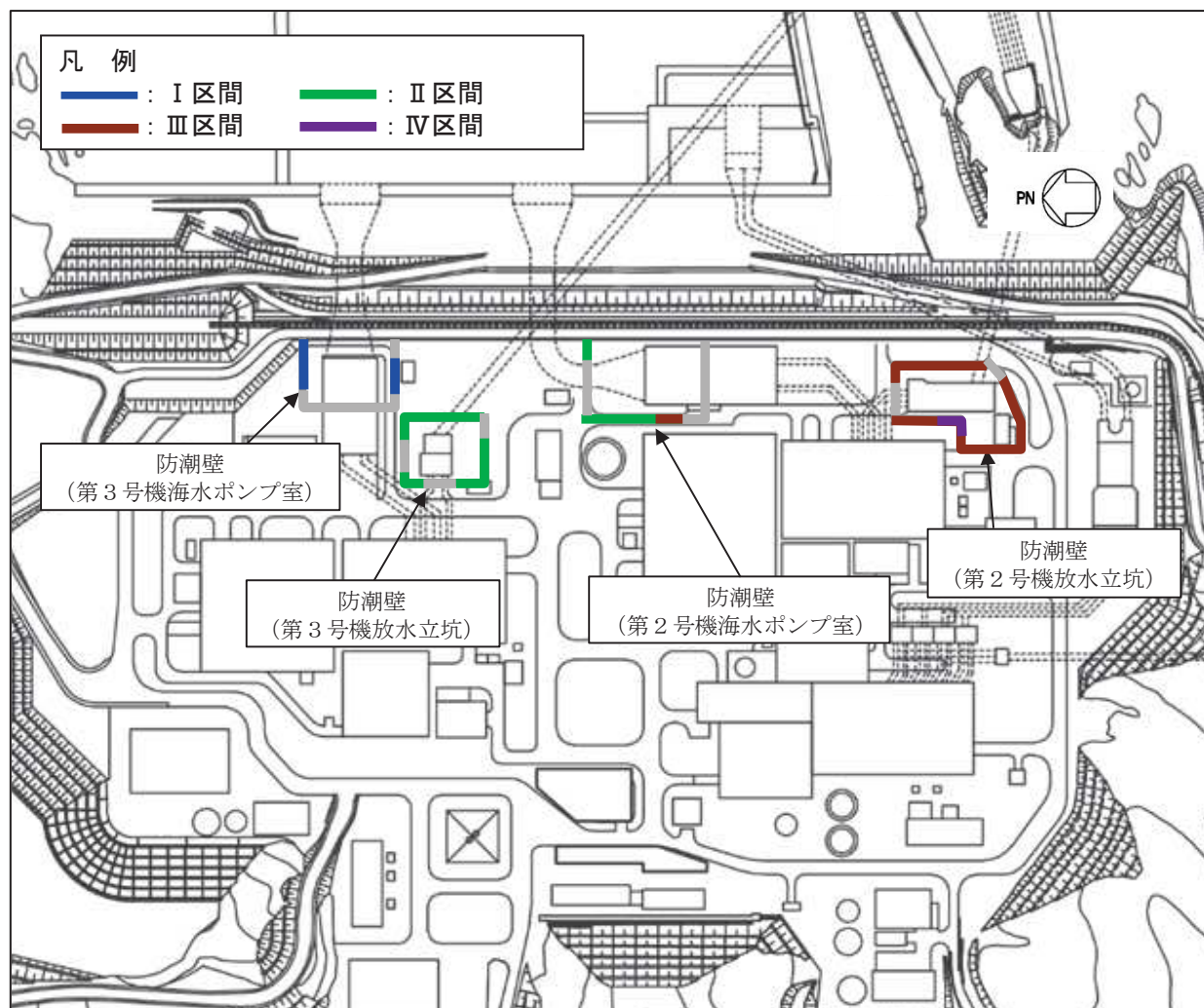


図 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20.0	φ 1500	23, 30, 37	16
II 区間	O. P. +19.0	φ 1500	30	16
III 区間	O. P. +19.0	φ 1500	25	20
IV 区間	O. P. +19.0	φ 1200	20	16

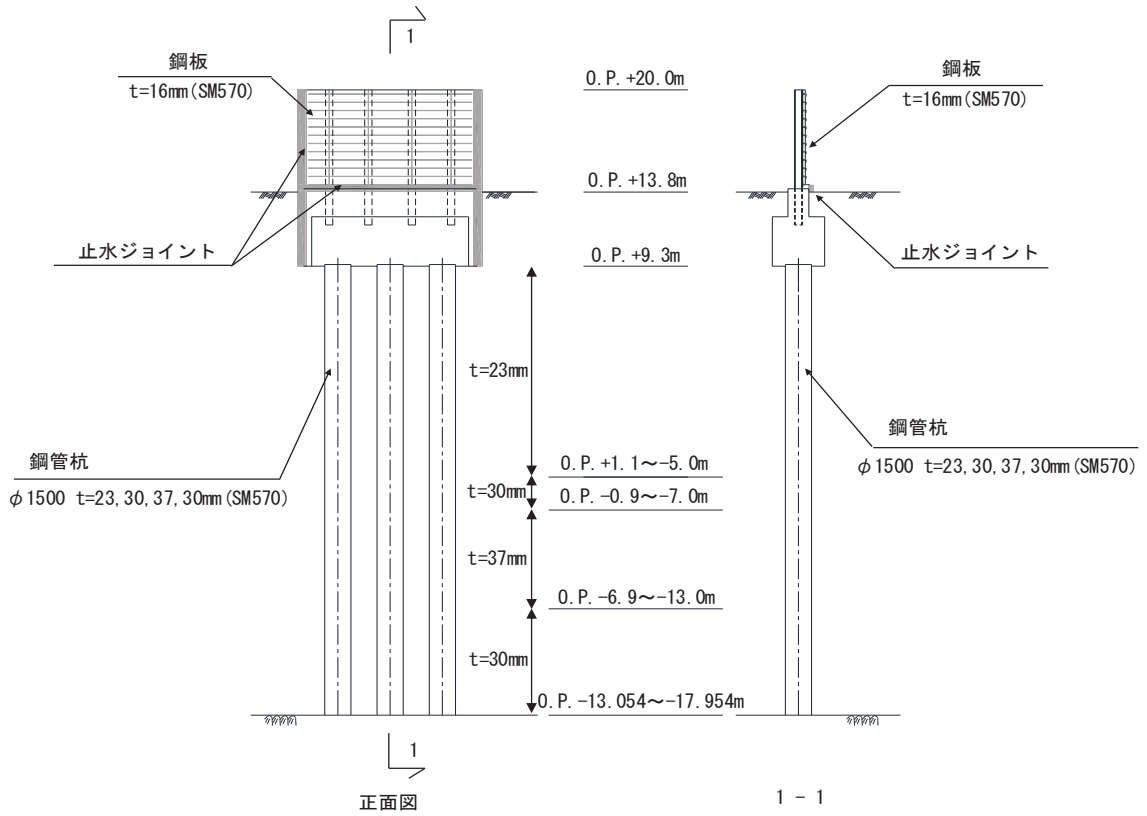


図 2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

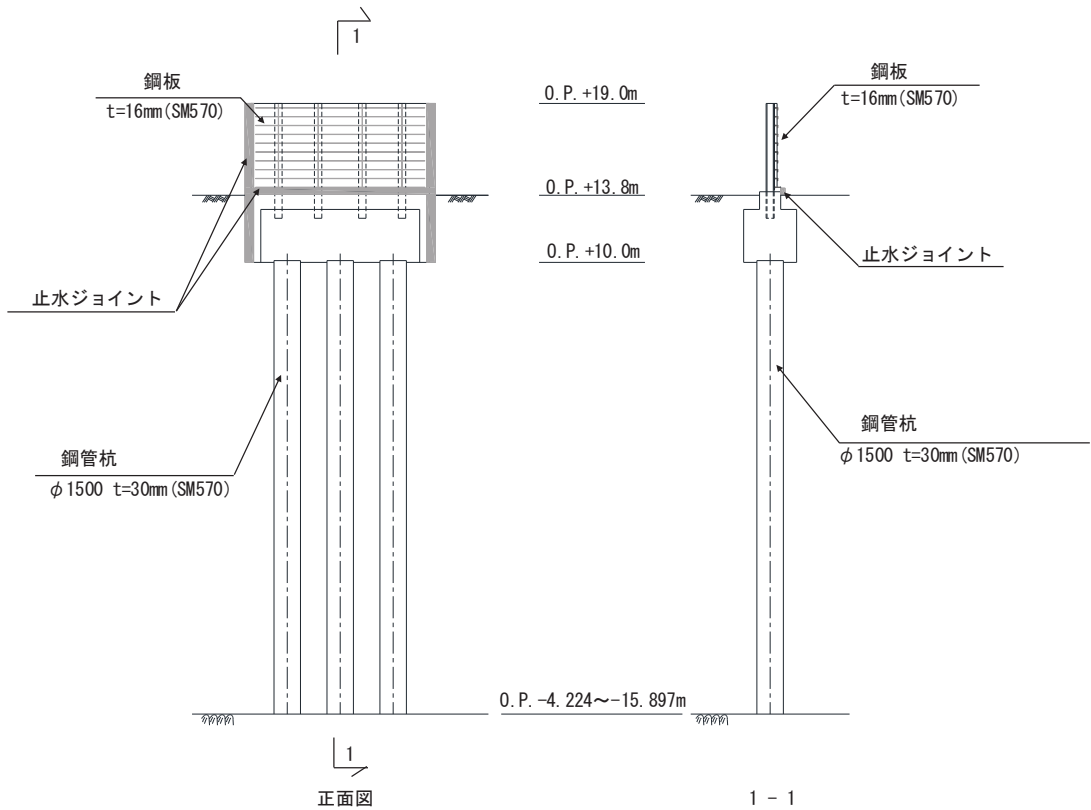
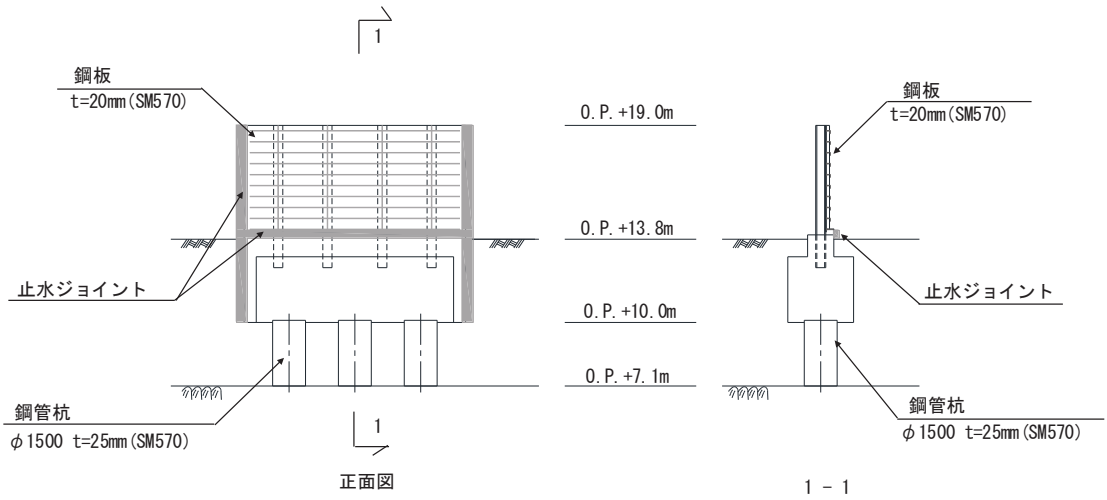
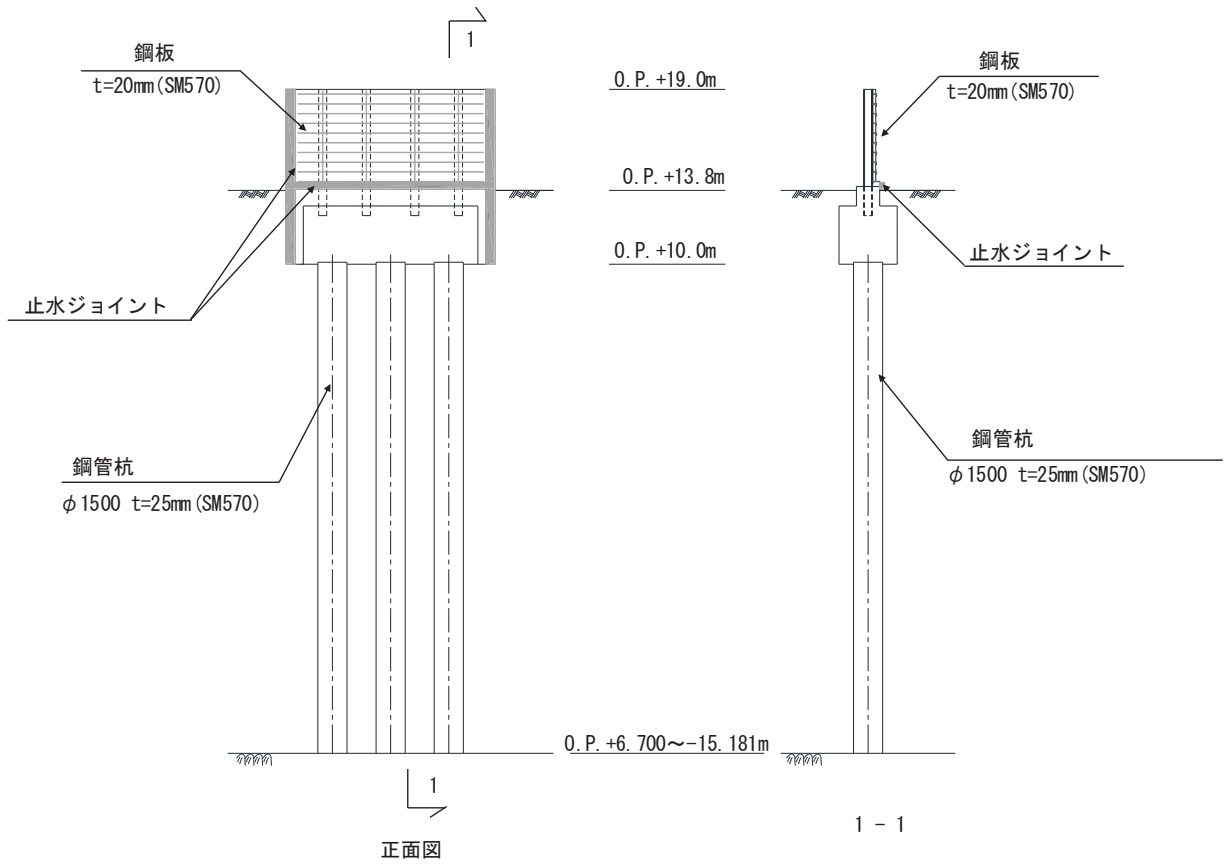


図 2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図 : III 区間)

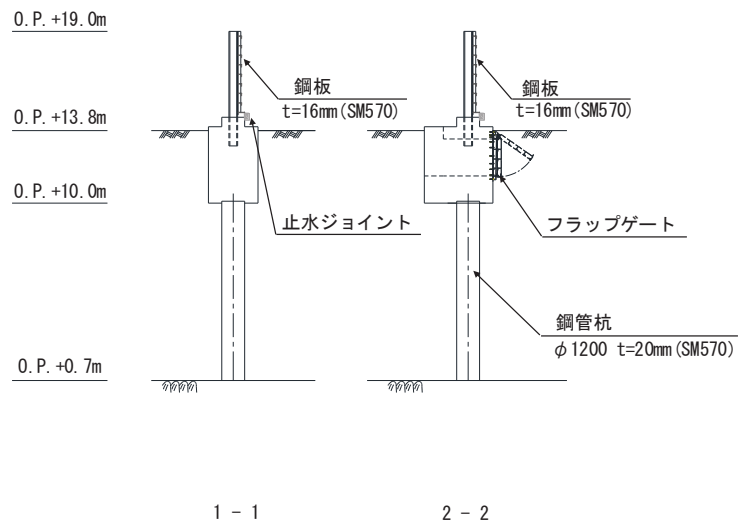
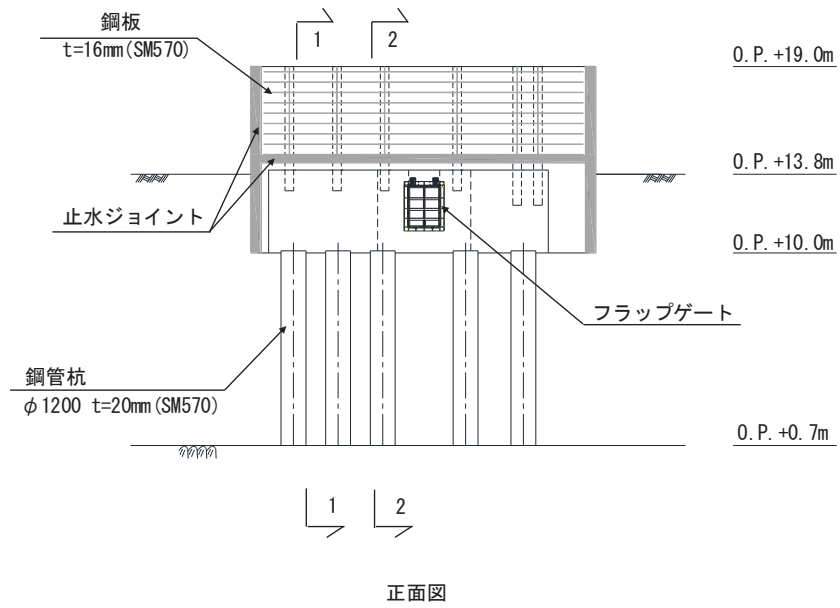


図 2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）

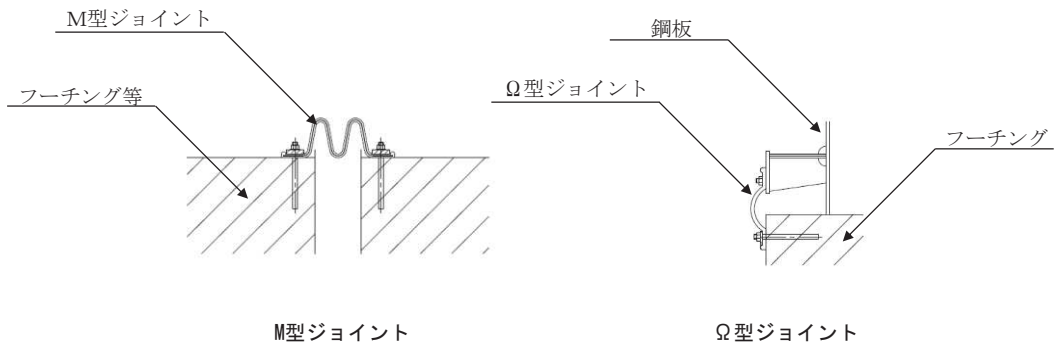


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価の検討フローを図 2-9 に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	構造部材の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度、せん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を 損なわな いこと	構造部材の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度、せん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造部材の 変形性	止水ジョイント 部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

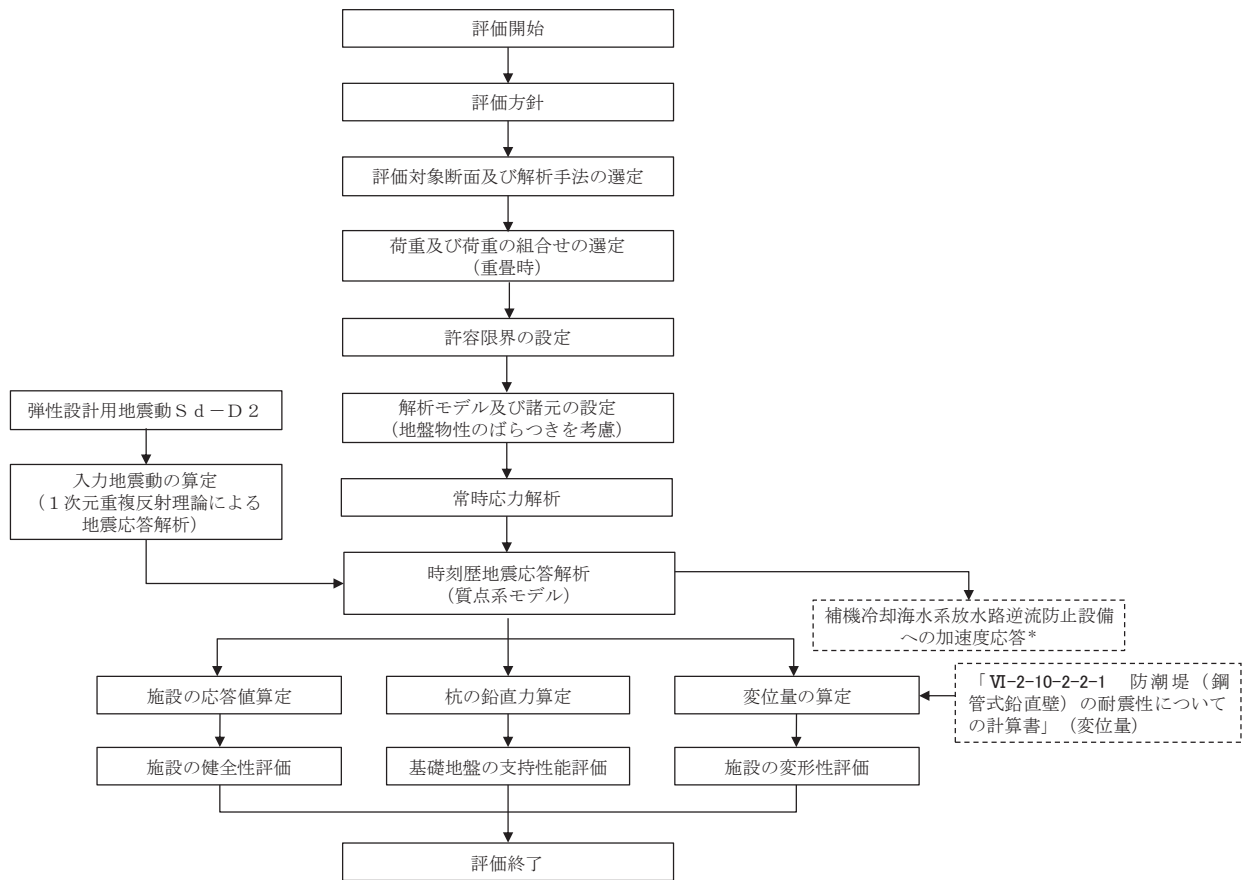


図 2-9 鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成 29 年）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4 6 1 6 - 2 0 0 9）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$P_s$	$\text{kN/m}^2$	積雪荷重
$P_k$	$\text{kN/m}^2$	風荷重
$P_h$	$\text{kN/m}^2$	浸水津波荷重
$\gamma_w$	$\text{kN/m}^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$\text{kg/m}^3$	海水の密度
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容せん断応力度
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容圧縮応力度
$\sigma_1$	$\text{kN/m}^2$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_{Y1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント
$M_{Z1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント
$N_1$	kN	鋼製パネルの軸力
$A_1$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの有効断面積
$\tau_1$	$\text{N/mm}^2$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力
$S_{Y1}$	kN	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力
$S_{Z1}$	kN	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力
$A_{Y1}$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの断面積
$A_{Z1}$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの断面積
$Z_{Y1}$	$\text{m}^3$	鋼製パネルの Y 軸断面係数
$Z_{Z1}$	$\text{m}^3$	鋼製パネルの Z 軸断面係数
$\kappa_1$	—	せん断応力の分布係数
$\sigma_2$	$\text{kN/m}^2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_2$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント
$N_2$	kN	鋼製支柱の軸力
$\tau_2$	$\text{N/mm}^2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度
$S_2$	kN	鋼製支柱に発生するせん断力
$A_2$	$\text{m}^2$	鋼製支柱の断面積
$Z_2$	$\text{m}^3$	鋼製支柱の断面係数



表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\sigma_3$	kN/m <sup>2</sup>	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力
$N_3$	kN	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力
$A_3$	m <sup>2</sup>	固定ボルトの断面積
F	—	ボイリングに対する安全率
$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)
$h_w$	m	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
$M_y$	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
$N_4$	kN	鋼管杭に発生する軸力
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
$S_4$	kN	鋼管杭に発生するせん断力
$A_4$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_4$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数

## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す断面位置とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製遮水壁（鋼板）の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-3 に、評価対象の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの2倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第2号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第2号機海水ポンプ室及び2号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

#### (Ⅰ区間)

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、岩盤上面が最も浅く、また改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### (Ⅱ区間)

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P.+19.0m となる区間の中で、杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### (Ⅲ区間)

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじれ等の影響が大きくなることが想定される断面。

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第3速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### (Ⅳ区間)

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

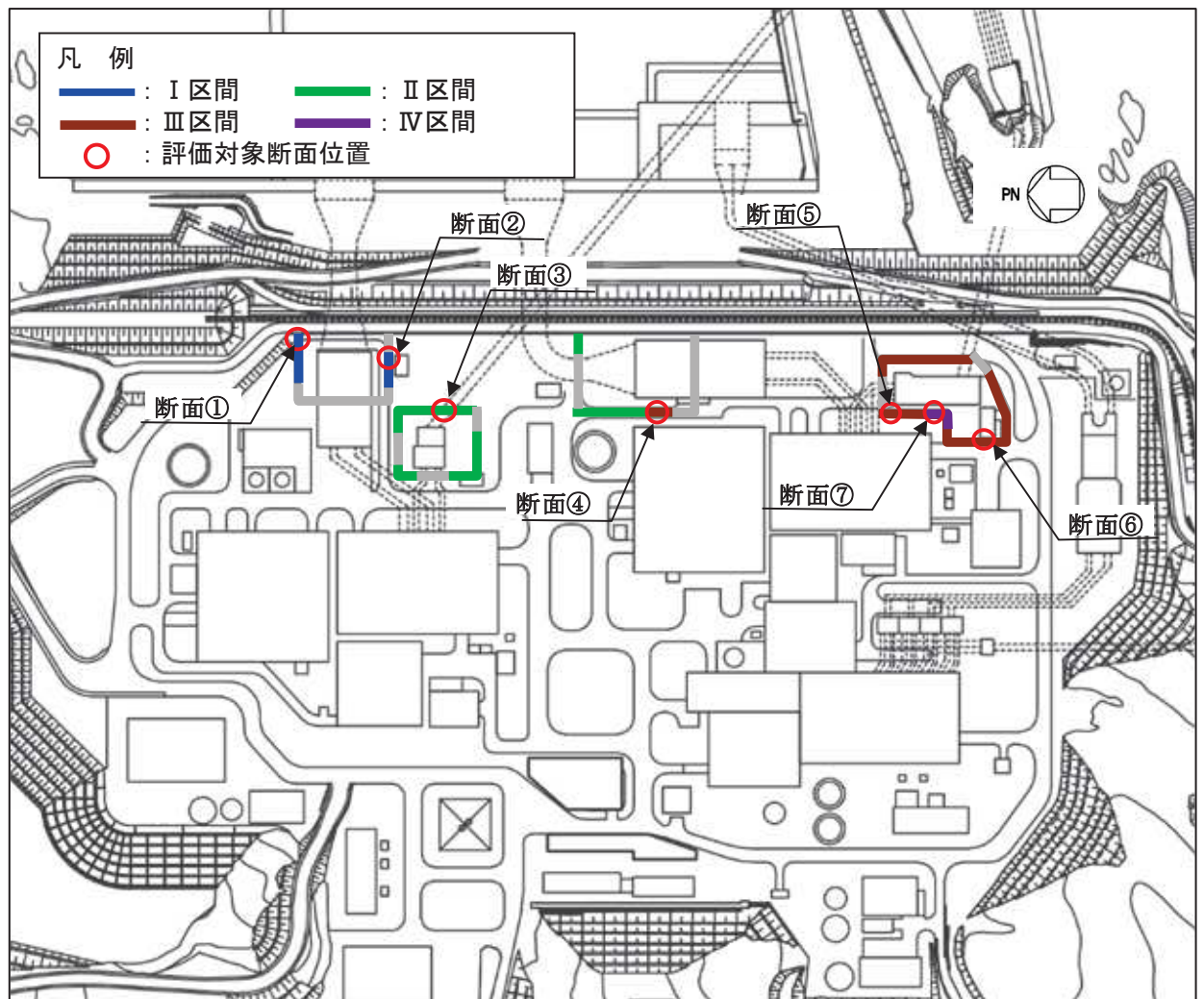
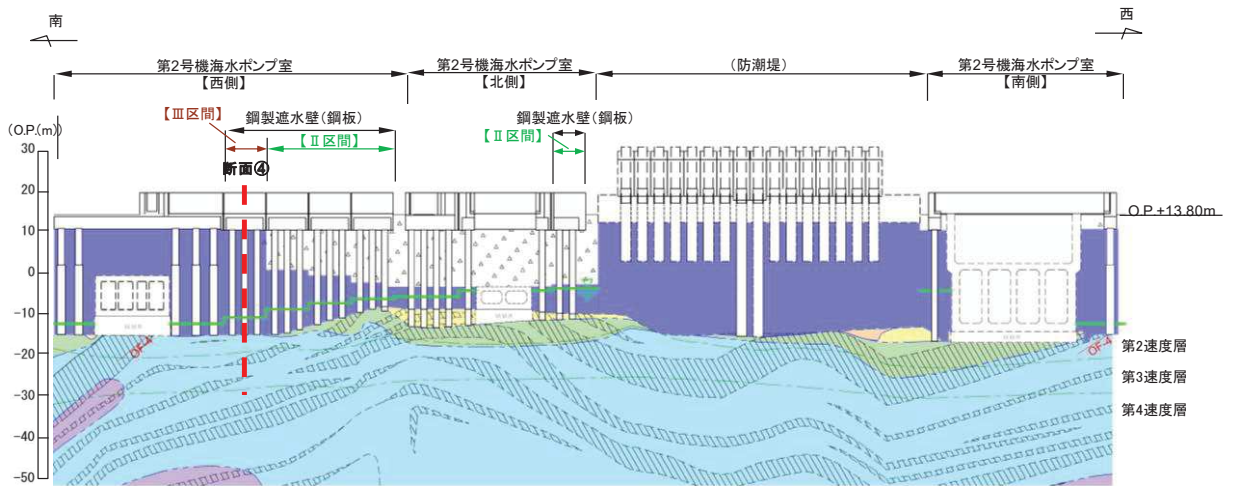
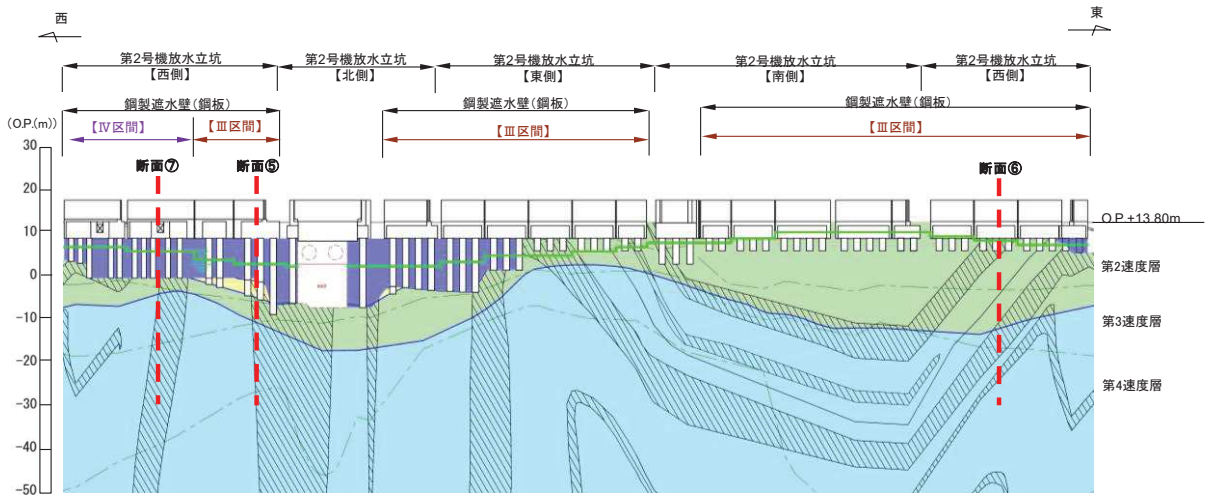


図 3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(第 2 号機海水ポンプ室)

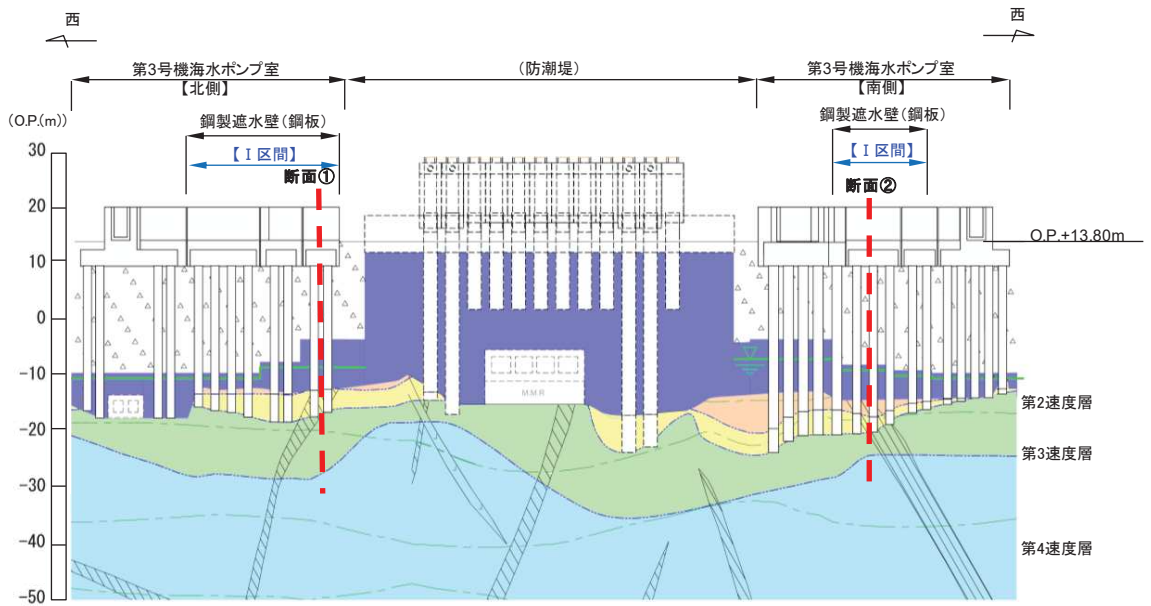


(第 2 号機放水立坑)

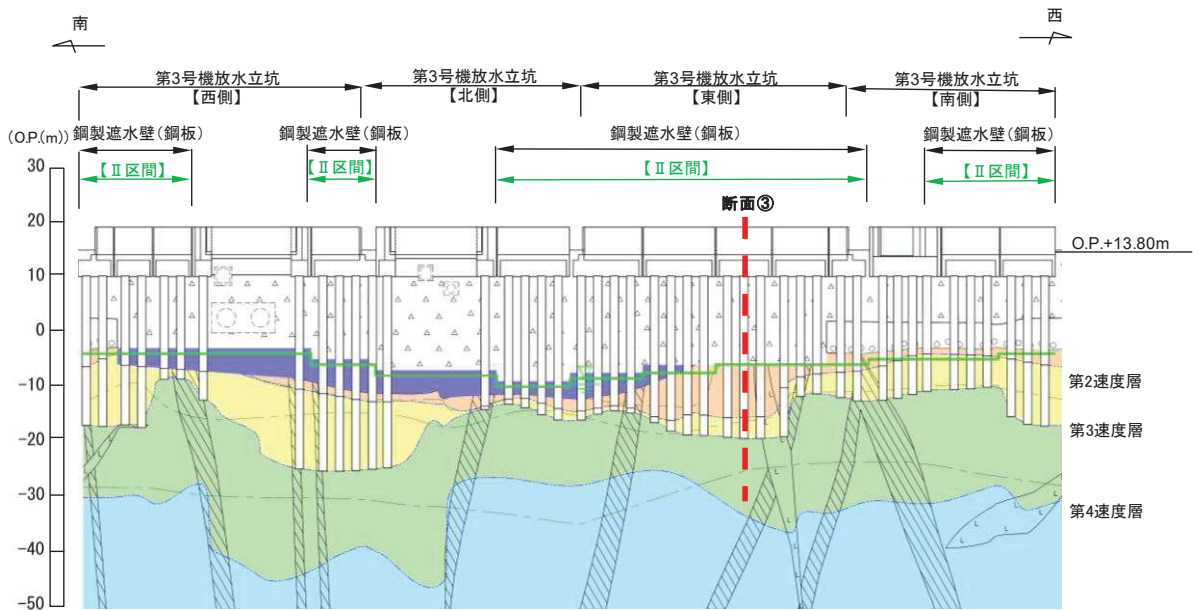
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		改良地盤等
	C <sub>M</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>L</sub> 級		砂 岩
	D 級		頁 岩
	岩盤分類境界		ひ ん 岩
	速度層境界		断 層
			地 質 境 界
			地下水位

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(1) 鋼製遮水壁 (鋼板) の縦断面図  
(第 2 号機海水ポンプ室, 第 2 号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 限
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(2) 鋼製遮水壁 (鋼板) の縦断面図  
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)



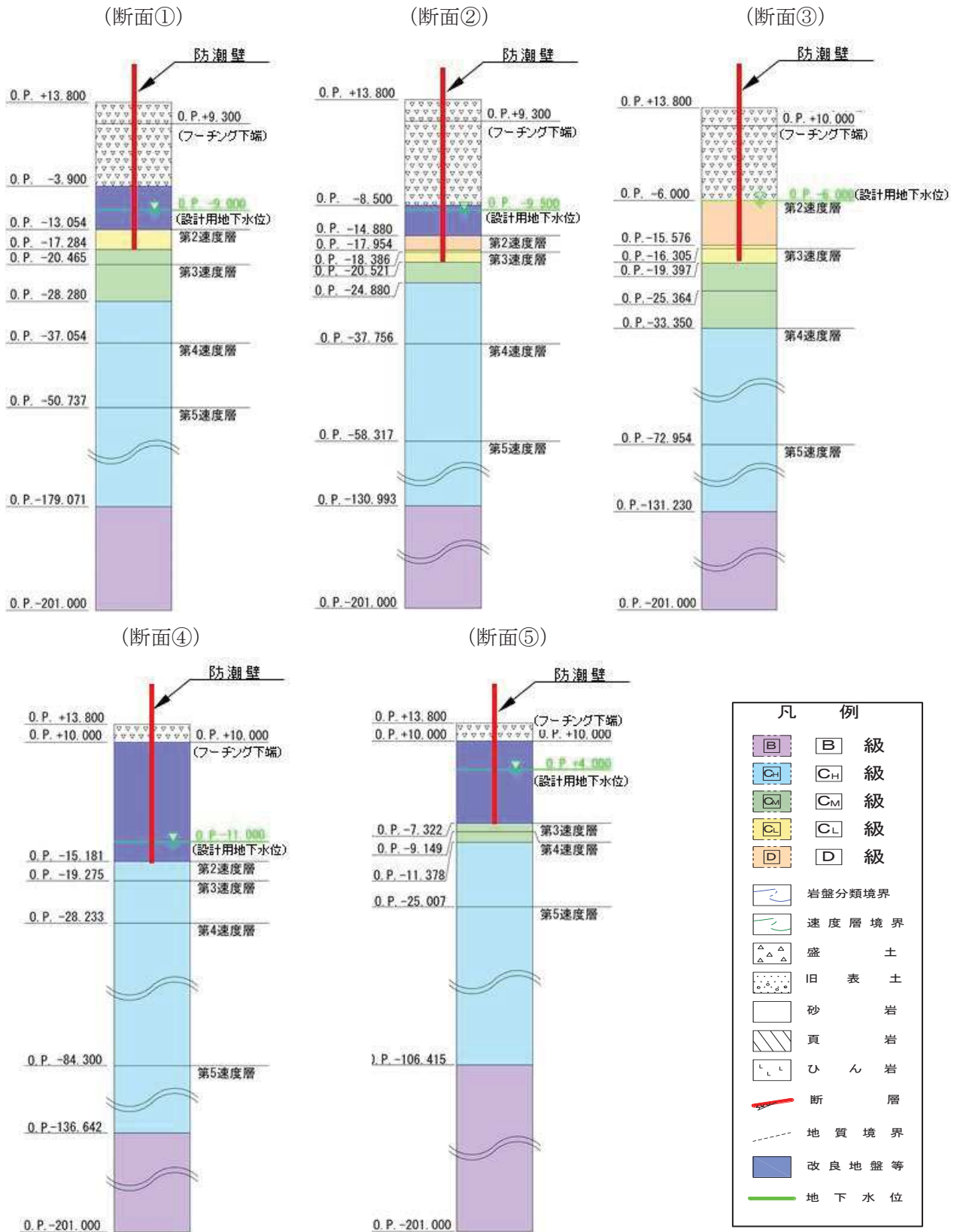


図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①～⑤)

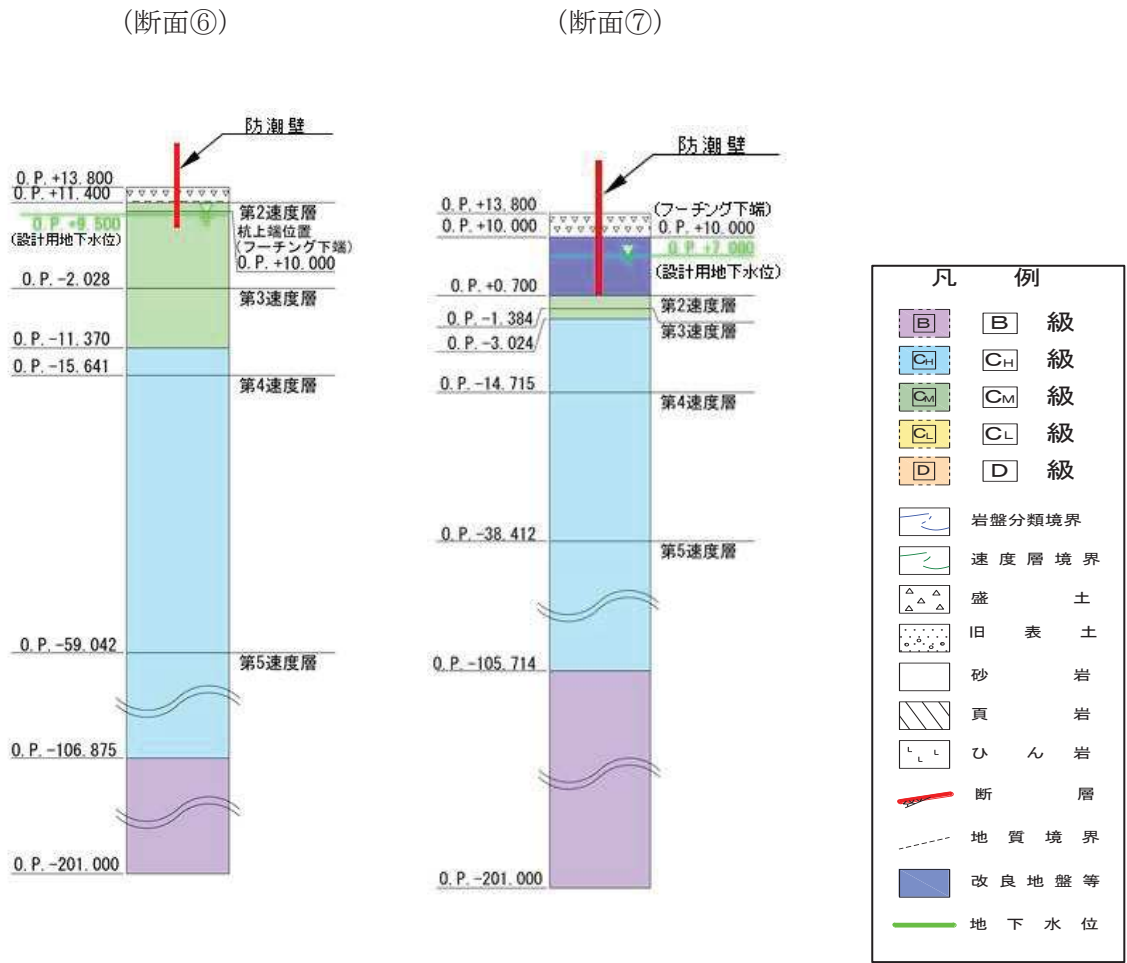


図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、フーチング及び鋼管杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 ( $G$ )

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N}/\text{m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN}/\text{m}^2$  を考慮する。

(3) 風荷重 ( $P_k$ )

入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速  $30\text{m}/\text{s}$  とし、建築基準法に基づき選定する。

また、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、断面①～断面④（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について  $0.4\text{m}$  の沈下を考慮する。

(5) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-4 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

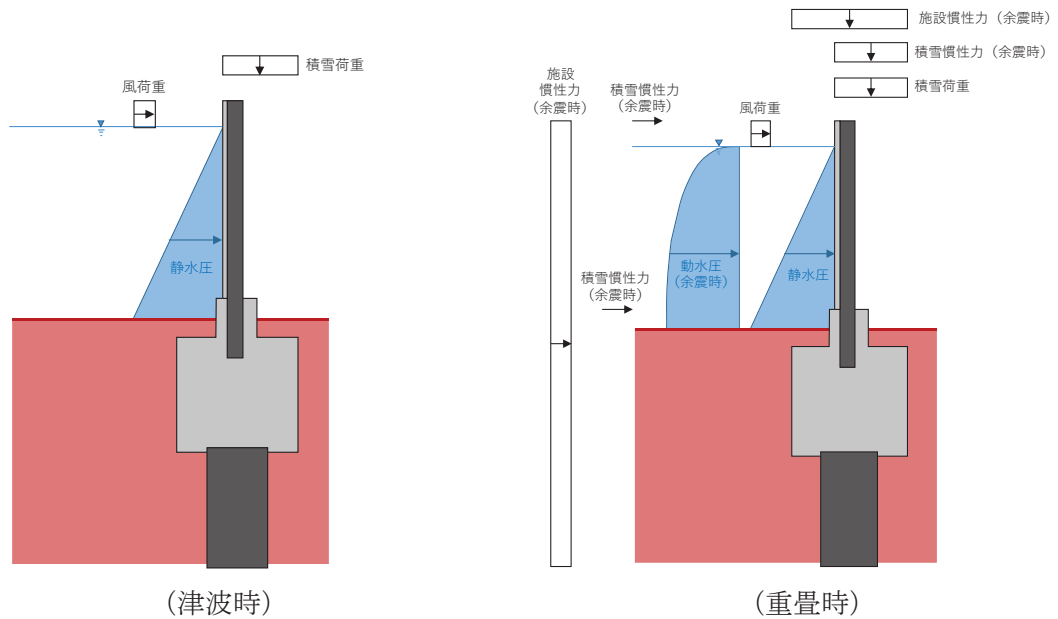


図 3-4 鋼製遮水壁（鋼板）の荷重作用図

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼板

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-3に示す短期許容応力度とする。

表 3-3 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記 \*1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

#### 3.4.2 鋼製支柱

鋼製支柱の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-4に示す短期許容応力度とする。

表 3-4 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記 \*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 固定ボルト

固定ボルトの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-5に示す短期許容応力度とする。

表3-5 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	
8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540

注記 \*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.4.4 フーチング

フーチング（本体）の許容限界は，曲げ・圧縮については，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「道路土工・カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき，表3-6(1)に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。また，フーチング（ペデスタル部）の許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき，表3-6(2)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。

なお，フーチング下端位置については，防潮壁下部からの津波の回り込みやボイリングの可能性を考慮した深さに設定することとし，「山留め設計指針（日本建築学会，平成29年）」に基づき，表3-7に示すボイリングに対する安全率を許容限界とする。

表3-6(1) フーチング（本体）の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16	
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16	24
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記 \*：短期許容応力度は，許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3-6(2) フーチング（ペデスタル部）の許容限界

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート (f' ck=30N/mm <sup>2</sup> )	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	1495
	断面④	38.4	3912
	断面⑤	38.4	2794, 3912*
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦	38.4	2794, 3912*

注記 \*：鋼製支柱の根入れ長が異なるため許容限界をそれぞれ設定している

表 3-7 ボイリングに対する許容限界

評価項目	許容限界
ボイリングに対する安全率	1.2 以上

### 3.4.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，杭体部については，表 3-8 に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については，表 3-9 に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-8 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t<40mm)	450	260

表 3-9 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-10 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 350 せん断方向 350

### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-11 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-11 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4	10112
	断面② (牧の浜部層)	11.4	13259
	断面③ (牧の浜部層)	11.4	11797
	断面④ (狐崎部層)	13.7	12061
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7	7817
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7	5448
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7	3548

### 3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

#### 3.5.1 重畳時

##### (1) 解析方法

鋼製遮水壁（鋼板）は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。解析モデル概念図を図 3-5 に示す。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

##### (断面①～⑤, ⑦)

弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

##### (断面⑥)

岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

地震応答解析に用いる解析コードは、「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。また、地盤応答の作成に用いる解析コードは、「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

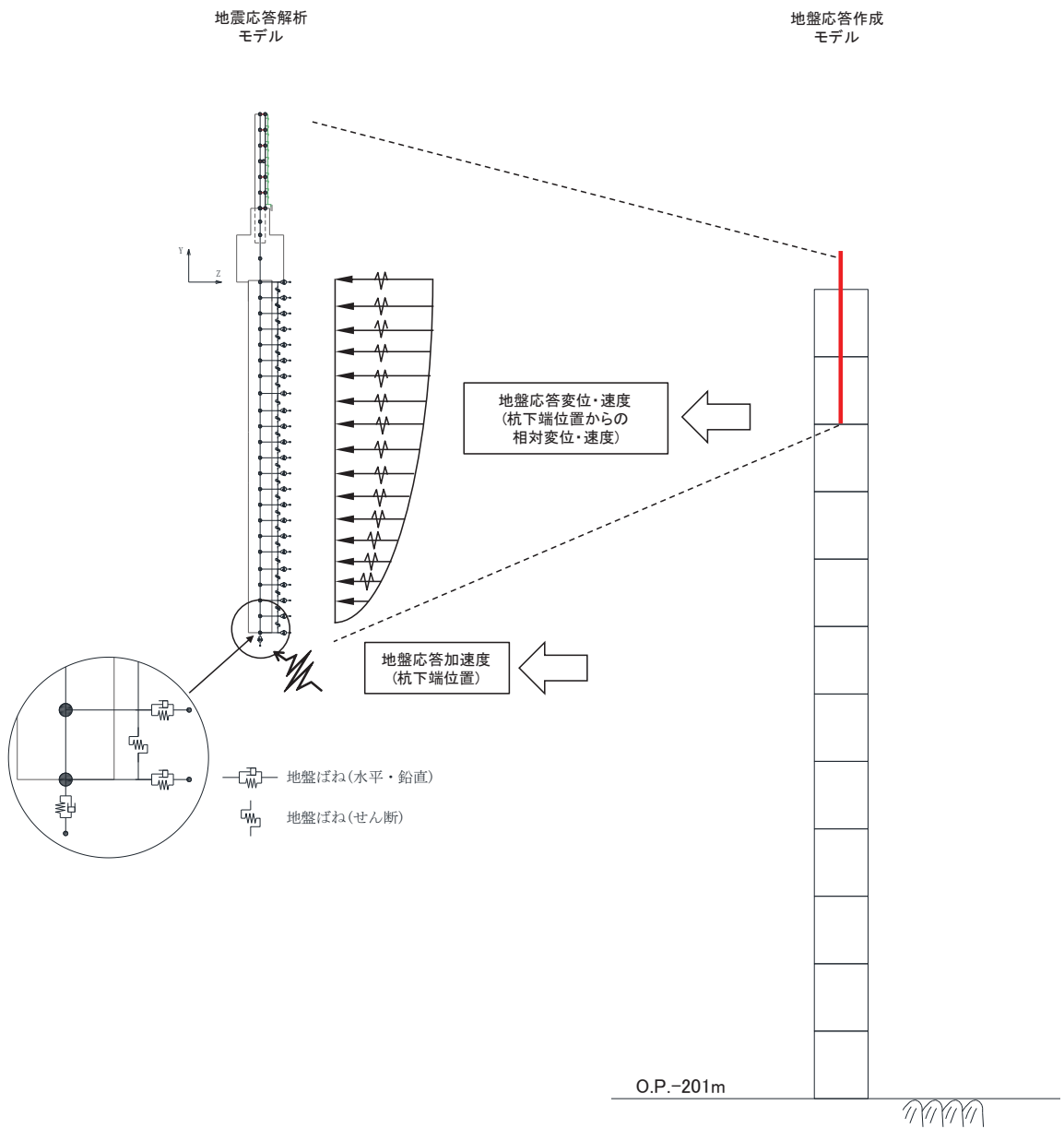


図 3-5 解析モデル概念図



a. 構造部材

鋼板、鋼製支柱、フーチング及び鋼管杭は質点と線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-12～表 3-14 に示す解析ケースを設定する。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦と、C<sub>L</sub> 級岩盤、C<sub>M</sub> 級岩盤、C<sub>H</sub> 級岩盤及び B 級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ断面ごとに周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計とすることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

詳細な解析ケースの考え方は、「d. 重畳時の解析ケースの選定」に示す。

表 3-12 解析ケース (断面①～⑤)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$	平均値

表 3-13 解析ケース (断面⑥)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - $1\sigma$

表 3-14 解析ケース (断面⑦)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の $\alpha$ 、 $\beta$ を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき、表3-15に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した $\alpha$ 、 $\beta$ を表3-16に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-15 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 3-16(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.414	0.0007
断面②	0.413	0.0007
断面③	0.735	0.0001
断面④	1.370	0.0002
断面⑤	1.372	0.0003
断面⑥	1.629	0.0002
断面⑦	1.538	0.0002

表 3-16(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.622	0.0010
断面②	0.619	0.0010
断面③	1.103	0.0001
断面④	2.055	0.0003
断面⑤	2.058	0.0004
断面⑥	2.444	0.0003
断面⑦	2.307	0.0003

表 3-16(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

	$\alpha$	$\beta$
断面①	1.036	0.0016
断面②	1.032	0.0017
断面③	1.838	0.0002
断面④	3.425	0.0006
断面⑤	3.431	0.0007
断面⑥	4.073	0.0005
断面⑦	3.844	0.0005

d. 重畳時の解析ケースの選定

(a) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-17 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-17 解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	

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

- (b) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 3-18 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3-18 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

## (2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-6 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (断面④～⑦) は図 3-7 に、第 3 号機側 (断面①～③) は図 3-8 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3-7 に示す 2E 波に対して、図 3-6(2) に示すとおり E 波として入力する。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

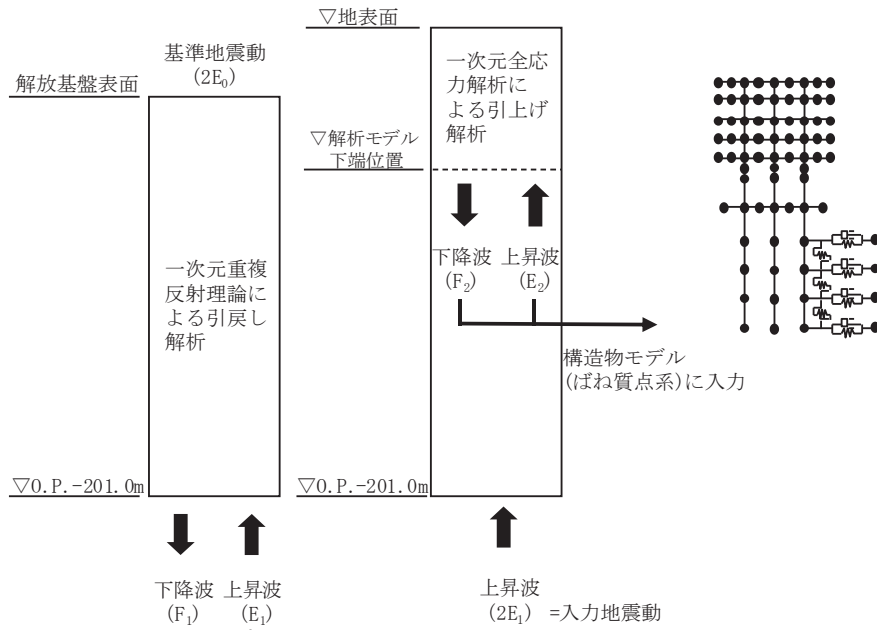


図 3-6(1) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤, ⑦)

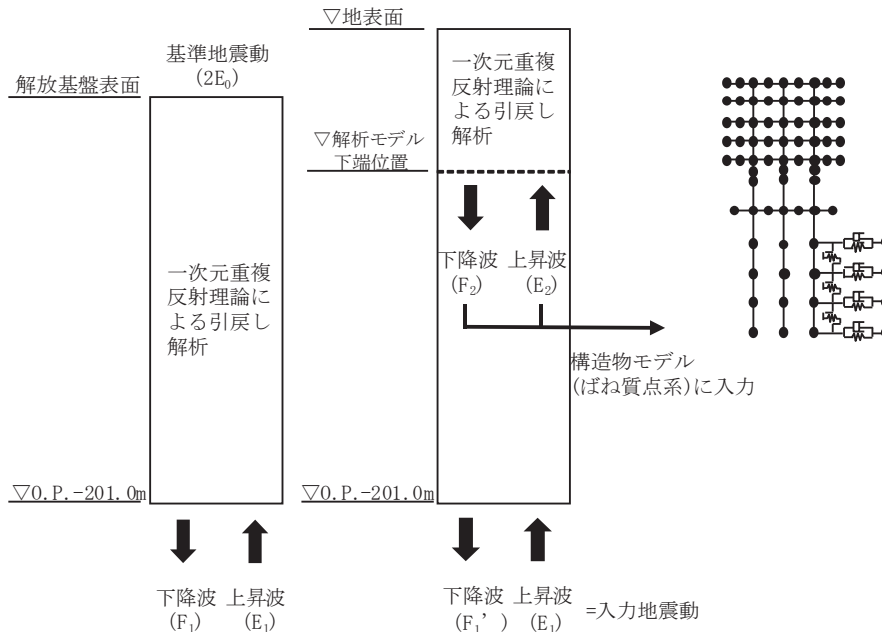
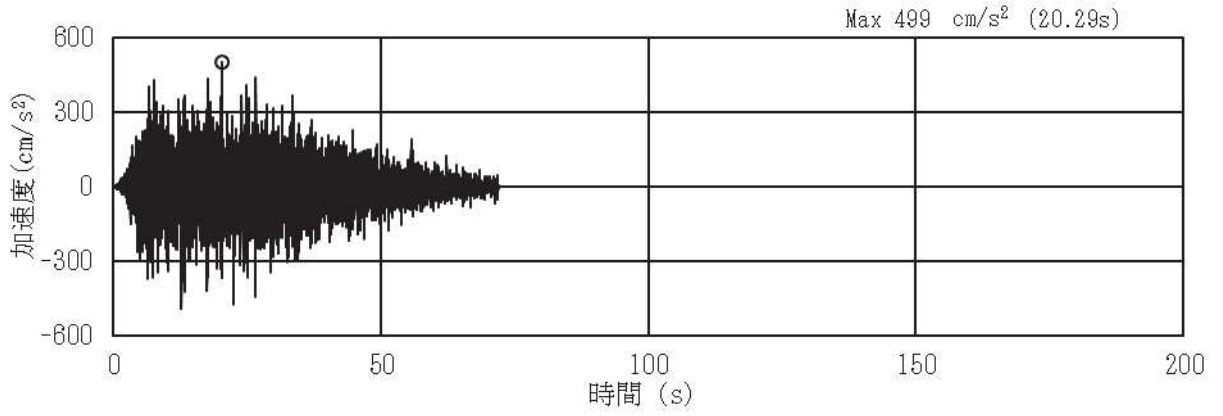


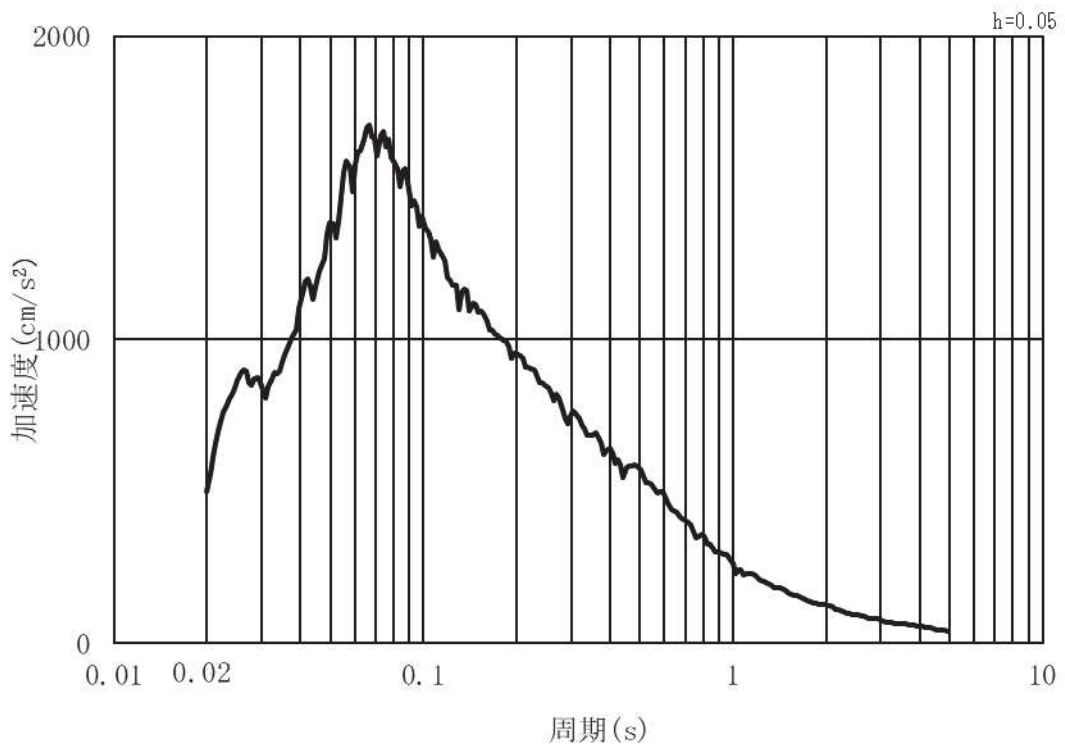
図 3-6(2) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部：断面⑥)



a. 断面④, 断面⑤, 断面⑥, 断面⑦

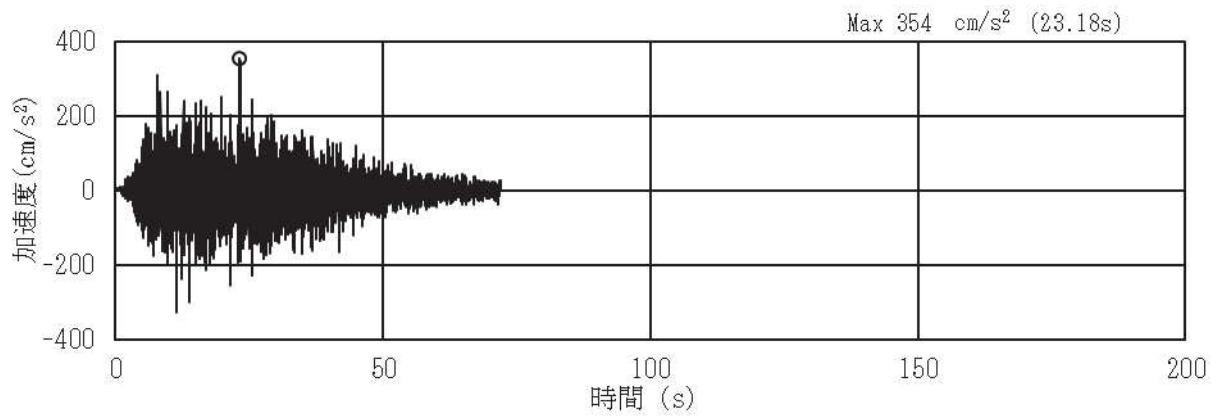


(a) 加速度時刻歴波形

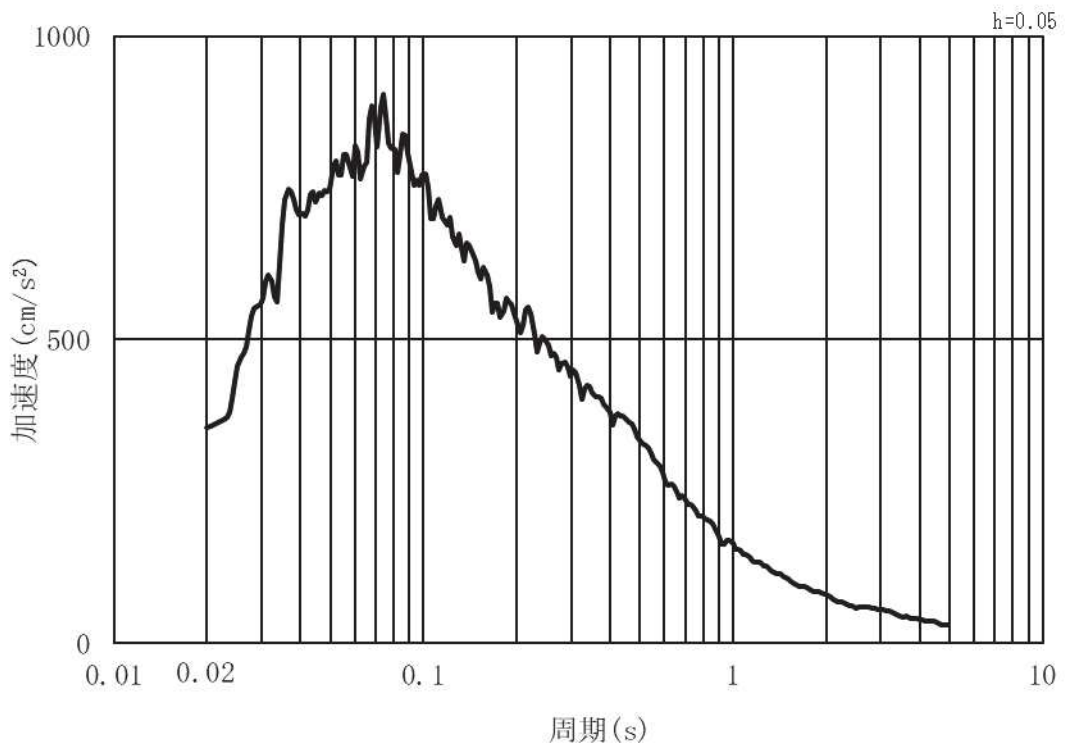


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S d - D 2) 第 2 号機側



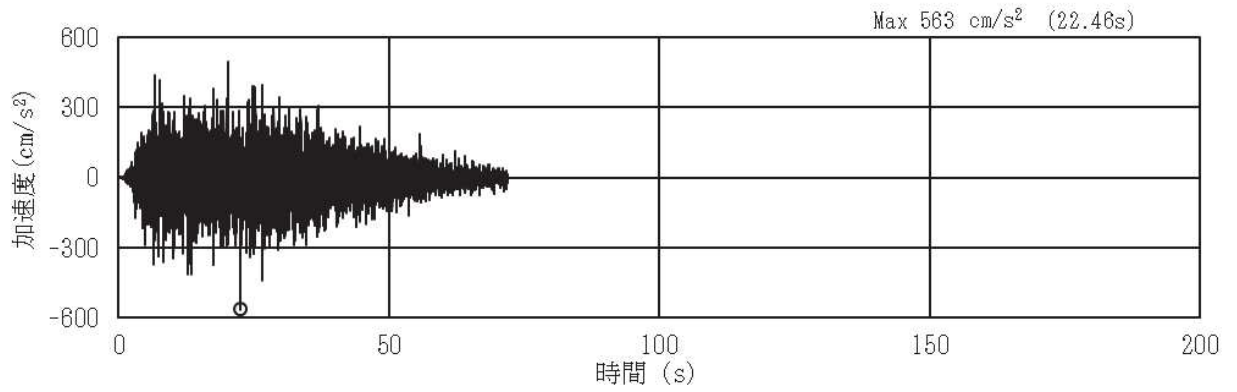
(a) 加速度時刻歴波形



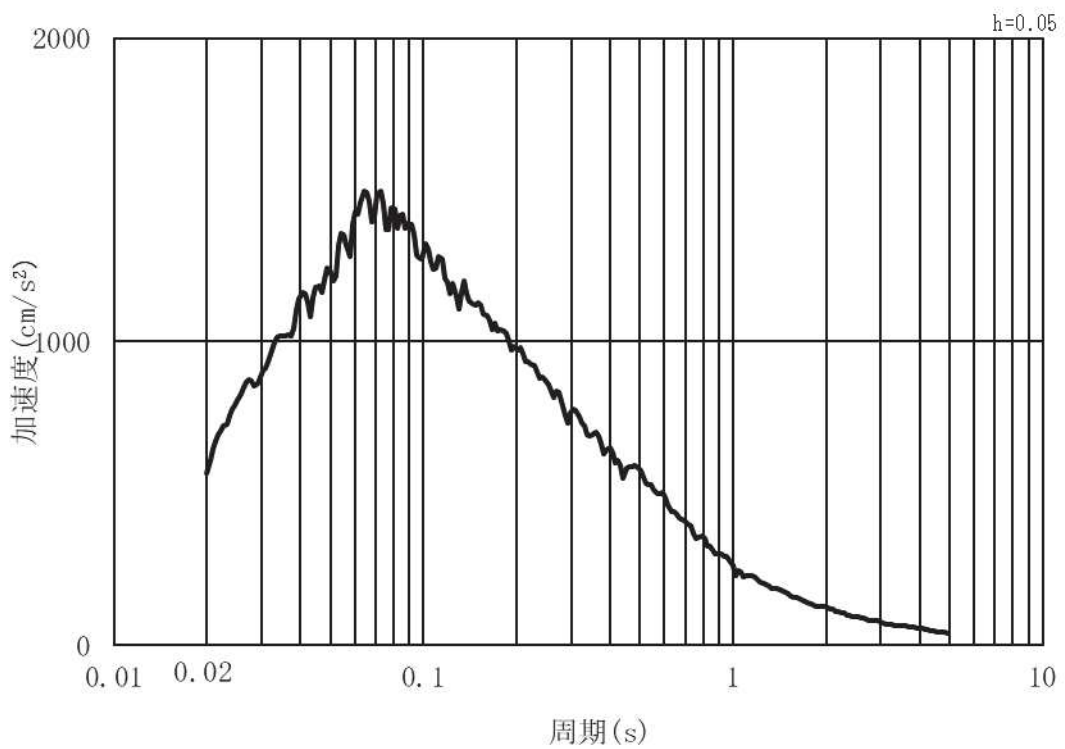
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S d - D 2) 第 2 号機側

b. 断面①, 断面②, 断面③

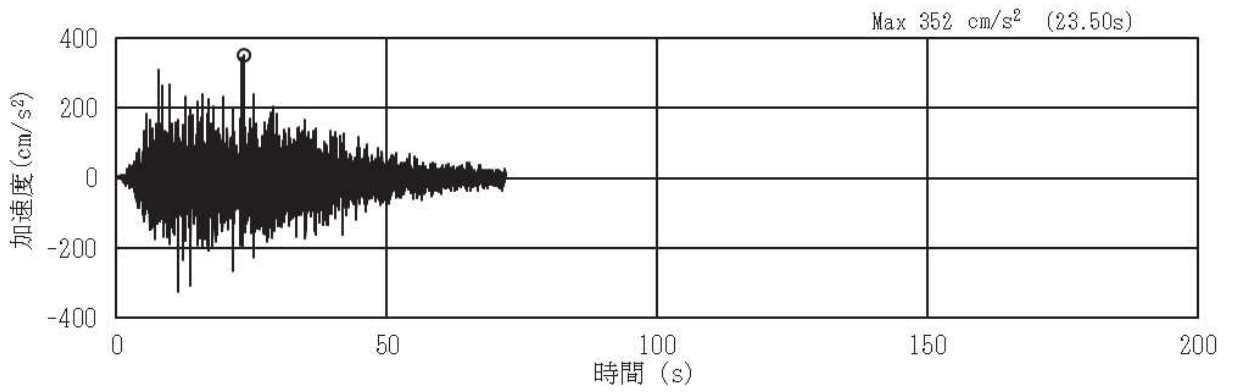


(a) 加速度時刻歴波形

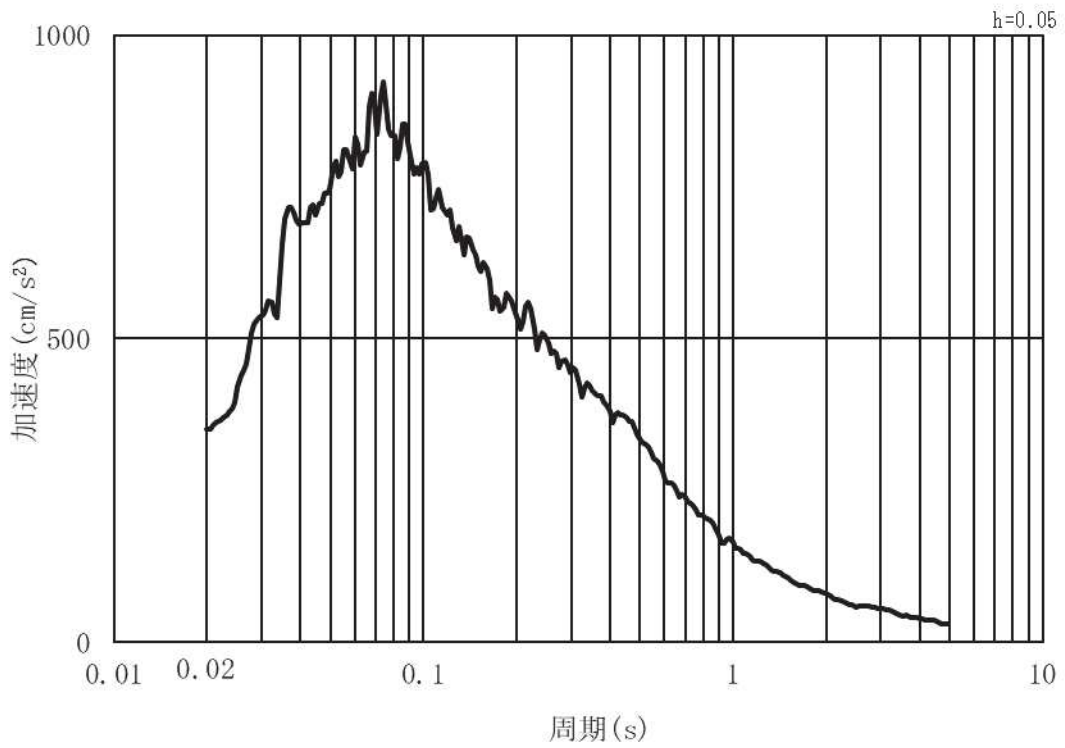


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデルを図 3-9 に示す。

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し、地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、**D**級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。**D**級を除く岩盤は線形モデルとする。岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析モデルを用いる。

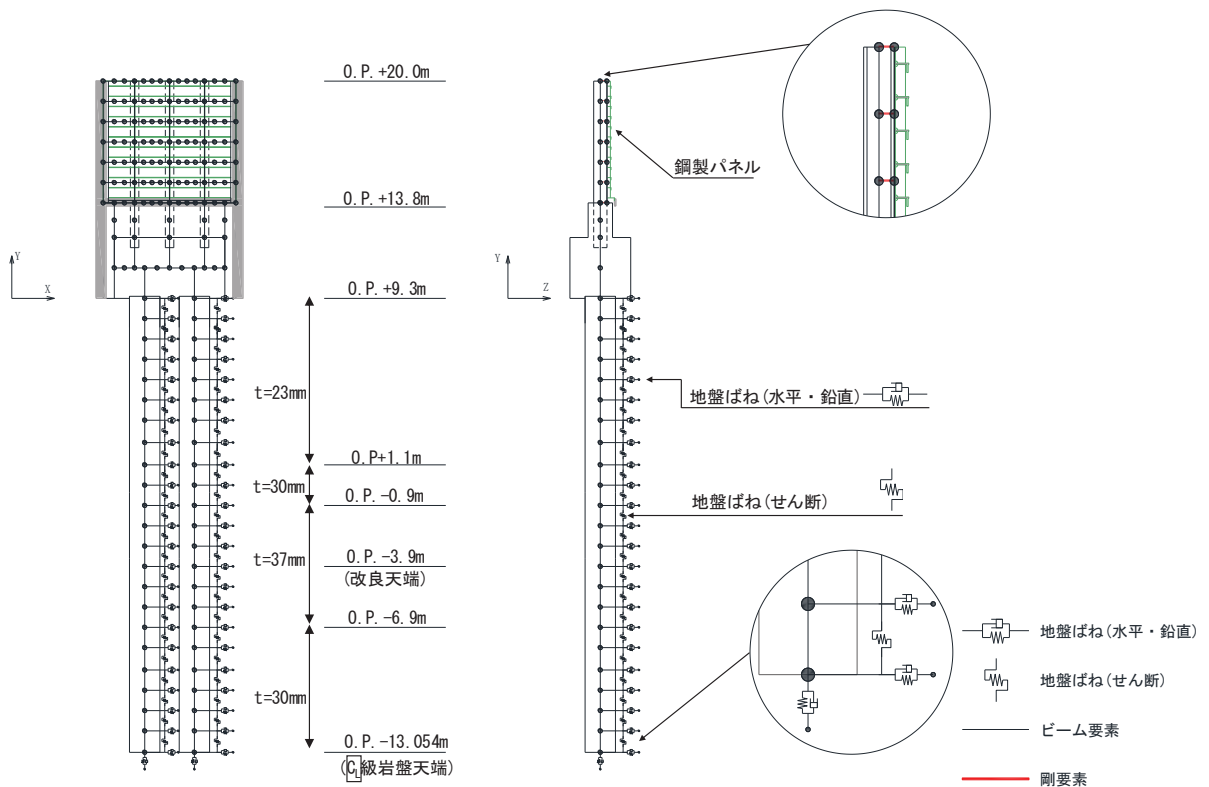


図 3-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面①）

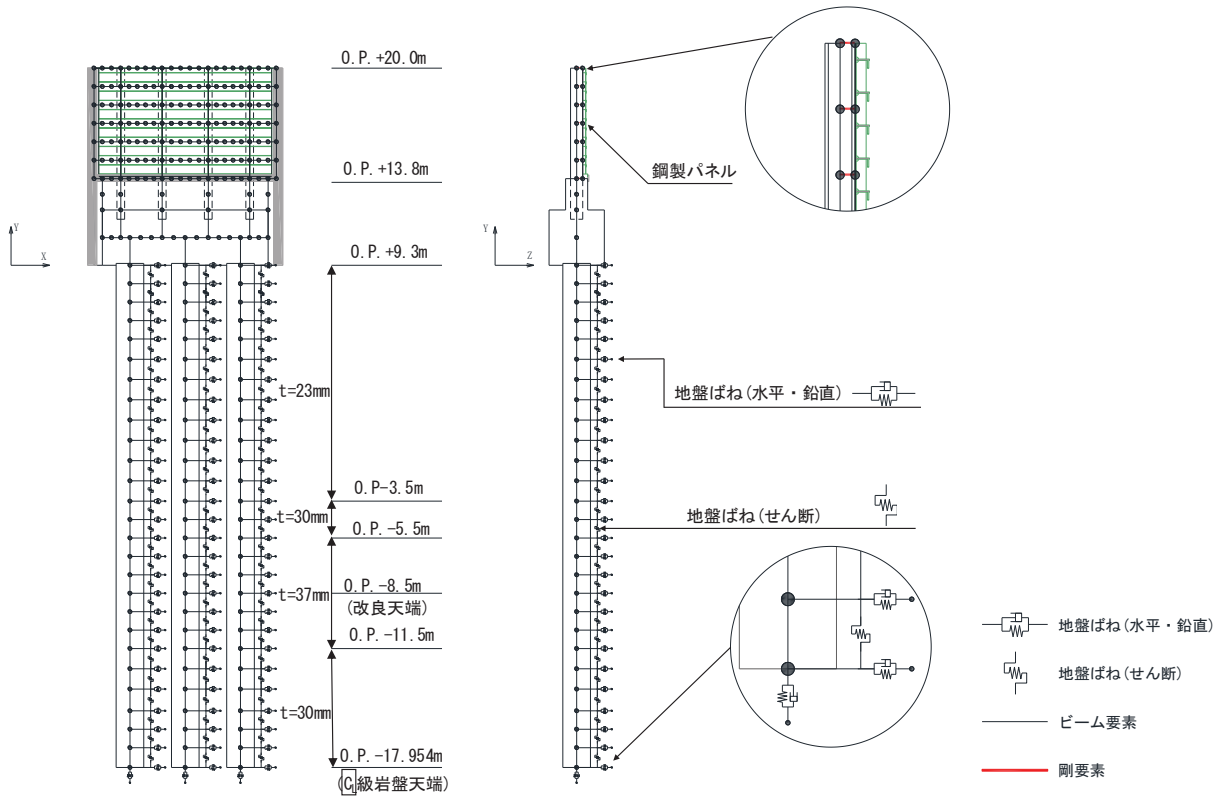


図 3-9(2) 鋼製遮水壁 (鋼板) の解析モデル (断面②)

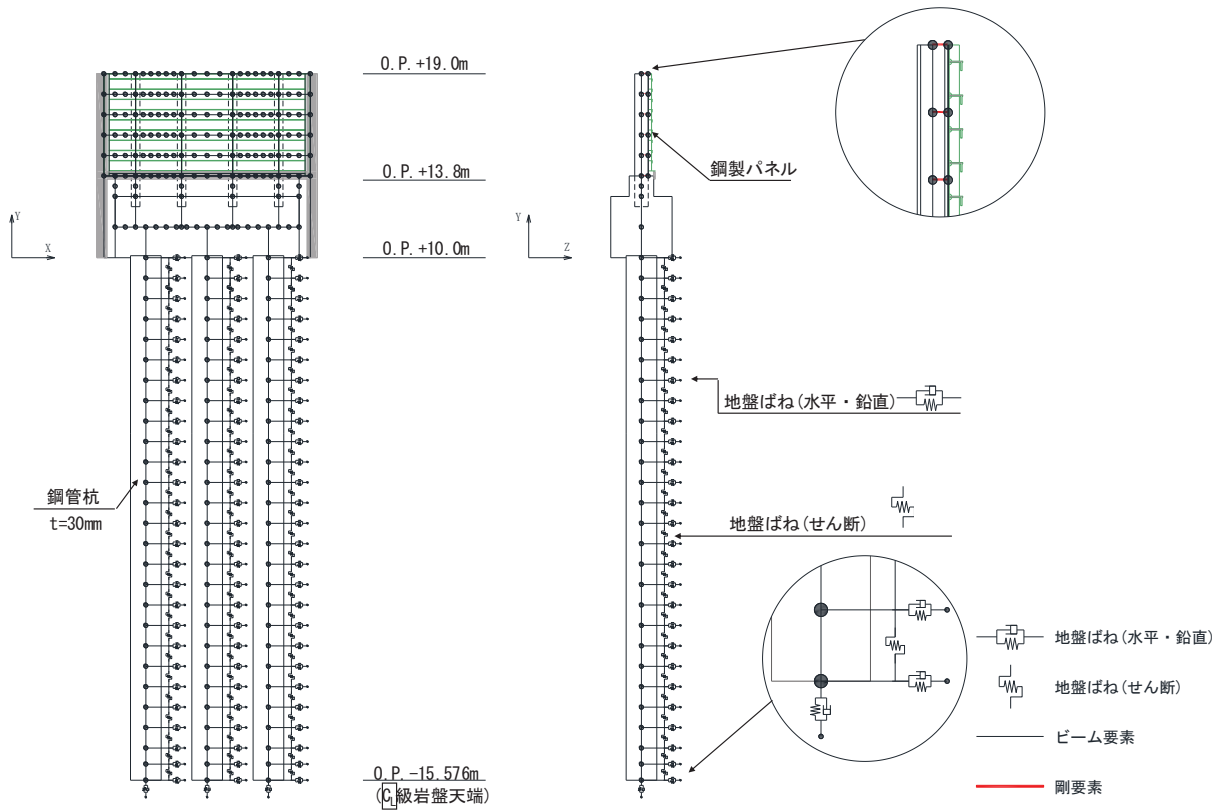


図 3-9(3) 鋼製遮水壁 (鋼板) の解析モデル (断面③)

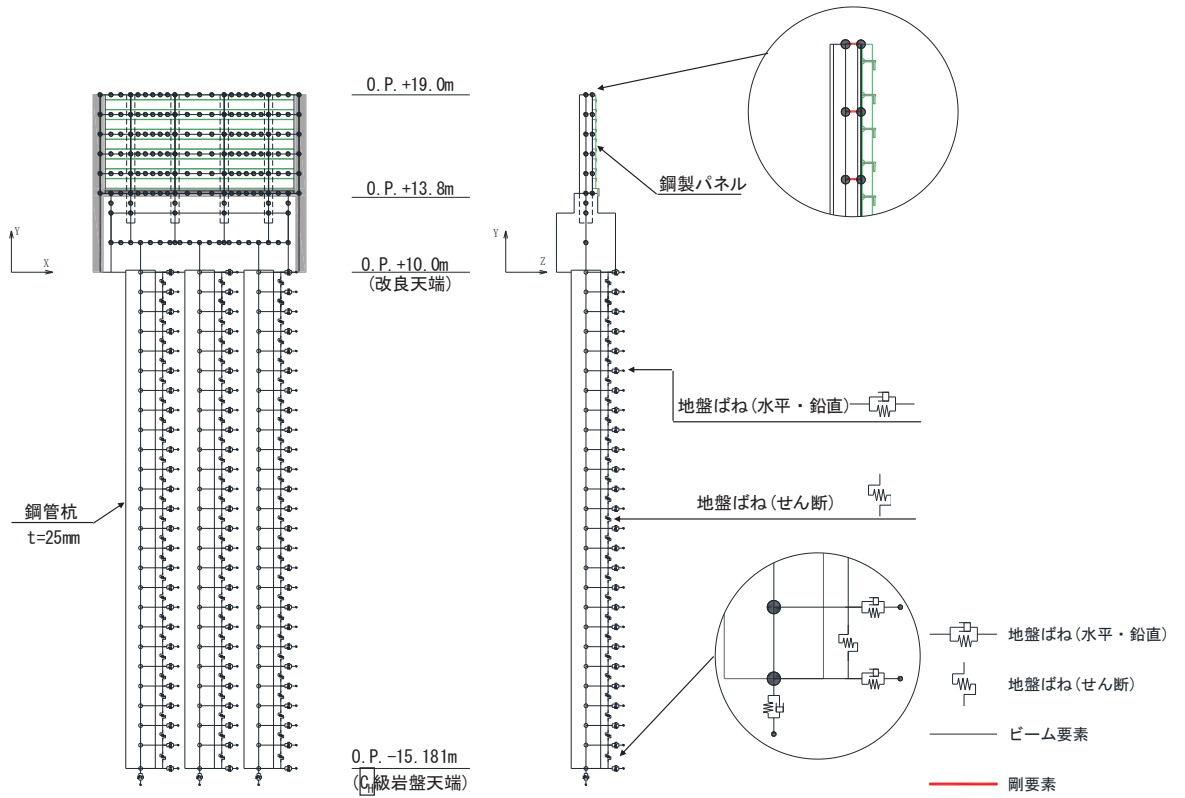


図 3-9(4) 鋼製遮水壁(鋼板)の解析モデル(断面④)

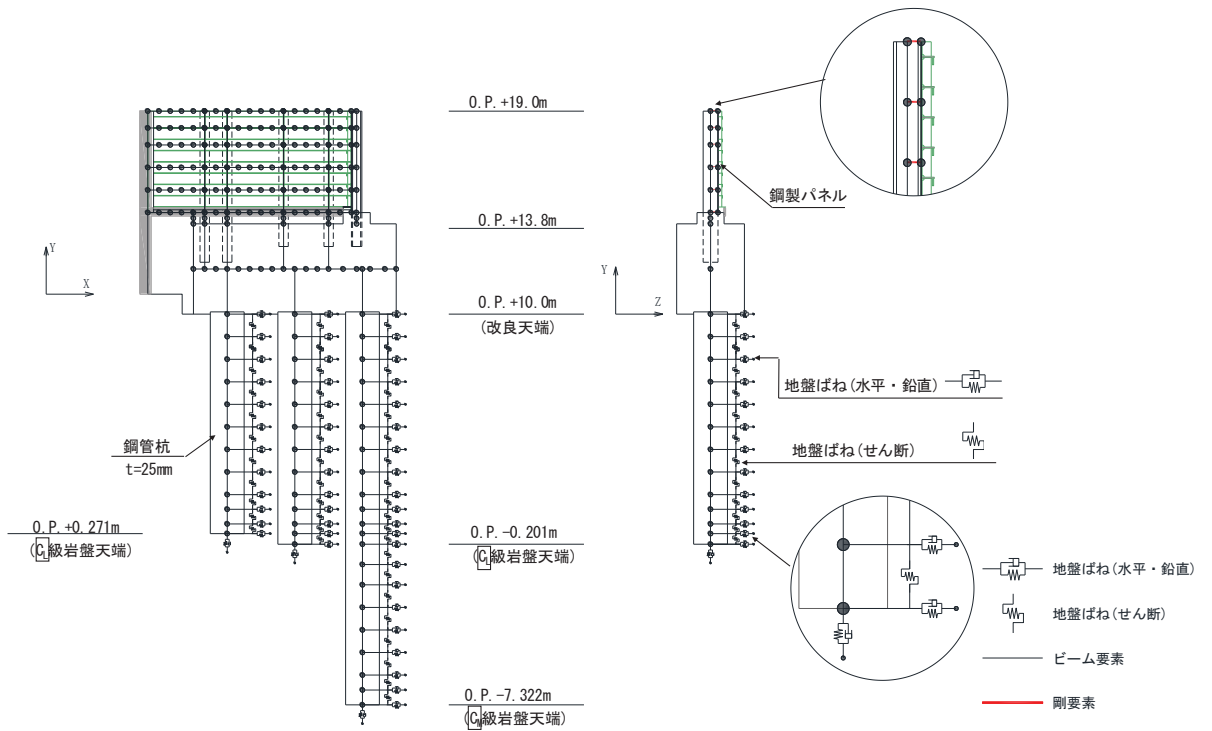


図 3-9(5) 鋼製遮水壁(鋼板)の解析モデル(断面⑤)

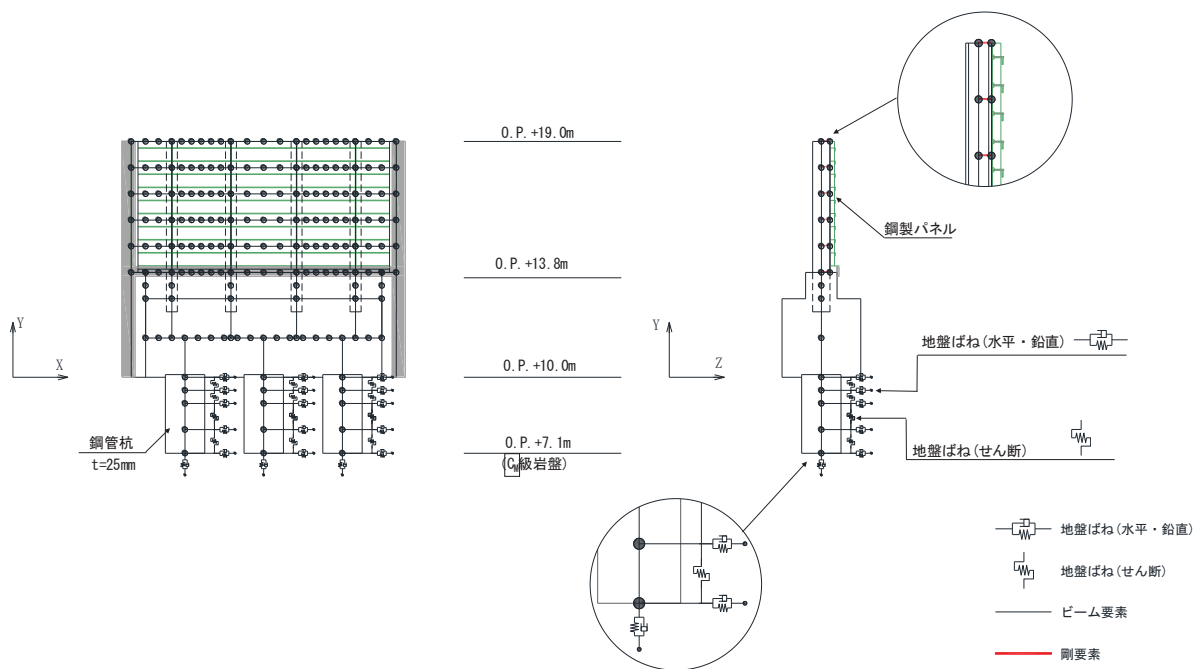


図 3-9(6) 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面⑥）

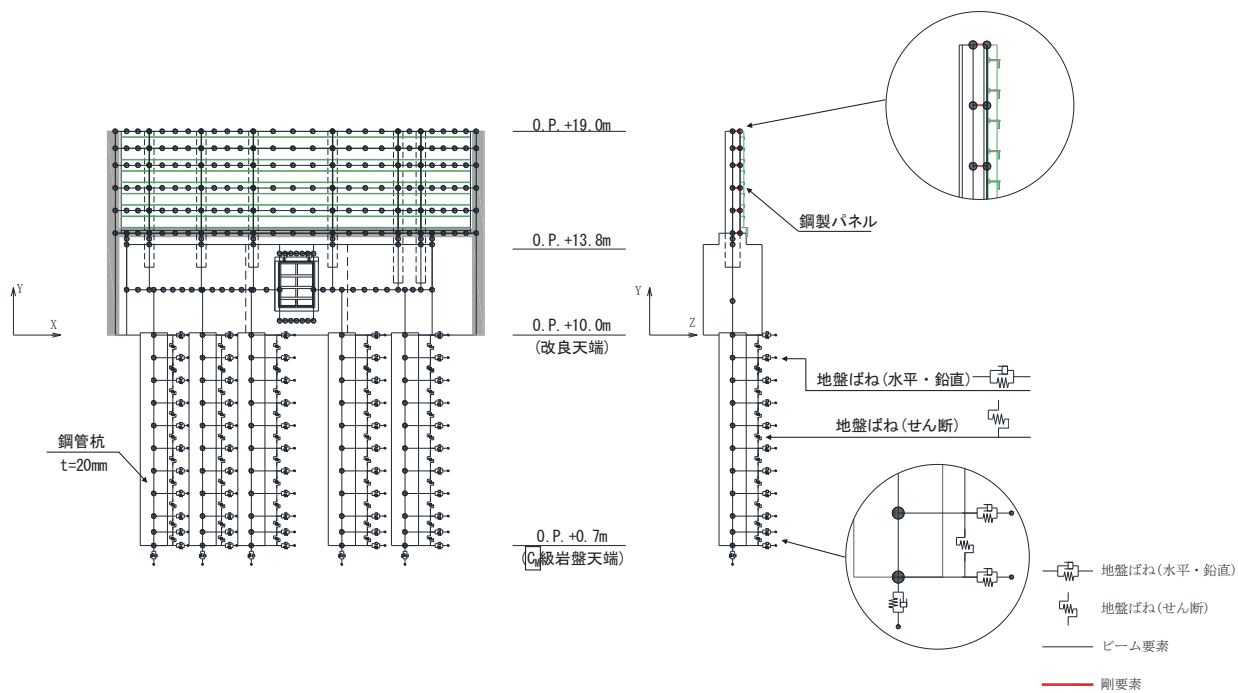


図 3-9(7) 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面⑦）



- b. 使用材料及び材料の物性値 全体的に再確認ください（⑤・⑦あたりは特に）  
 使用材料を表 3-19 に、材料の物性値を表 3-20 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-19(1) 使用材料（断面①・②）

材料		諸元
コンクリート	フーチング（本体）	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング （ペDESTAL部）	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t=16mm（リブ : t=20mm）
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22（強度区分 8.8* <sup>2</sup> ）
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t=23mm, 30mm, 37mm

注記 \*1 : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 前半の「8」は引っ張り強さが 800N/mm<sup>2</sup>、後半の「8」は引っ張り強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。（以下同様）

表 3-19(2) 使用材料（断面③）

材料		諸元
コンクリート	フーチング（本体）	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング （ペDESTAL部）	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, PL16mm（リブ : t=20mm）
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22（強度区分 8.8）
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=30mm

注記 \* : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-19(3) 使用材料 (断面④・⑤・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング (本体)	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, PL20mm (リブ : t=20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22(強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

注記 \* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-19(4) 使用材料 (断面⑦)

材料		諸元
コンクリート	フーチング (本体)	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, PL16mm (リブ : t=20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22(強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1200, SM570, t=20mm

注記 \* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-20 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-2 及び図 3-3 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 3-21 に示す。

表 3-21 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

(4) 評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。

a. 鋼板

鋼板は、スキンプレートと水平リブで構成されている。鋼板の構造図を図 3-10 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

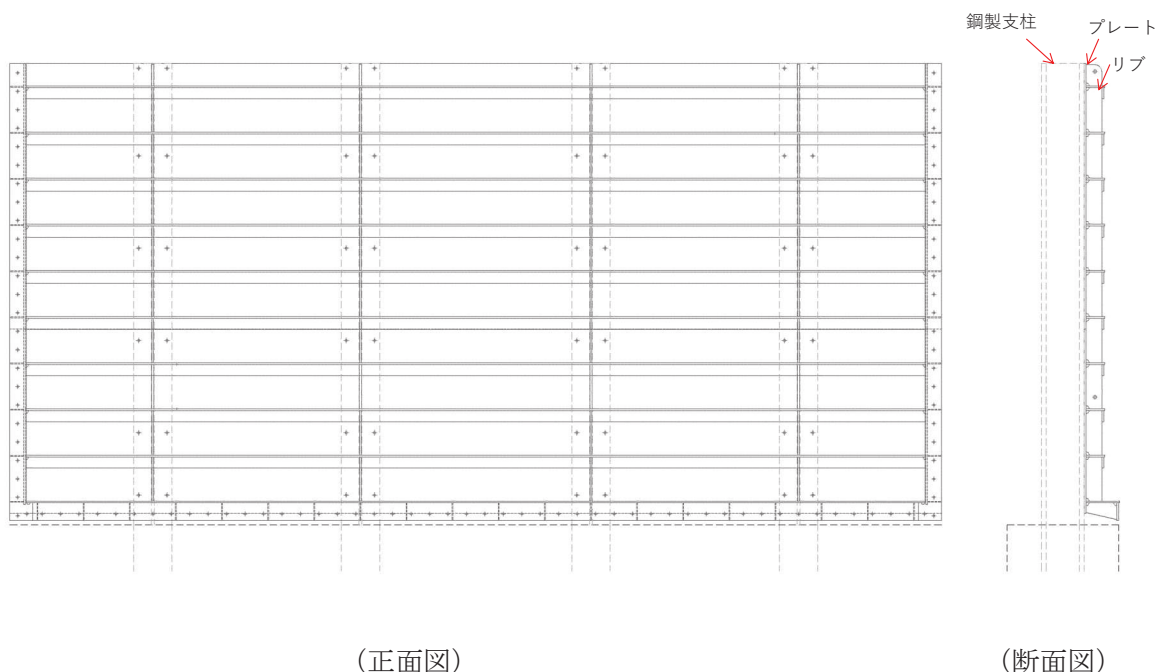


図 3-10 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-11 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルのY軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルのZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

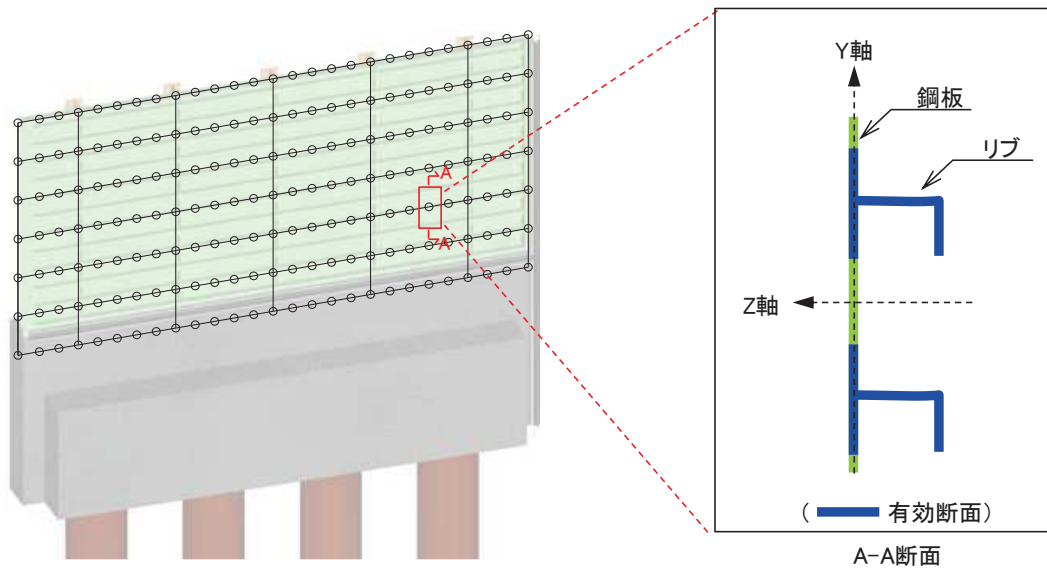


図 3-11 鋼製パネル断面形状

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (図 3-13 に示すリブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力及びせん断力より算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

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

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$M_2$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)

$N_2$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)

$A_2$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

(b) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界

以下であることを確認する。

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_2$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)

$A_2$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_2}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

c. 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

$\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

$A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)

d. フーチング

(a) フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

(b) フーチング (ペDESTAL部)

ペDESTAL部 (鋼製支柱巻き立て部) については、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に作用する支圧応力及び押し抜きせん断力が、許容限界以下であることを確認する。フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図を図 3-12 に示す。

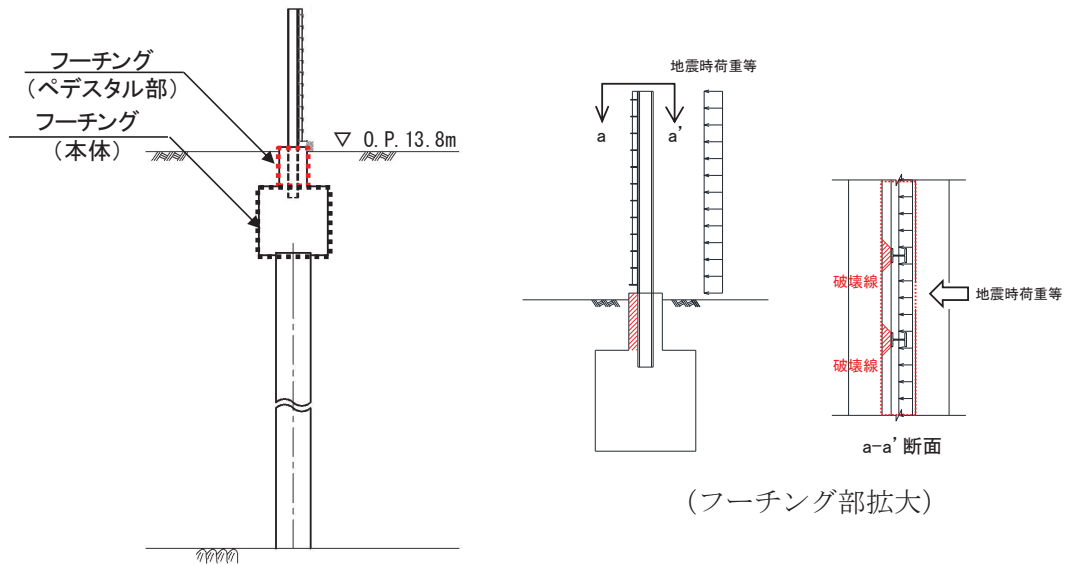


図 3-12 フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図

(c) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを次式により確認する。

$$F = \frac{2 \gamma' D}{\gamma_w h_w} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

F : ボイリングに対する安全率

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



D : フーチングの根入れ長さ (地表面高さ<sup>\*1</sup>－フーチング下端高さ) (m)  
 h<sub>w</sub> : 水位差 (入力津波高さ－地表面高さ<sup>\*1, \*2</sup>) (m)  
 γ<sub>w</sub> : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

注記 \*1: 杭周辺に旧表土, 盛土, 改良地盤が分布する断面 (断面①～断④) においては, 地震による 0.4m の地盤沈下を考慮する。

\*2: ボイリングに対する保守的な評価として, 杭周辺の旧表土, 盛土が飽和状態にあることを仮定し, 地表面に地下水位があるものとして水位差を算定する。

e. 鋼管杭

鋼管杭の評価は, 杭体と杭頭について行う。杭体については, 曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については, 鋼管杭 (杭頭) の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査 (杭体)

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は, 「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \dots \dots \dots (3.10)$$

ここで,

M<sub>y</sub> : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ<sub>y</sub> : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

N<sub>4</sub> : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A<sub>4</sub> : 鋼管杭の断面積 (m<sup>2</sup>)

Z<sub>4</sub> : 鋼管杭の断面係数 (m<sup>3</sup>)

(b) せん断力照査 (杭体)

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

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \dots \dots \dots (3.11)$$

ここで、

$\tau_4$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

$A_4$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

(c) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき，図3-13に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下（許容限界以下）であることを確認する。

杭頭部の降伏曲げモーメント算定は，地震応答解析に基づき算定した杭頭部の断面力を用いて解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

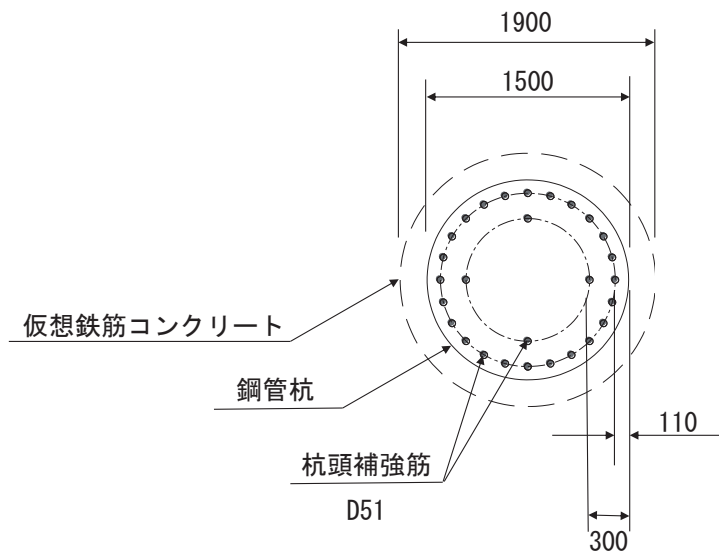


図 3-13 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

f. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，重畳時荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部材の相対変位量の照査は，鋼板部間の境界部に加え，鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤，海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため，本資料に，添付書類「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造 防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造 防潮壁 鋼製扉の強度計算書」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

g. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

##### 4.1 重畳時

表4-1(1) 強度評価に用いる条件(断面①)(1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重(鋼板)	95	kN
	固定荷重(鋼製支柱)	82	kN
	固定荷重(フーチング)	1593	kN
	固定荷重(鋼管杭)	466	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.34	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	96	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	110	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	48	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	31	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.610 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	19	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	57	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	112	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.330 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.215 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$4.153 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	190	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1235	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2018	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	68	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	729	kN

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (断面①) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	$m^2$
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	$m^3$
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	19	$N/mm^2$
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	11	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	$m^2$
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	$kN/m^3$
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	5.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	$N/mm^2$
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.610 \times 10^4$	$kN \cdot m$
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1617	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	54	$N/mm^2$
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4444	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.653 \times 10^{-1}$	$m^2$
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$5.901 \times 10^{-2}$	$m^3$

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	140	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	106	kN
	固定荷重 (フーチング)	2507	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	822	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	$kN/m^2$
$P_k$	風荷重	0.34	$kN/m^2$
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	$kN/m^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$kN/m^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$kg/m^3$
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	$N/mm^2$
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	$N/mm^2$
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	$N/mm^2$

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	81	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	91	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	54	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	31	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.588 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	18	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	63	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	98	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.308 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.213 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$4.134 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	204	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1300	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2320	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	70	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	744	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	23	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	14	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.619 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1376	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	61	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4966	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.653 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$5.901 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (断面③) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	685	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	41.41	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	66	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	78	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	19	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	18	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.610 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	12	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	23	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	79	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.330 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.215 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$7.793 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	85	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	550	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	915	kN

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (断面③) (2/2)

$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	38	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	405	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	16	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	10	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	4.1	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$2.124 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1258	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	15	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1003	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.338 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.822 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (断面④) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	674	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	KN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	KN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	43.43	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>



表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (断面④) (2/2)

$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	174	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	209	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	89	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	50	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.942 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	32	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	116	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	198	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.662 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.263 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$8.819 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	299	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1861	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	3764	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	109	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	1164	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	94	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	57	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
$F$	ボイリングに対する安全率	1.49	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
$D$	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	4.3	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.769 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1232	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	121	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	6723	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	130	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	100	kN
	固定荷重 (フーチング)	2981	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	333	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	166	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	304	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	64	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	320	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$3.464 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	75	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	485	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	131	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$8.400 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.809 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$5.323 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	304	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1916	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	3638	kN

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (2/2)

$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	124	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	1322	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	250	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	152	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.782 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	867	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	84	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4616	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	78	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (2/2)

$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	229	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸周りの曲げモーメント	280	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸周りの曲げモーメント	81	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	62	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.942 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	37	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生するY軸方向のせん断力	113	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生するZ軸方向のせん断力	235	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$1.662 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルのY軸断面係数	$1.263 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルのZ軸断面係数	$8.819 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	222	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1338	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	2748	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	88	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	942	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	125	N/mm <sup>2</sup>
$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	76	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$1.775 \times 10^4$	kN・m
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1050	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	156	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	8664	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(7) 強度評価に用いる条件 (断面⑦) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	165	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	118	kN
	固定荷重 (フーチング)	4034	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	266	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca}$	鋼材の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力	140	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント	164	kN・m
$M_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント	40	kN・m
$N_1$	鋼製パネルの軸力	29	kN
$A_1$	鋼製パネルの有効断面積	$2.600 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力	53	N/mm <sup>2</sup>
$S_{Y1}$	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力	322	kN
$S_{Z1}$	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力	77	kN
$A_{Y1}$	鋼製パネルの断面積	$7.488 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	鋼製パネルの断面積	$8.000 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	鋼製パネルの Y 軸断面係数	$1.214 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	鋼製パネルの Z 軸断面係数	$4.144 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—
$\sigma_2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	174	N/mm <sup>2</sup>
$M_2$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1130	kN・m
$N_2$	鋼製支柱の軸力	1853	kN
$\tau_2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度	88	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼製支柱に発生するせん断力	945	kN
$A_2$	鋼製支柱の断面積	$5.286 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼製支柱の断面係数	$8.170 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\sigma_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力	121	N/mm <sup>2</sup>

表 4-1(7) 強度評価に用いる条件 (断面⑦) (2/2)

$N_3$	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力	74	kN
$A_3$	固定ボルトの断面積	$3.030 \times 10^{-4}$	$m^2$
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	$kN/m^3$
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	450	$N/mm^2$
$M_y$	鋼管杭の降伏モーメント	$8.824 \times 10^3$	$kN \cdot m$
$N_4$	鋼管杭に発生するせん断力	1252	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	127	$N/mm^2$
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	4490	N
$A_4$	鋼管杭の断面積	$0.704 \times 10^{-1}$	$m^2$
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$0.204 \times 10^{-2}$	$m^3$

## 5. 評価結果

### 5.1 重畳時

#### 5.1.1 鋼板の評価結果

鋼板における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-7に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1(1) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	96	345	0.28
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	217	0.09
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08
断面② (SM570)	S d - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	81	345	0.24
	S d - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	217	0.09
	S d - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06
断面③ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	66	345	0.20
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	217	0.06
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.04	1.20	0.04
断面④ (SM570)	S d - D 2 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	174	345	0.51
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	32	217	0.15
	S d - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.28	1.20	0.24
断面⑤ (SM570)	S d - D 2 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	166	345	0.49
	S d - D 2 (--)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	75	217	0.35
	S d - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.28	1.20	0.24



表 5-1(2) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑥ (SM570)	S d - D 2 (-+)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	229	345	0.67
	S d - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
	S d - D 2 (-+)	②	合成応力度 (-)	0.47	1.20	0.40
断面⑦ (SM570)	S d - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	140	345	0.41
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	53	217	0.25
	S d - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.18	1.20	0.15

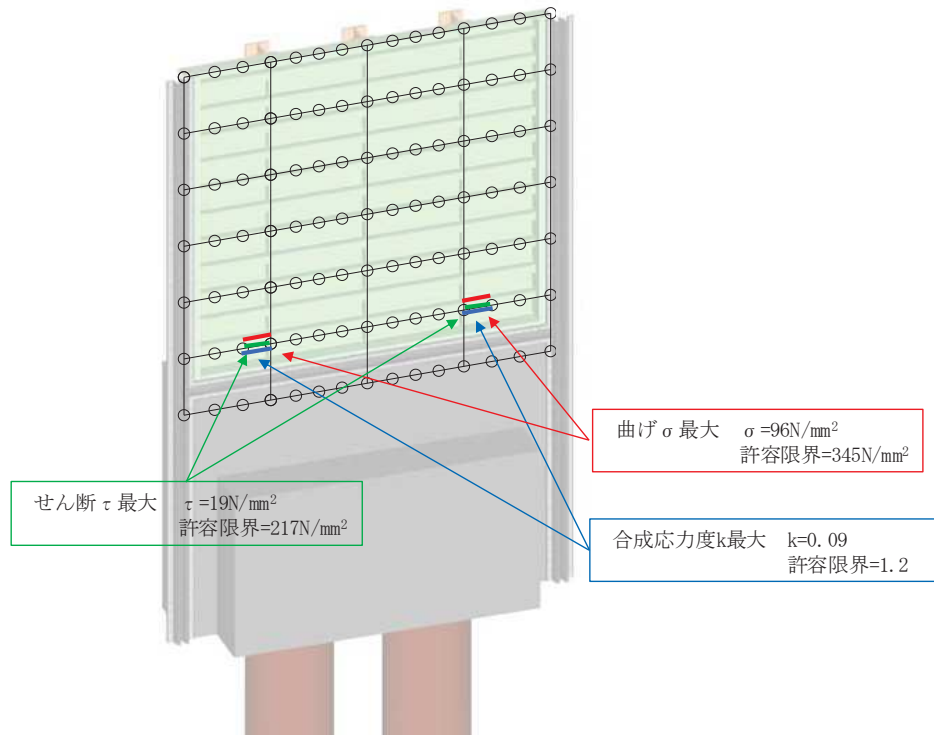


図 5-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（断面①）

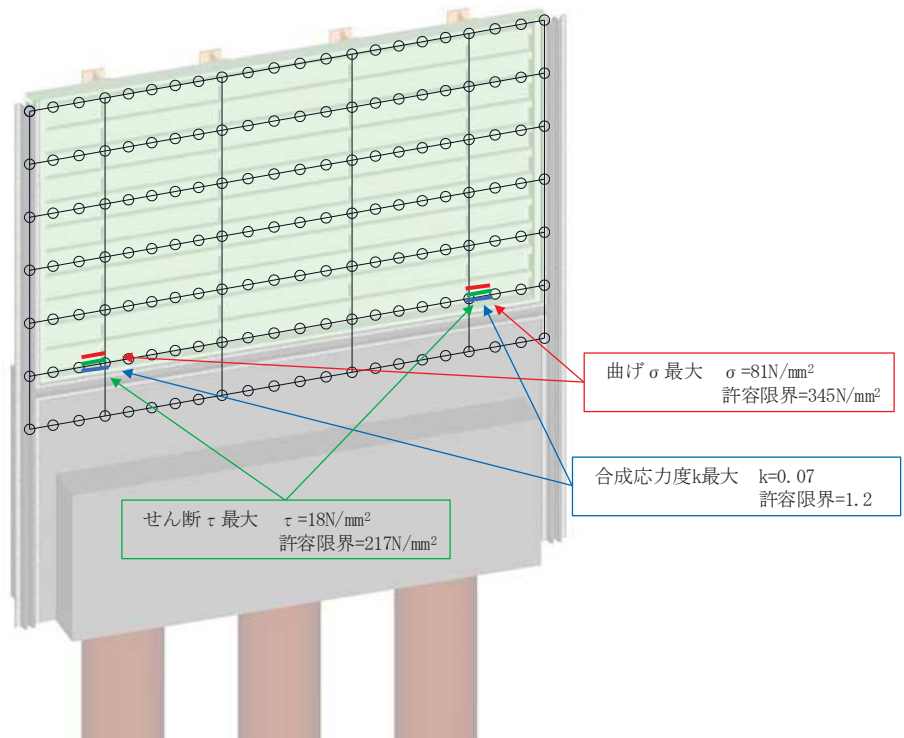


図 5-2 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（断面②）

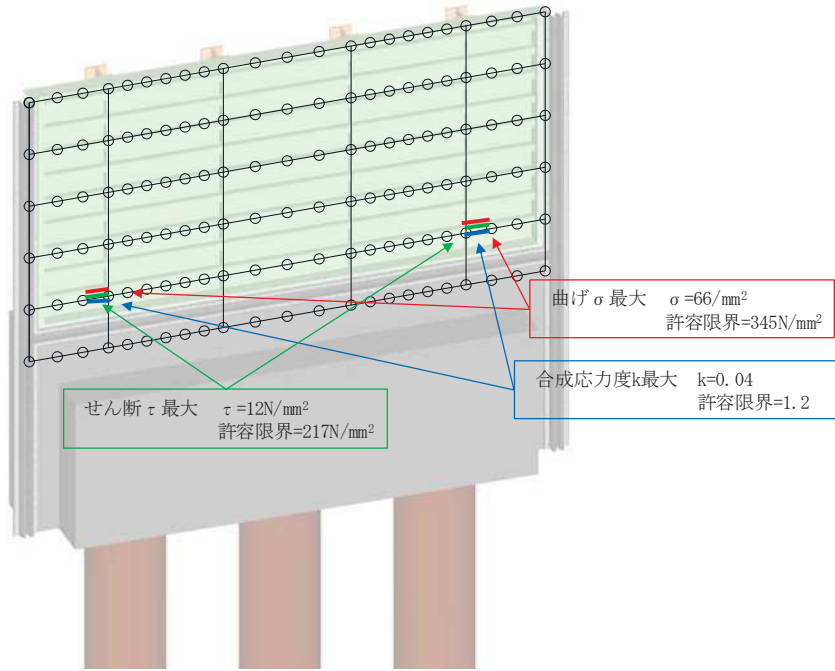


図 5-3 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所 (断面③)

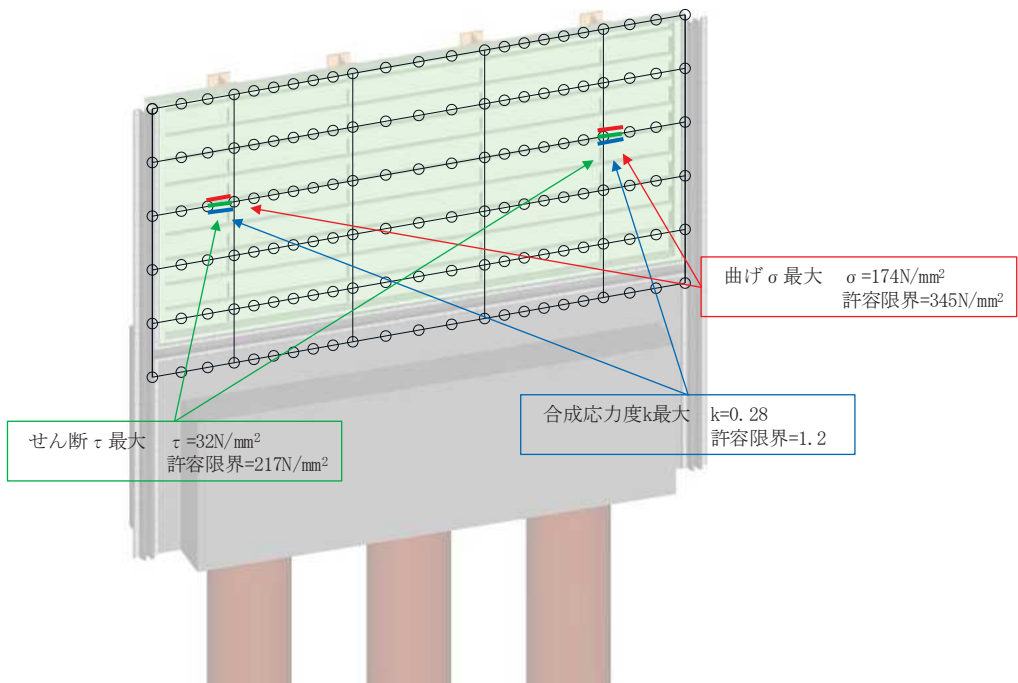


図 5-4 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所 (断面④)

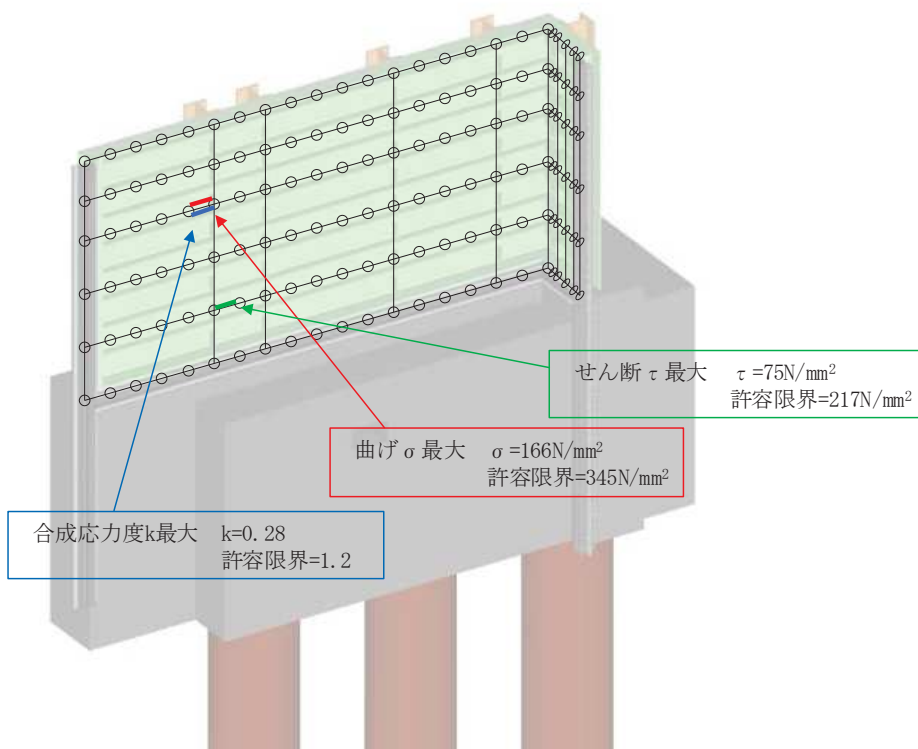


図 5-5 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑤)

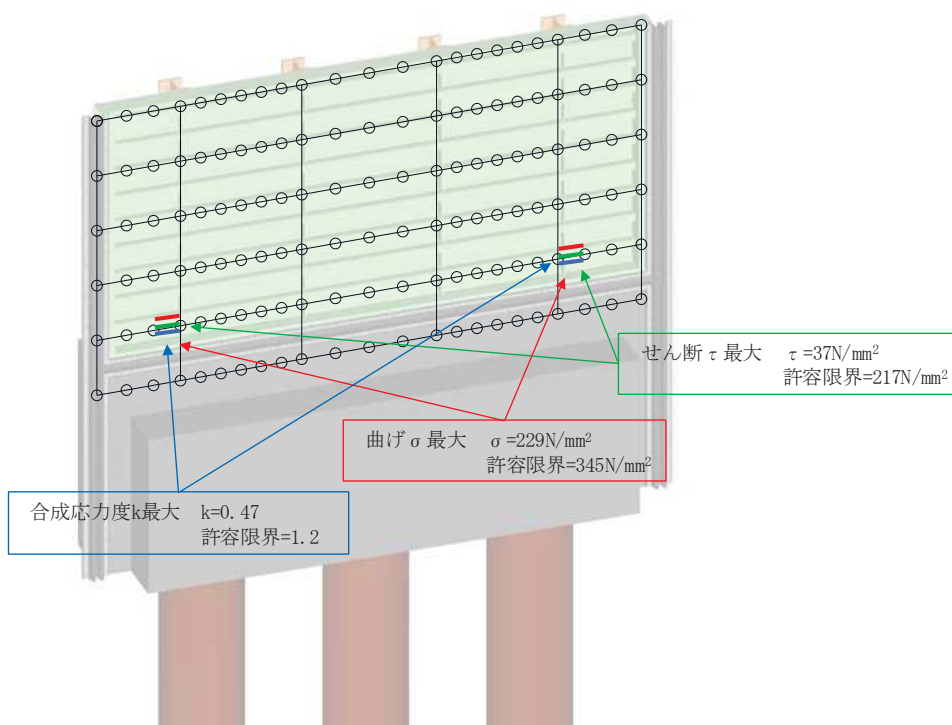


図 5-6 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑥)

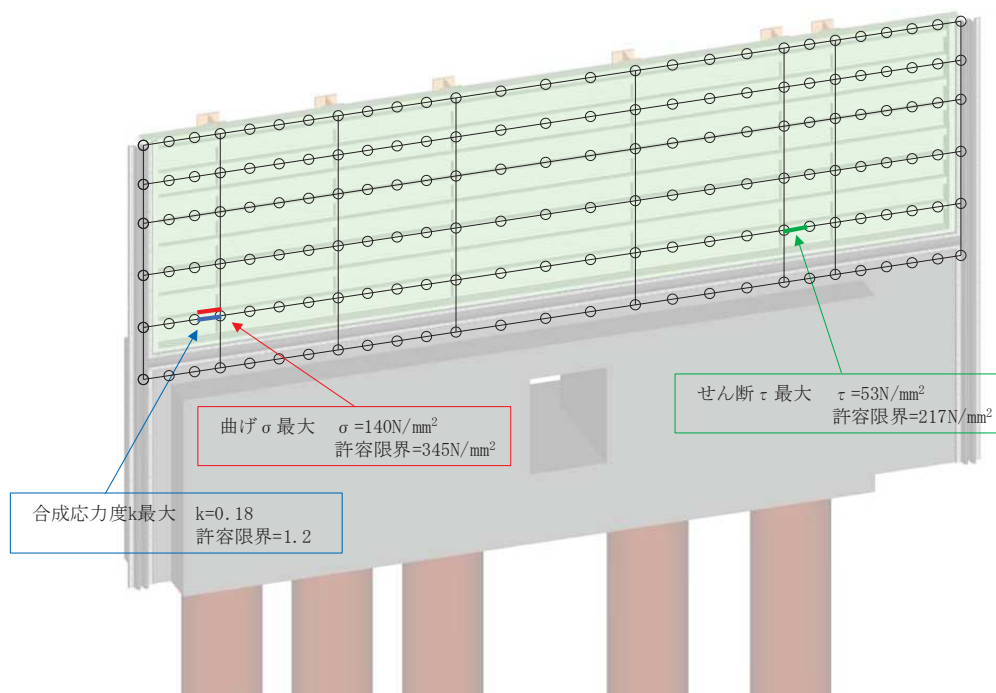


図 5-7 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面⑦)

### 5.1.2 鋼製支柱の評価結果

鋼製支柱の照査時刻における断面力図を図 5-8～図 5-14 に、照査結果を表 5-2 に示す。  
この結果から、鋼製支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

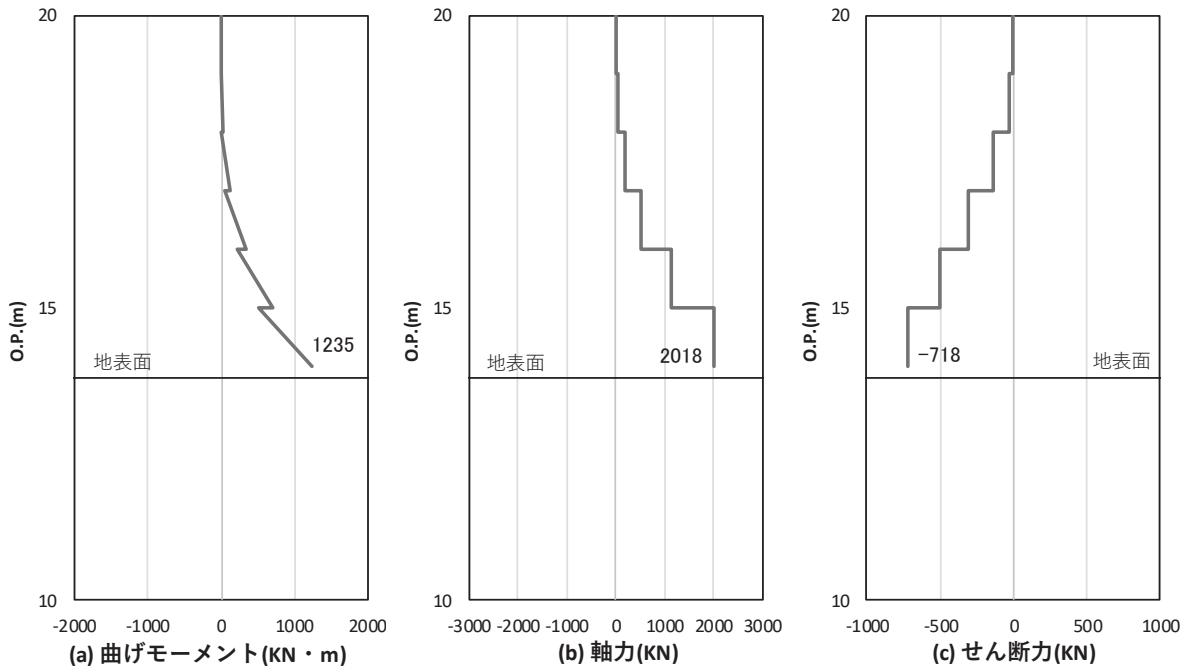


図 5-8(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面①, S d - D 2 (+), t=25.55s)  
 解析ケース①: 基本ケース

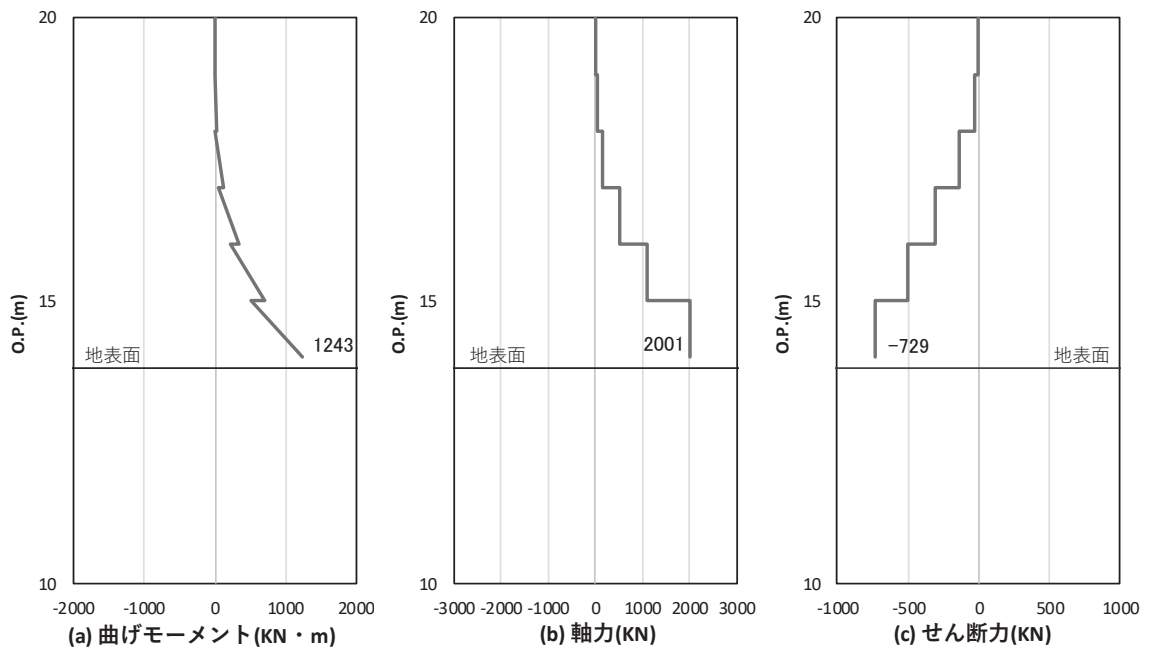


図 5-8(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面①, S d - D 2 (++) , t=25.54s)  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

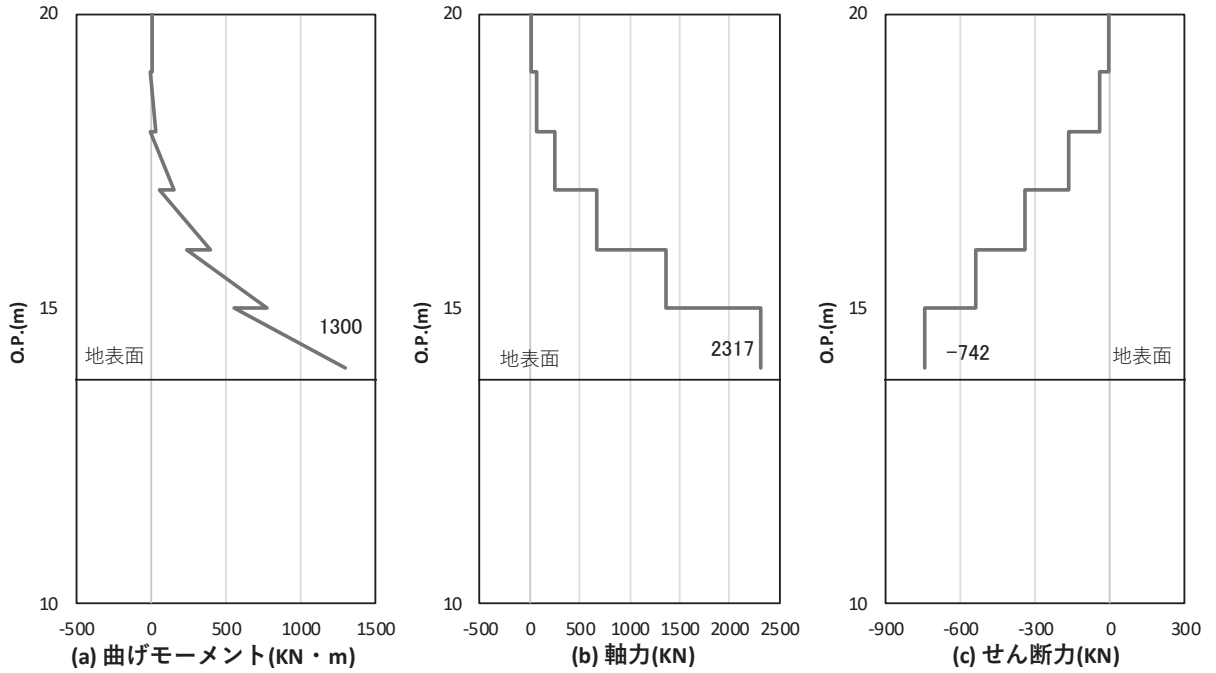


図 5-9(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S d - D 2 (-+), t=25.58s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

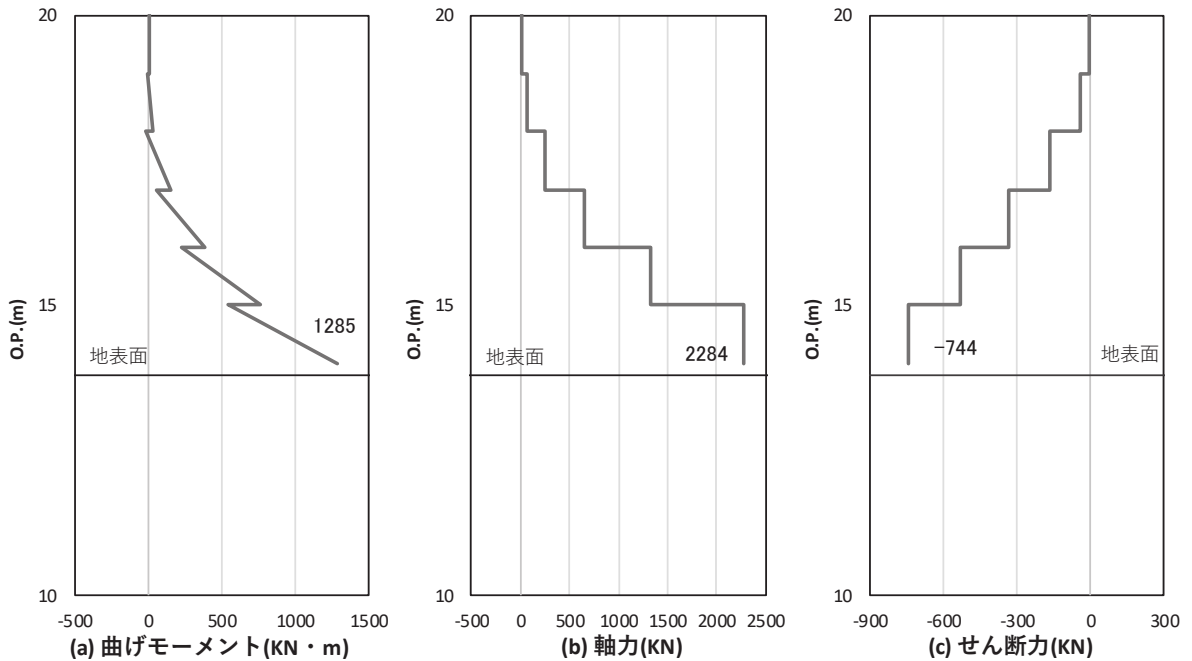


図 5-9(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S d - D 2 (-+), t=25.57s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



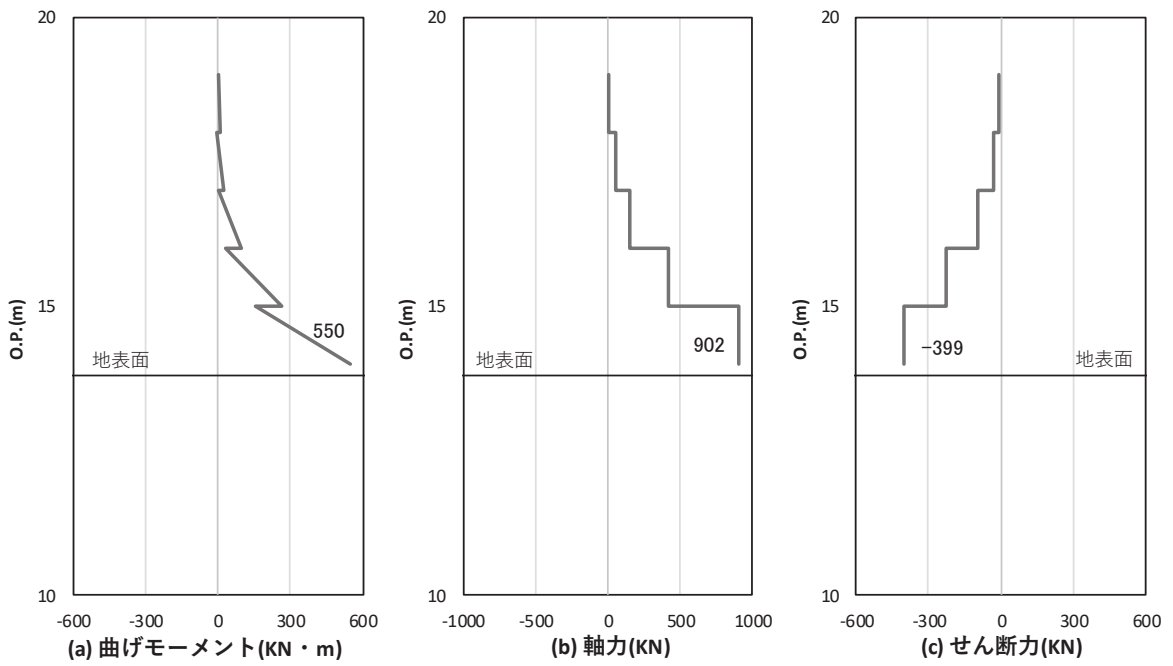


図 5-10(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d - D 2 (++) , t=25.56s)  
 解析ケース① : 基本ケース

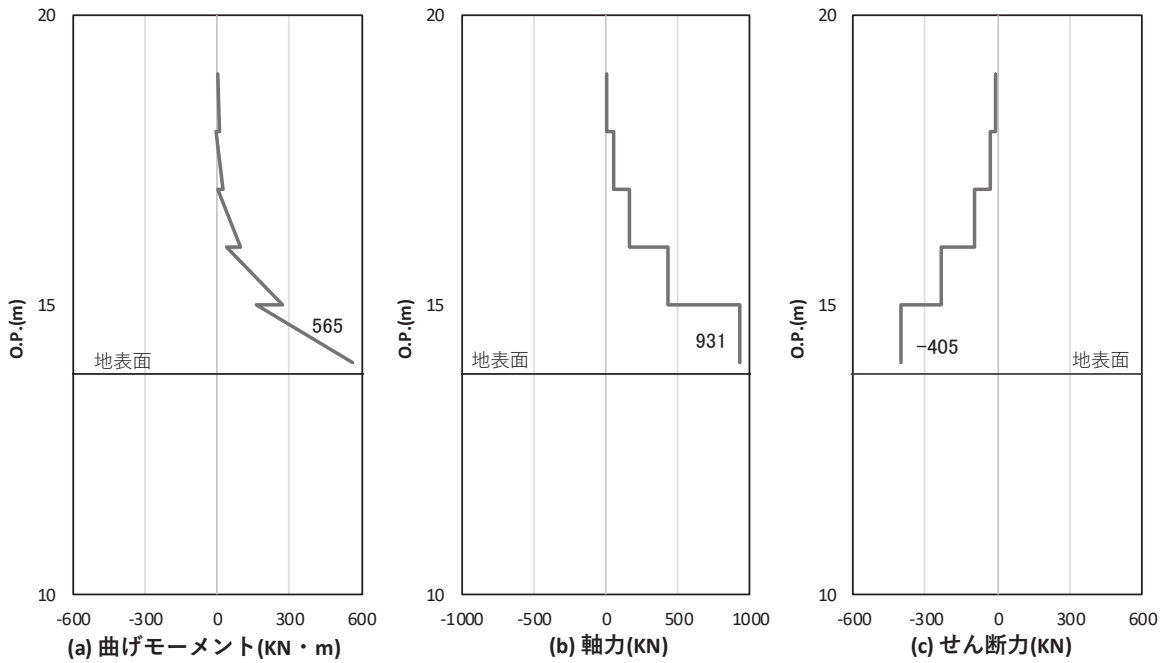


図 5-10(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d - D 2 (++) , t=25.55s)  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

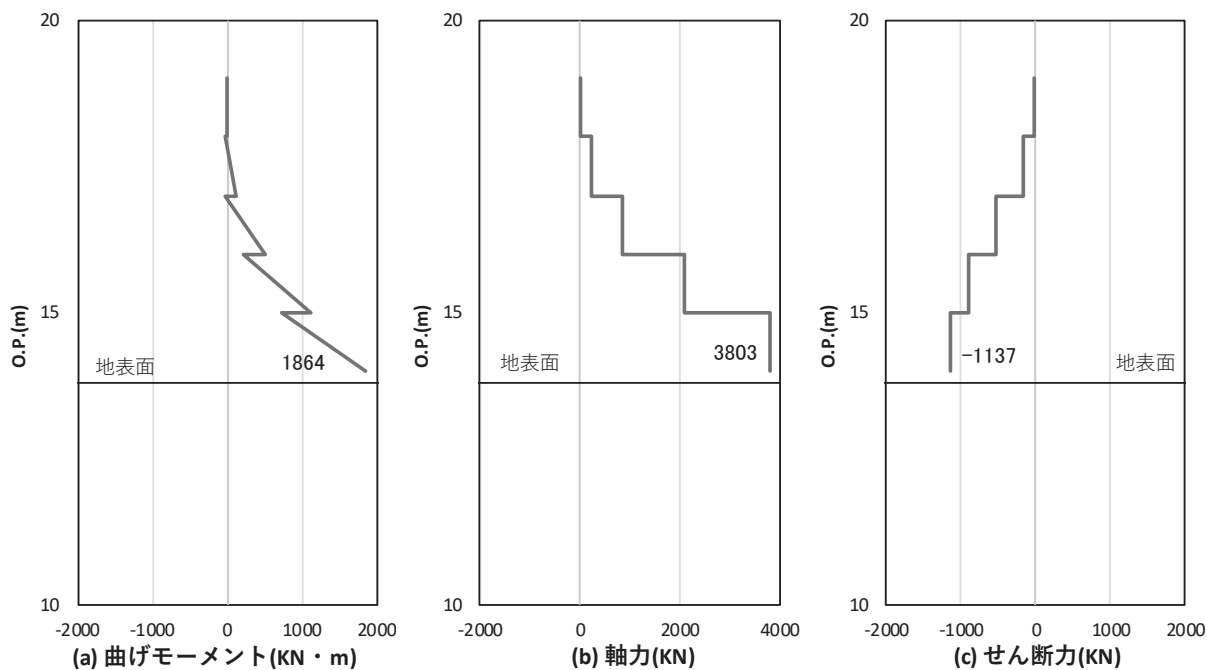


図 5-11 (1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④, S d - D 2 (一+), t=6.94s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース

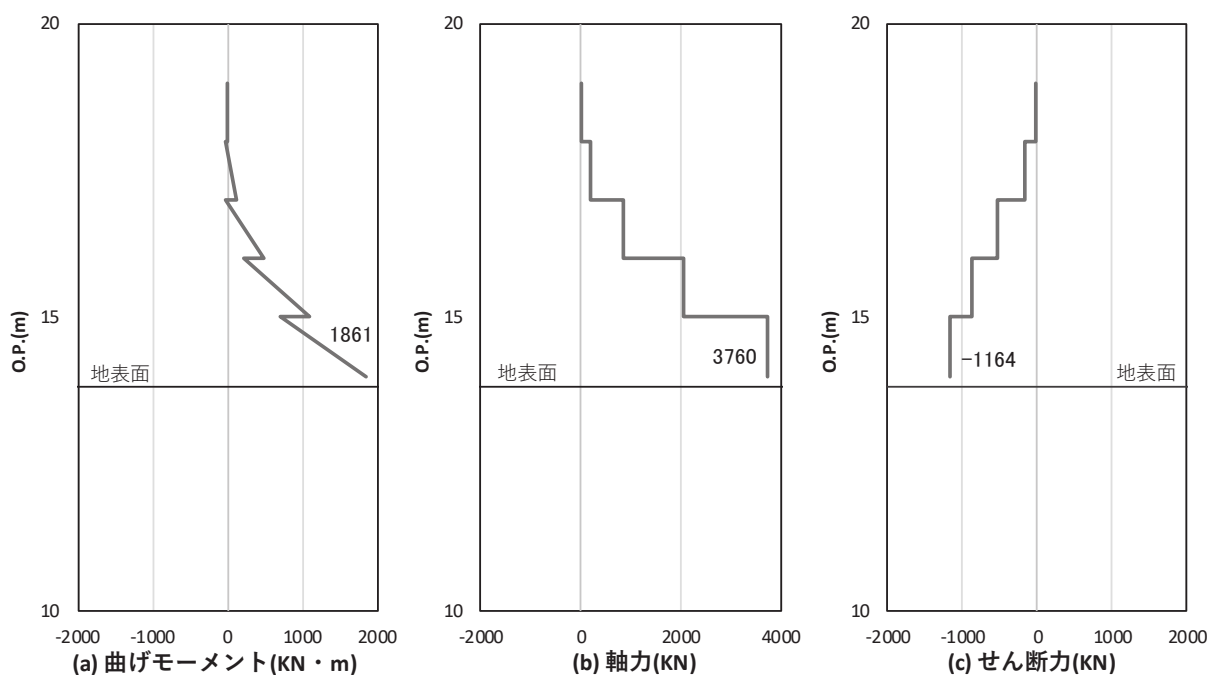


図 5-11 (2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④, S d - D 2 (一一), t=30.06s)

解析ケース①：基本ケース

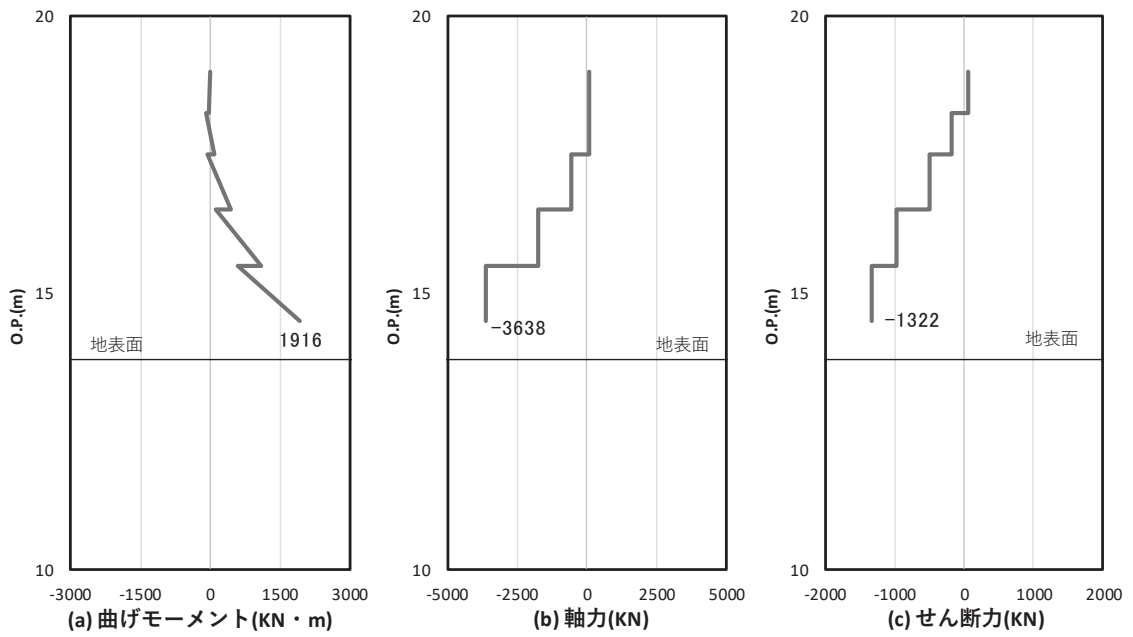


図 5-12(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤, S d - D 2 ( - + ), t=7.00s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき ( - 1  $\sigma$  ) を考慮した解析ケース

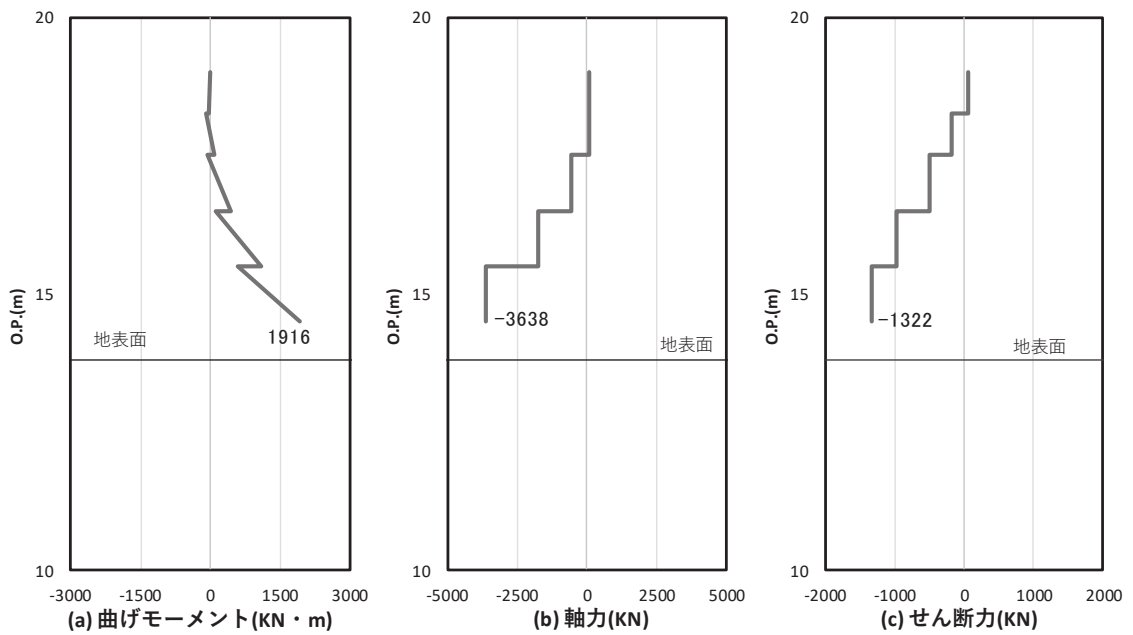


図 5-12(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤, S d - D 2 ( - + ), t=7.00s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき ( - 1  $\sigma$  ) を考慮した解析ケース

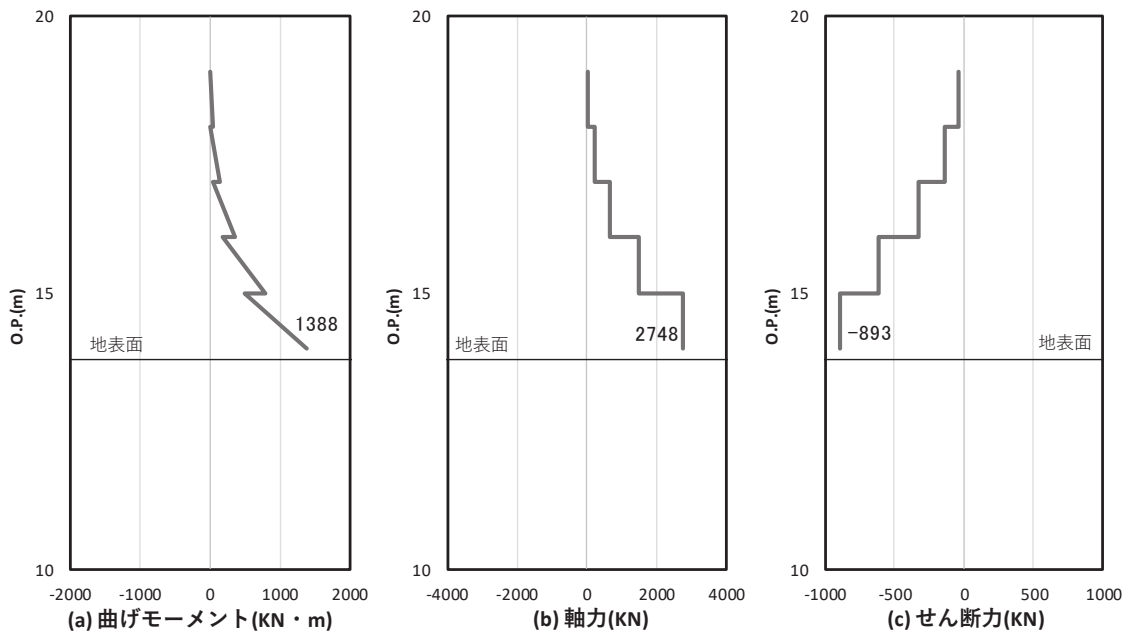


図 5-13(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.95s)  
 解析ケース①：基本ケース

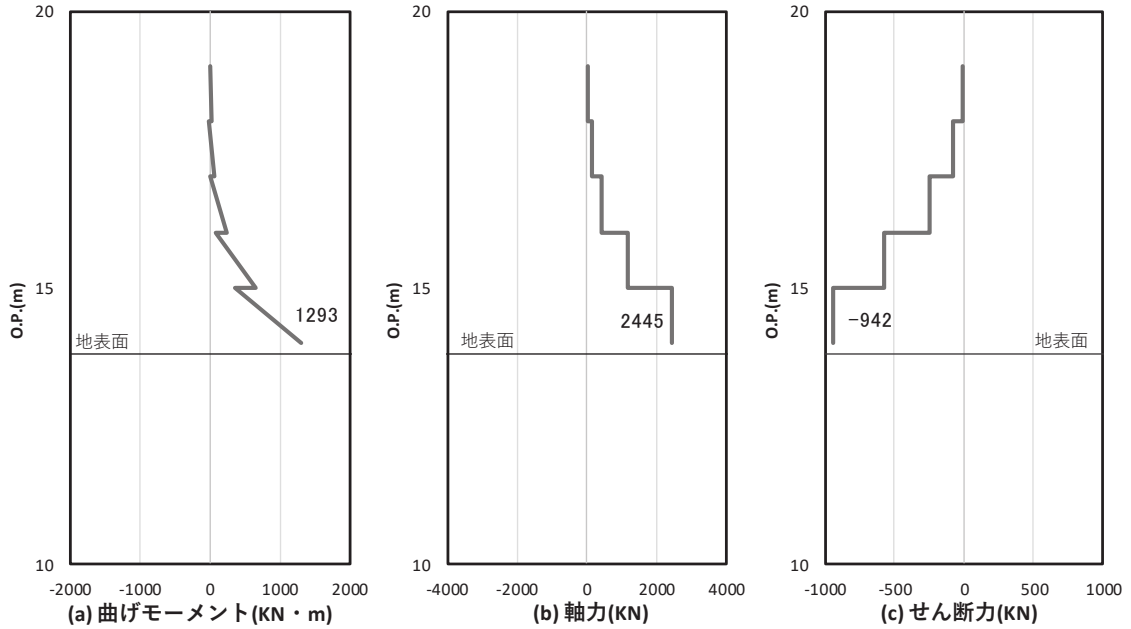


図 5-13(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.84s)  
 解析ケース①：基本ケース

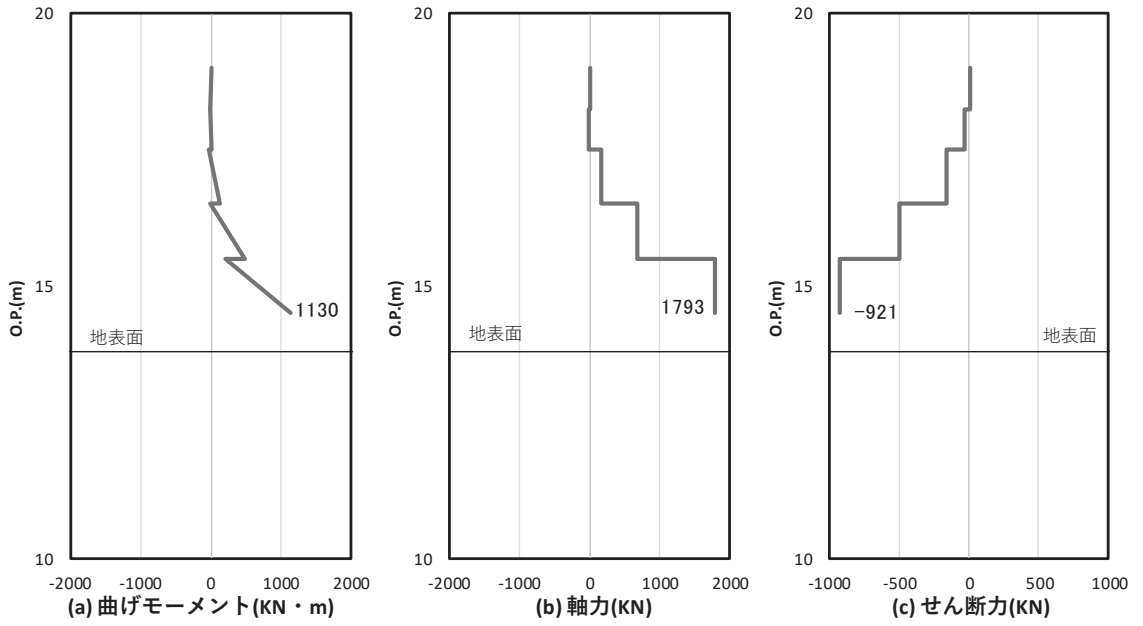


図 5-14(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦, S d - D 2 (+), t=10.02s)  
 解析ケース①：基本ケース

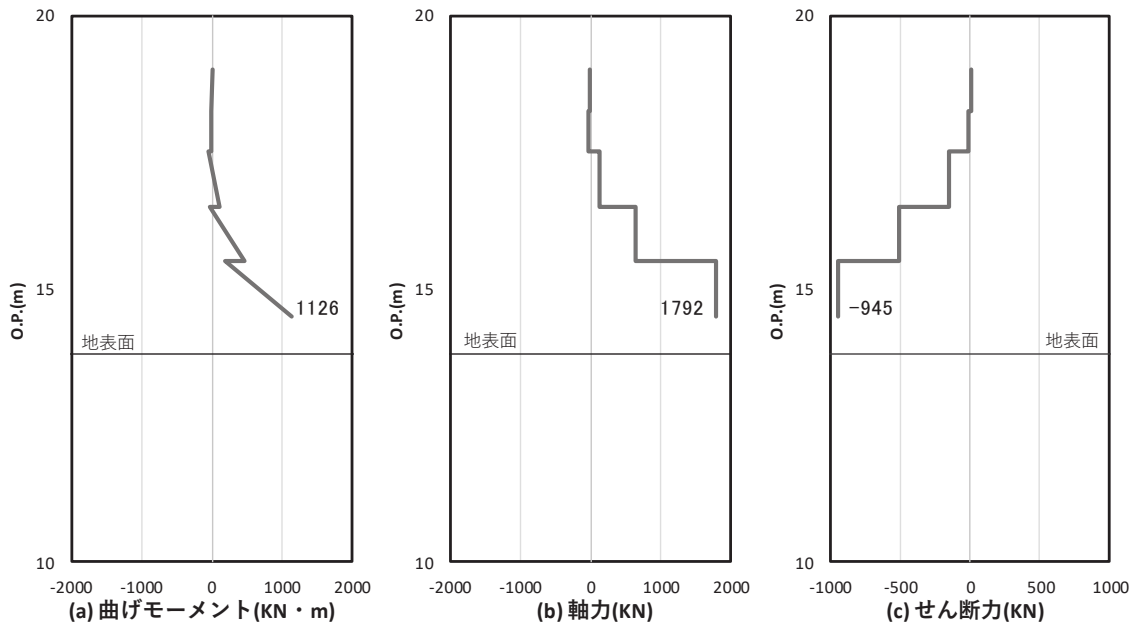


図 5-14(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦, S d - D 2 (++), t=26.83s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 5-2(1) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM490)	S d - D 2 (+-)	①	曲げ応力度	190	277	0.69
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度	68	157	0.44
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.66	1.20	0.55
断面② (SM490)	S d - D 2 (-+)	②	曲げ応力度	204	277	0.74
	S d - D 2 (-+)	②	せん断応力度	70	157	0.45
	S d - D 2 (-+)	②	合成応力度 (-)	0.74	1.20	0.62
断面③ (SM490)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度	85	277	0.31
	S d - D 2 (++)	②	せん断応力度	38	157	0.25
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.15	1.20	0.13
断面④ (SM570)	S d - D 2 (-+)	③	曲げ応力度	301	382	0.79
	S d - D 2 (--)	①	せん断応力度	109	217	0.51
	S d - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.87	1.20	0.73
断面⑤ (SM570)	S d - D 2 (-+)	③	曲げ応力度	304	382	0.80
	S d - D 2 (-+)	③	せん断応力度	124	217	0.58
	S d - D 2 (-+)	③	合成応力度 (-)	0.96	1.20	0.80

表 5-2(2) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
断面⑥ (SM570)	S d - D 2 (++)	①	曲げ応力度	222	382	0.59
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度	88	217	0.41
	S d - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.51	1.20	0.43
断面⑦ (SM570)	S d - D 2 (+-)	①	曲げ応力度	174	382	0.46
	S d - D 2 (++)	①	せん断応力度	88	217	0.41
	S d - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.38	1.20	0.32

### 5.1.3 固定ボルトの評価結果

固定ボルトの照査結果を表 5-3 に示す。この結果から、固定ボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 固定ボルトの照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
断面① (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	19	540	0.04
断面② (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	23	540	0.05
断面③ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	16	540	0.03
断面④ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	94	540	0.18
断面⑤ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	250	540	0.47
断面⑥ (区分 8.8)	S d - D 2 (++)	①	引張応力度	125	540	0.24
断面⑦ (区分 8.8)	S d - D 2 (-+)	①	引張応力度	121	540	0.23

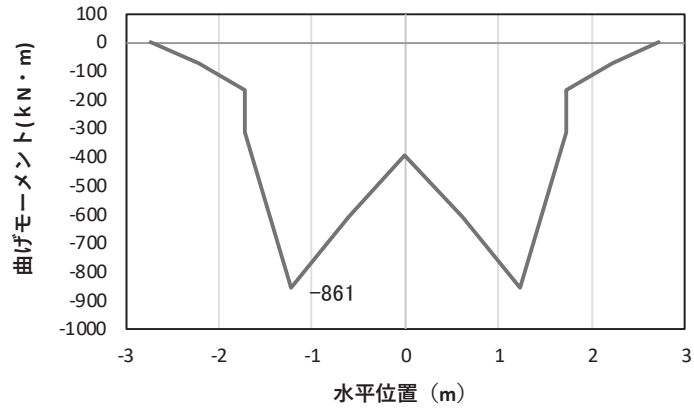


#### 5.1.4 フーチングの評価結果

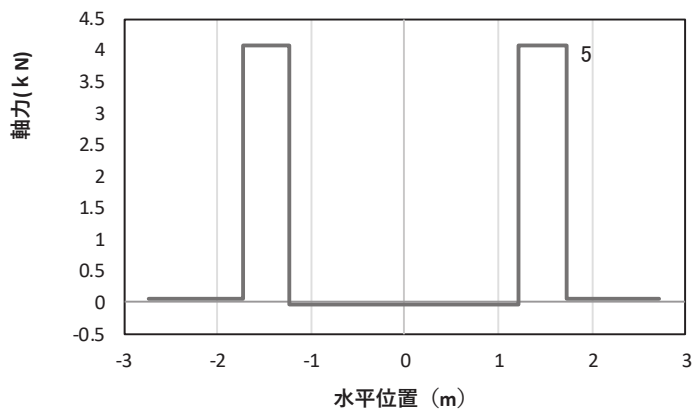
##### (1) フーチング（本体）

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-15～図 5-21 に、照査結果を表 5-4～表 5-6 に示す。また、配筋概要図を図 5-22 に示す。なお、曲げモーメントの $M_Y$ は図 5-15 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_Z$ は z 軸周りのモーメントを示す。

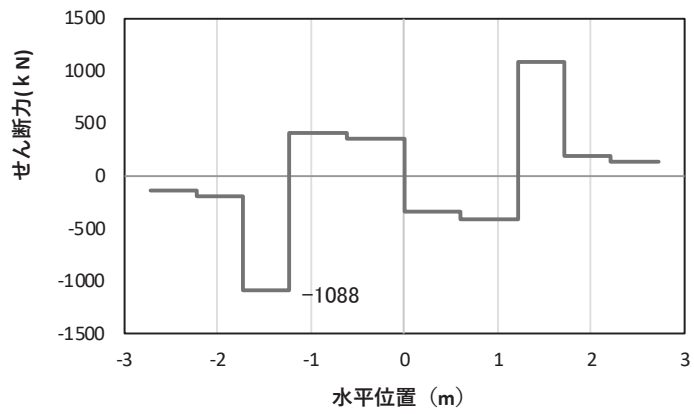
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



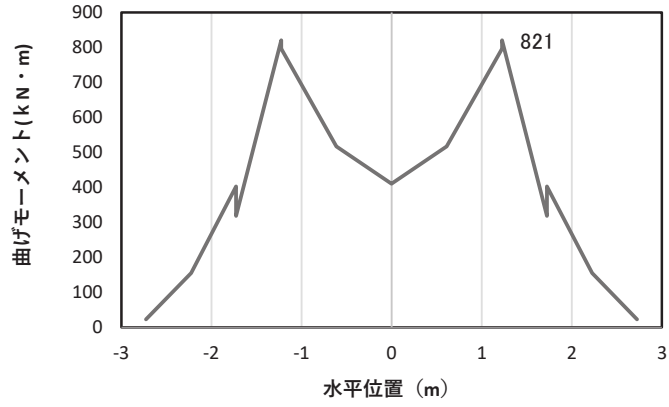
(b) 軸力



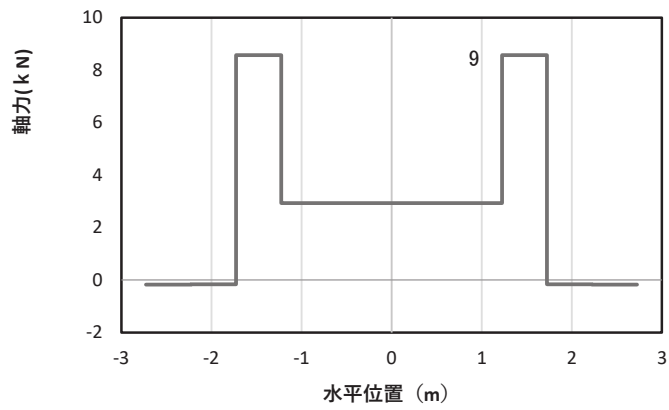
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

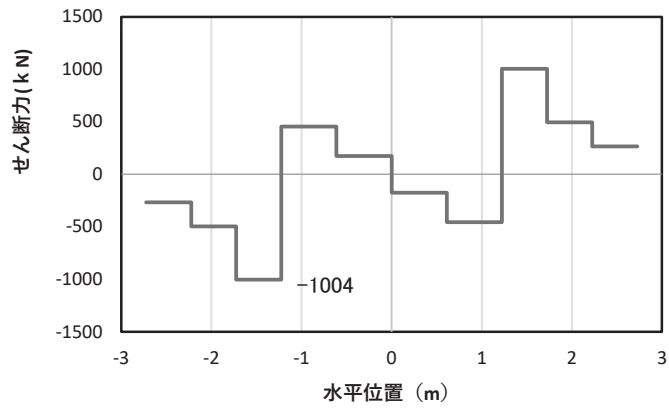
図 5-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①, S d-D 2 (---), t=25.83s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



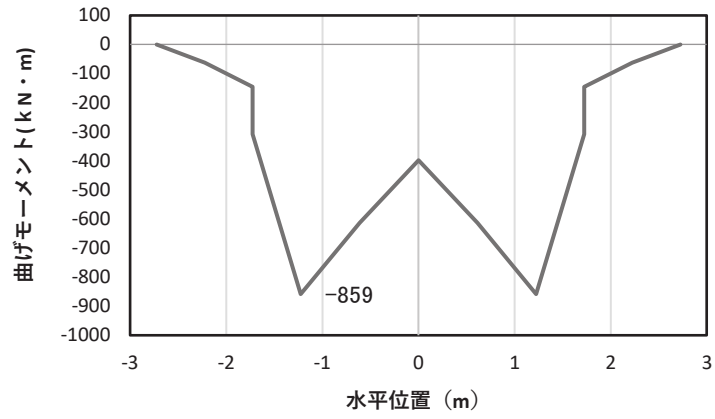
(b) 軸力



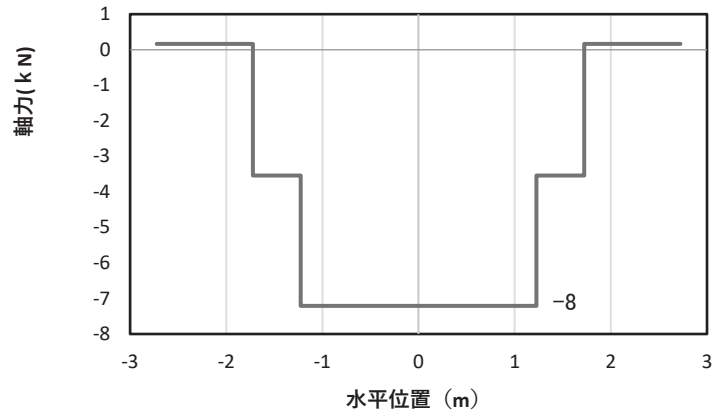
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

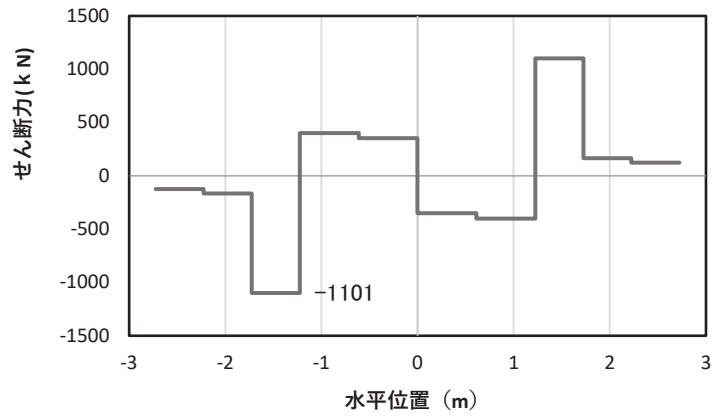
図 5-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面①, S d-D 2 (---), t=11.44s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

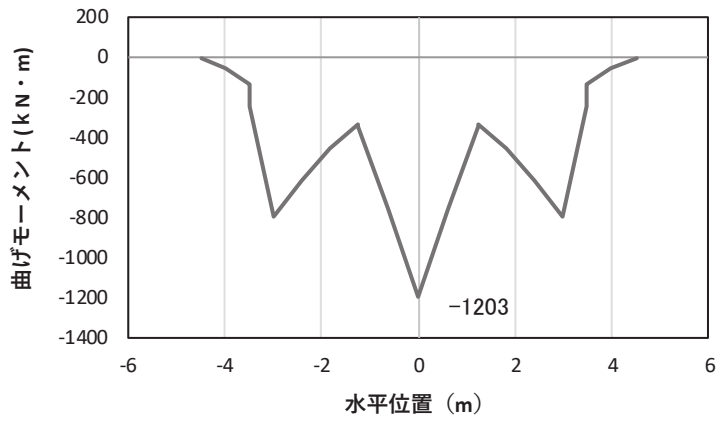


(c) せん断力

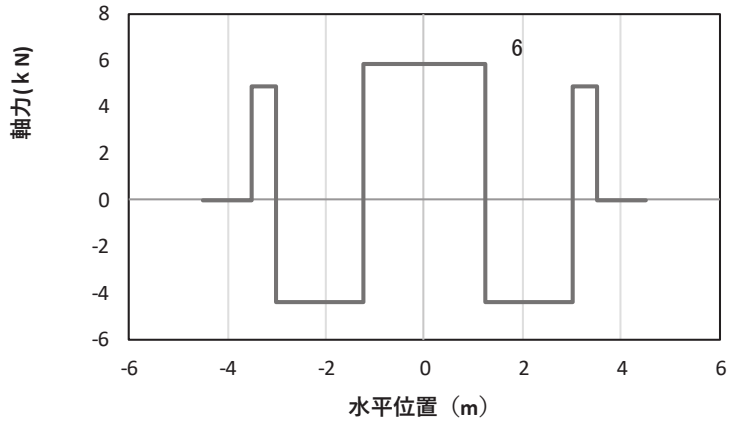
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S d - D 2 (++) , t=25.53s)

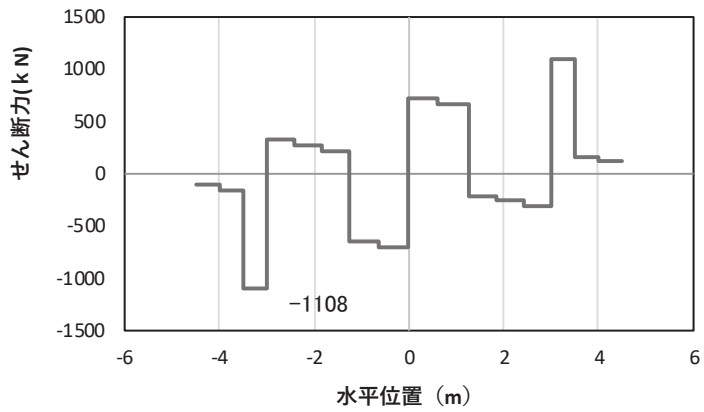
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



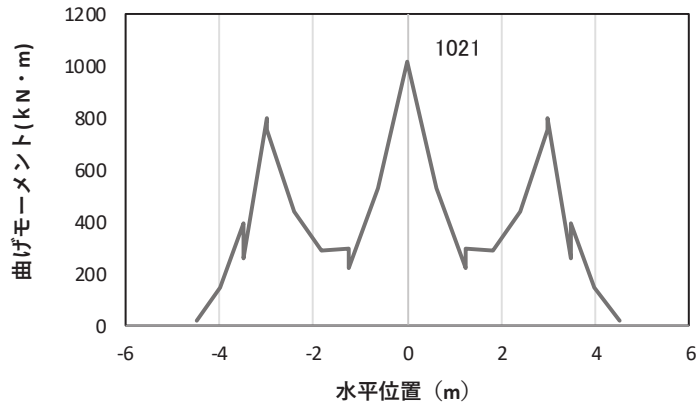
(b) 軸力



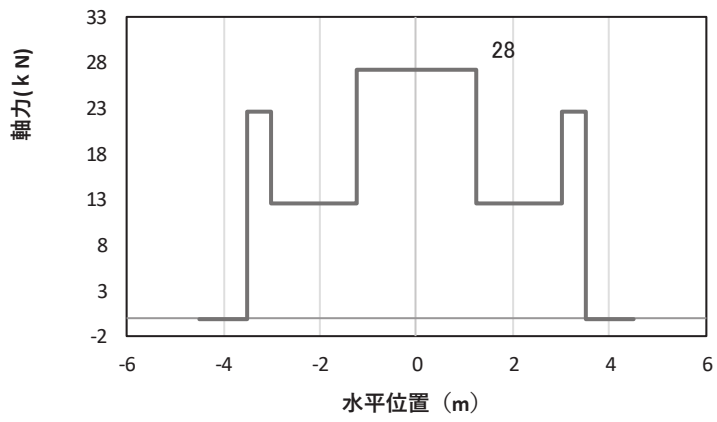
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

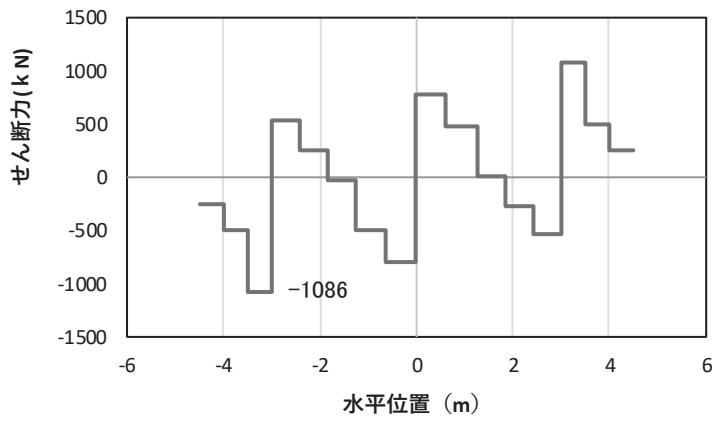
図 5-16(1) コンクリートの曲げ・軸力系に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (++) , t=25.84s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



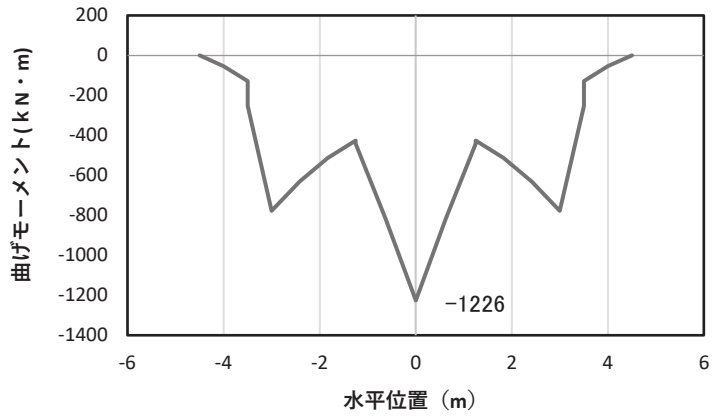
(b) 軸力



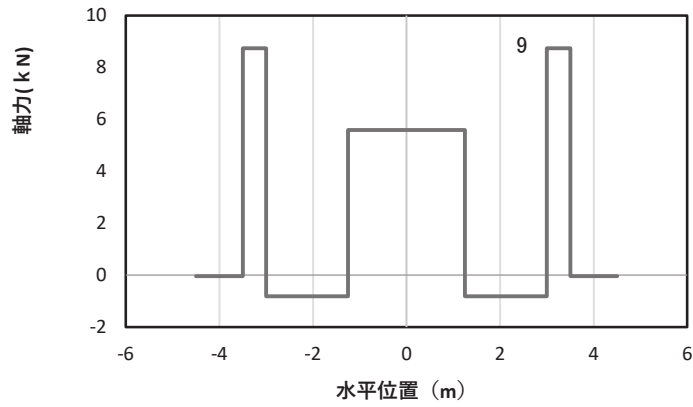
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

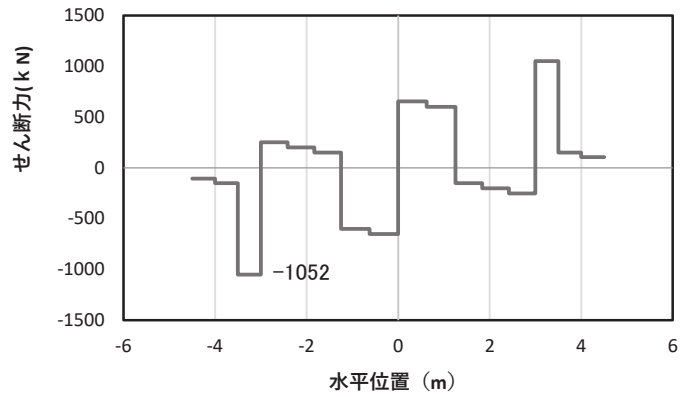
図 5-16(2) コンクリートの曲げ・軸力系に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (++) , t=23.56s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



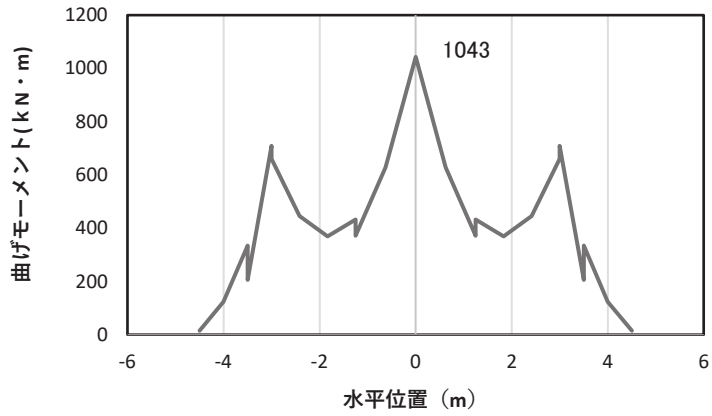
(b) 軸力



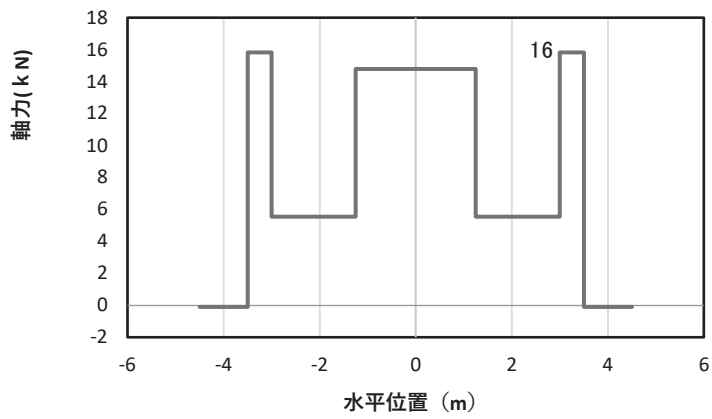
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

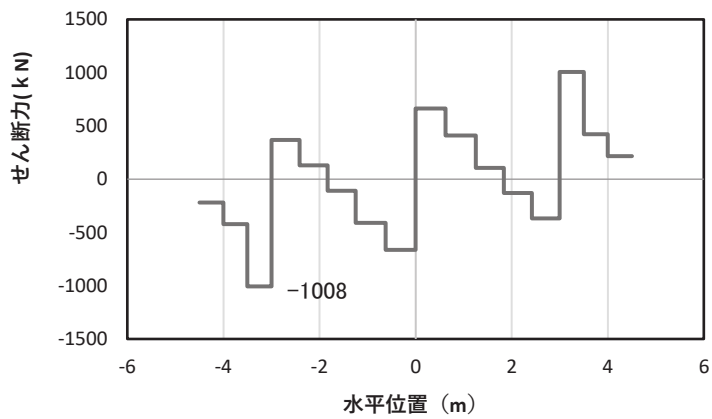
図 5-16(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (-+), t=5.46s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

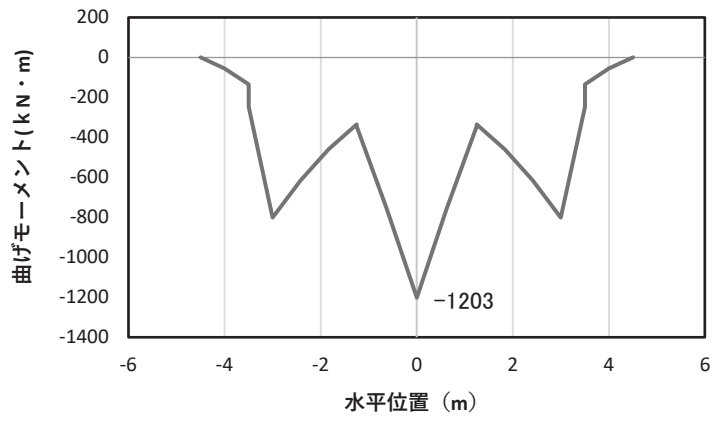


(c) せん断力

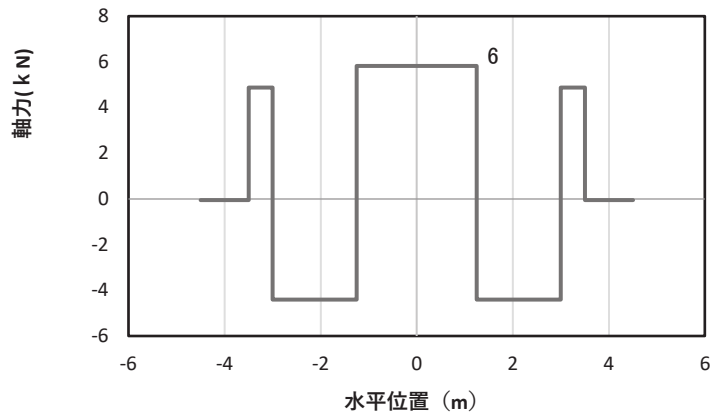
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-16(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面②, S d-D 2 (-+), t=15.98s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

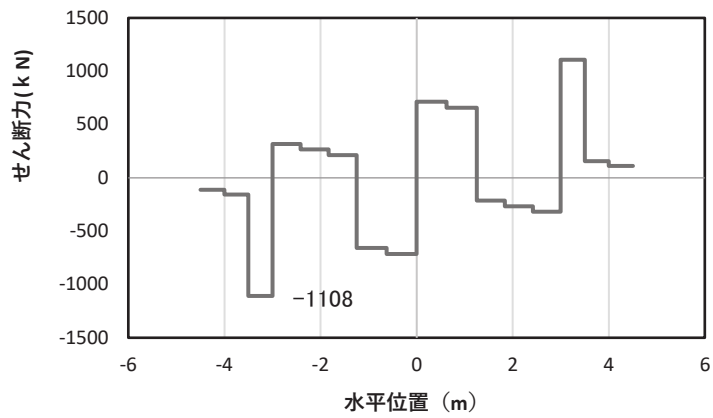




(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力

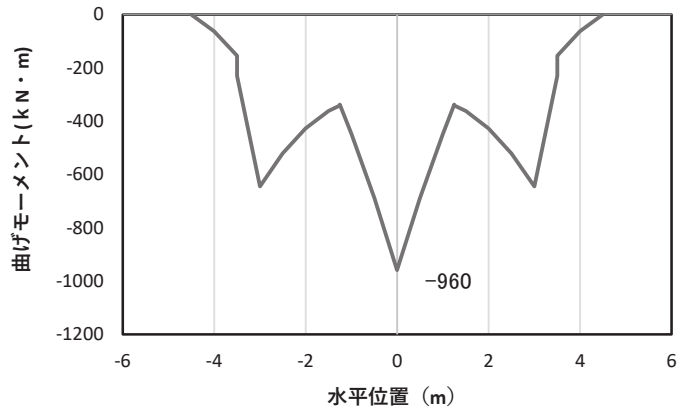


(c) せん断力

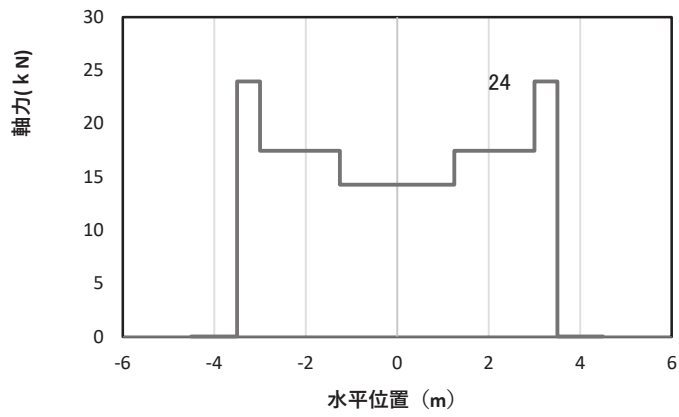
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-16(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S d - D 2 (++) , t=25.84s)

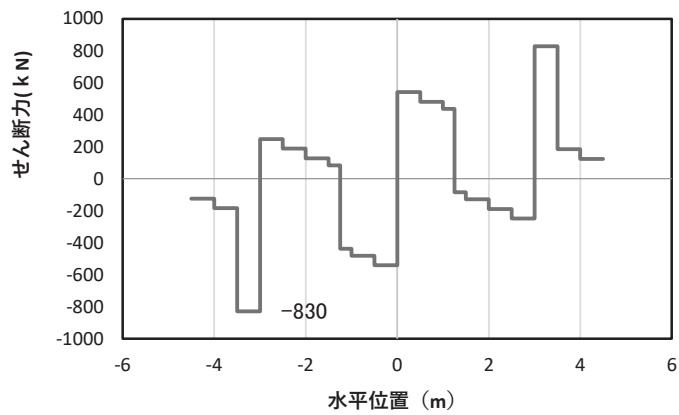
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



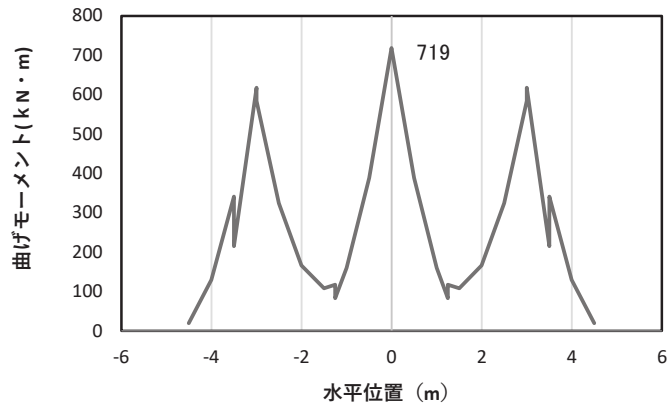
(b) 軸力



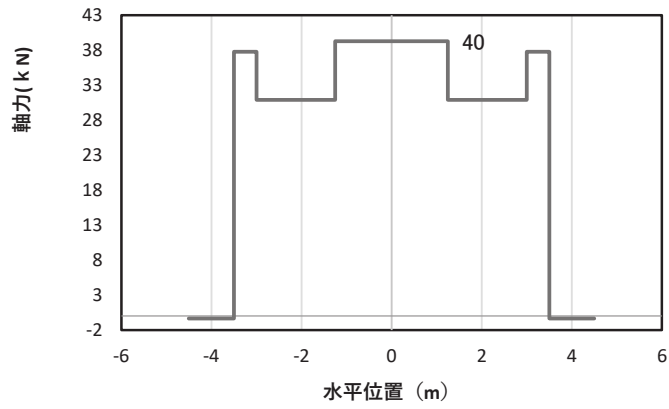
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

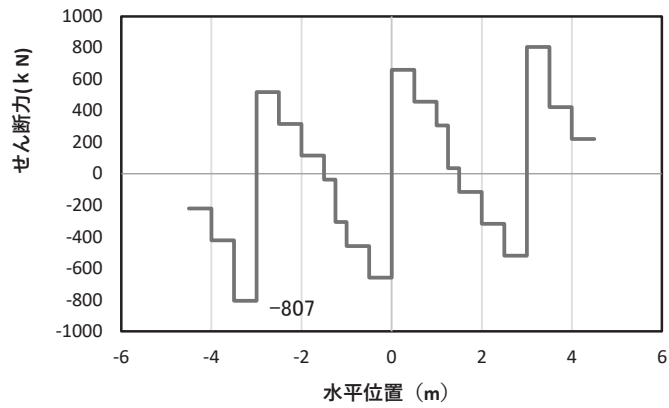
図 5-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面③, S d-D 2 (++) , t=25.56s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



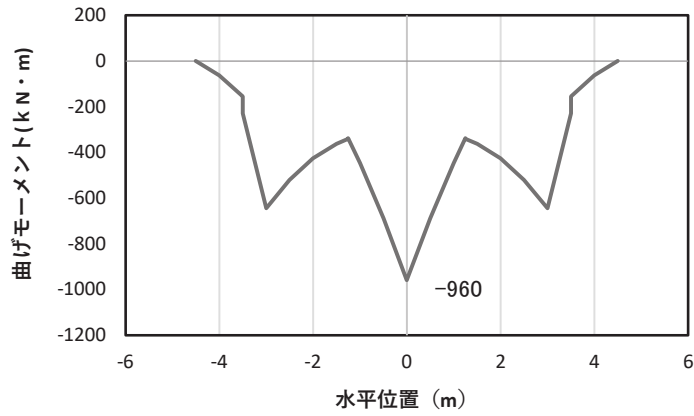
(b) 軸力



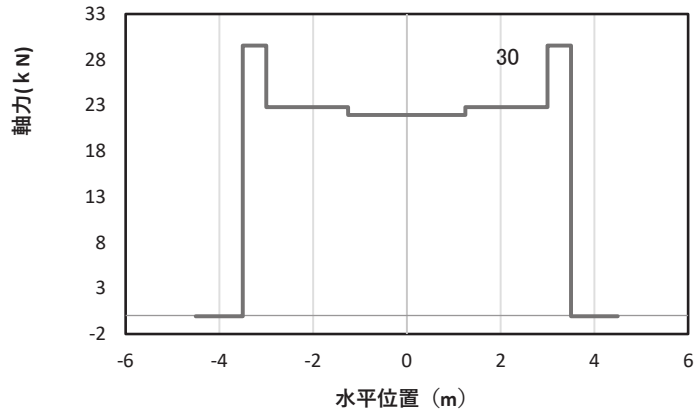
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

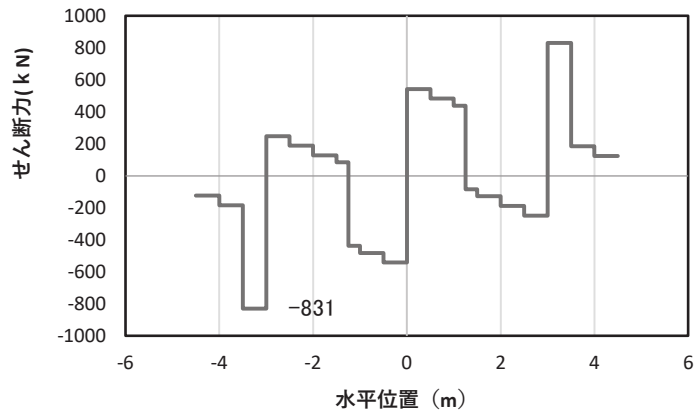
図 5-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面③, S d-D 2 (++) , t=9.87s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力

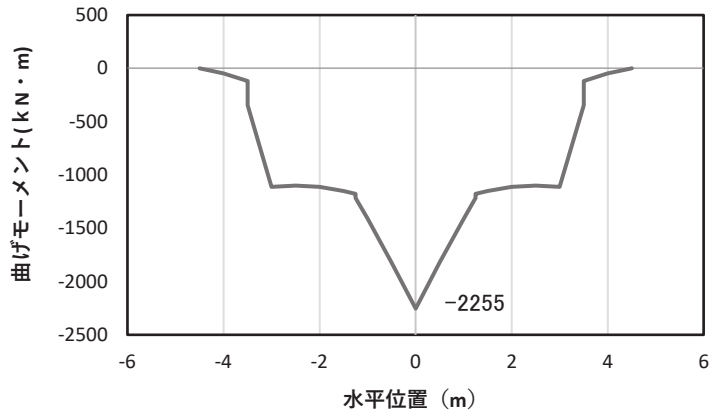


(c) せん断力

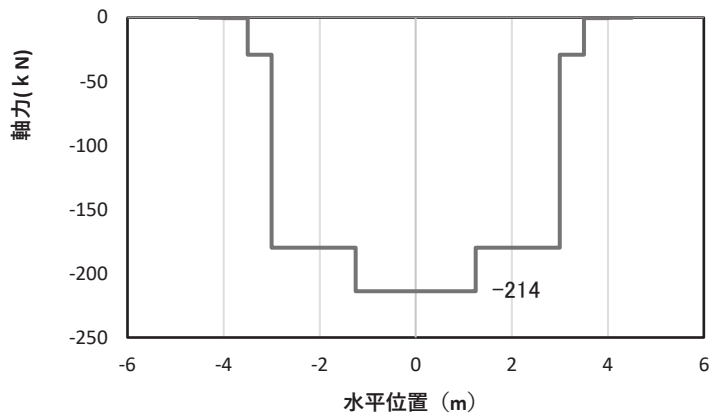
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面③, S d - D 2 (+), t=25.56s)

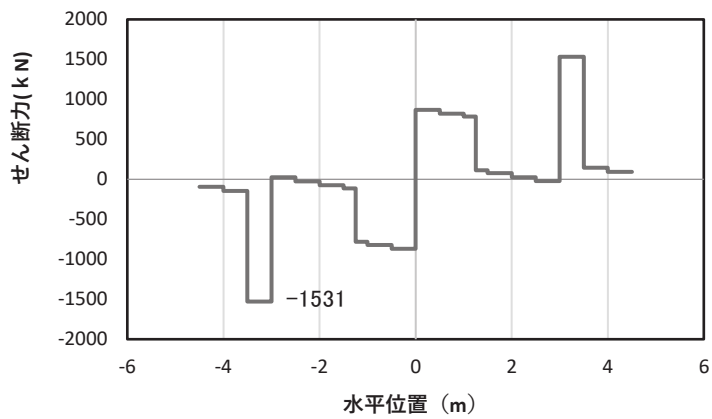
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



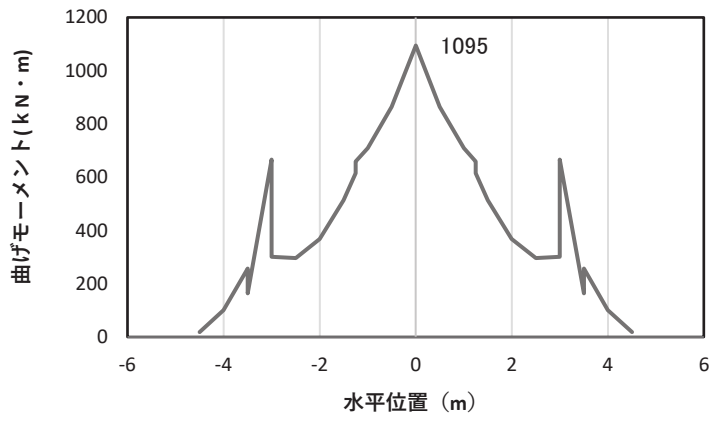
(b) 軸力



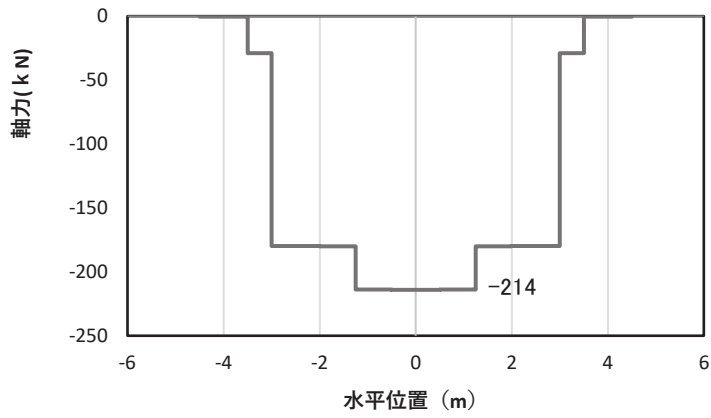
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

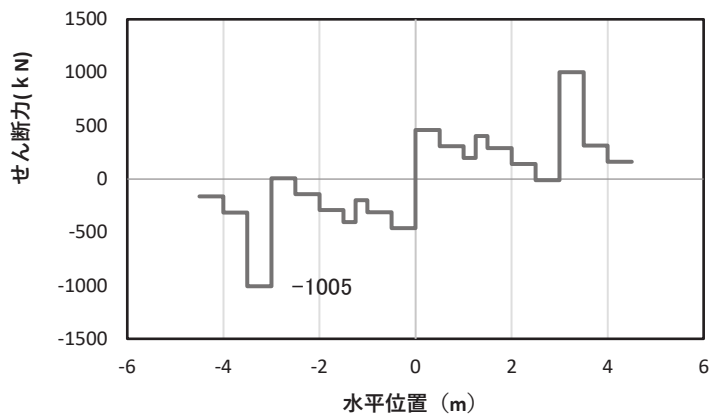
図 5-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面④, S d-D 2 (-+), t=30.06s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



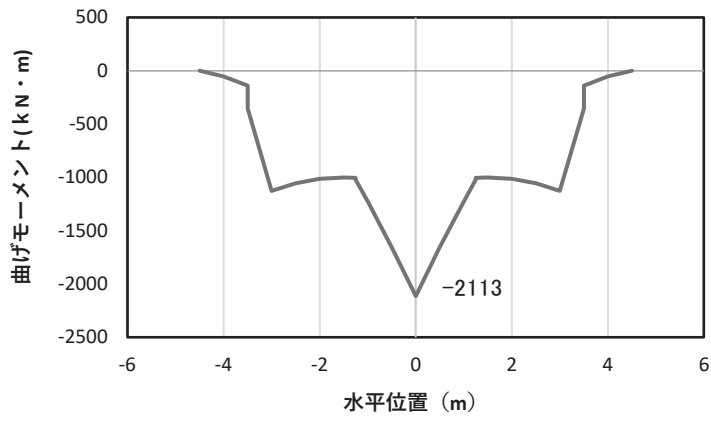
(b) 軸力



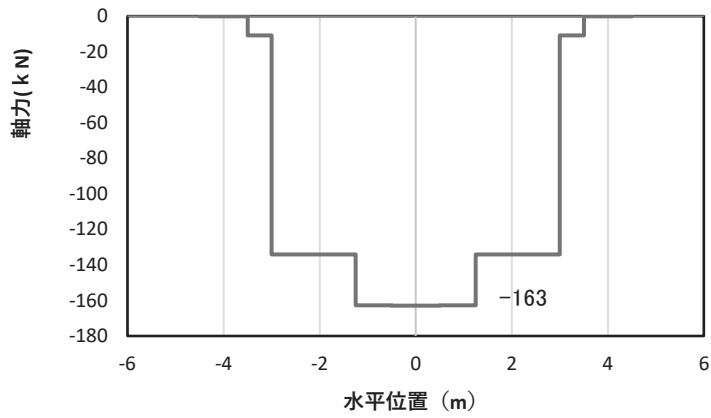
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

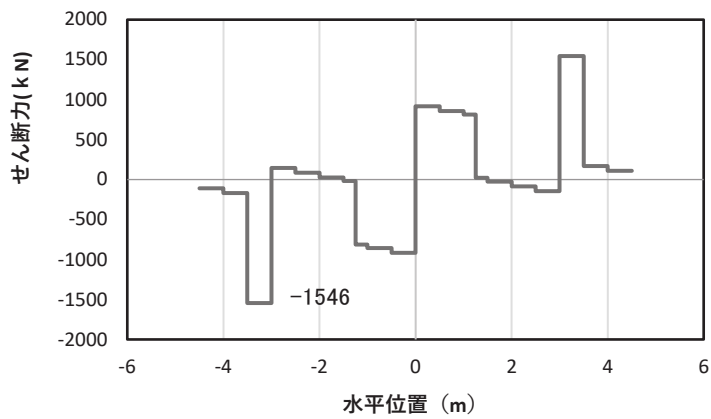
図 5-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面④, S d-D 2 (-+), t=30.06s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力

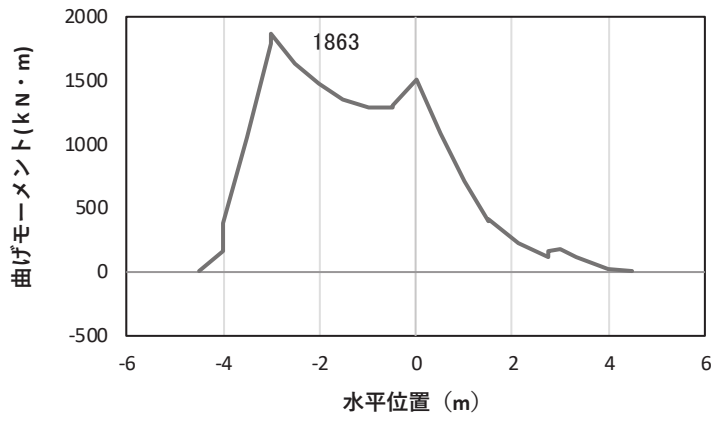


(c) せん断力

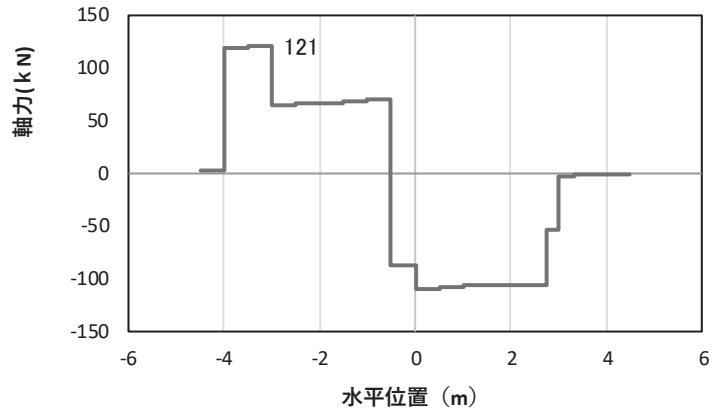
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④, S d - D 2 (+), t=29.99s)

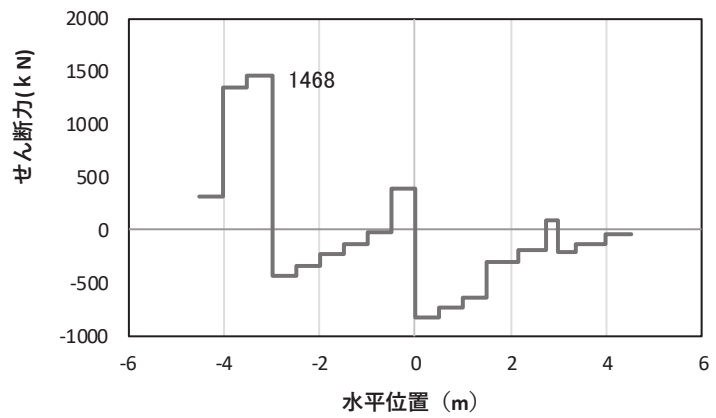
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

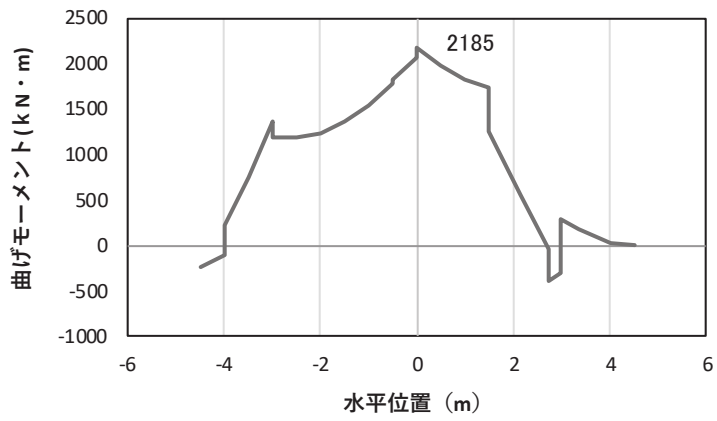


(c) せん断力

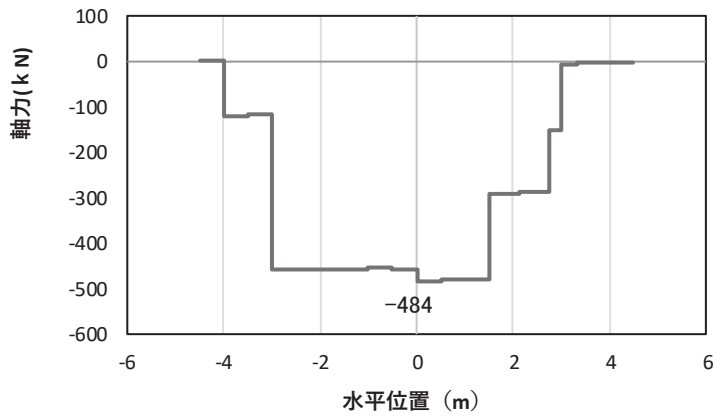
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=23.97s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

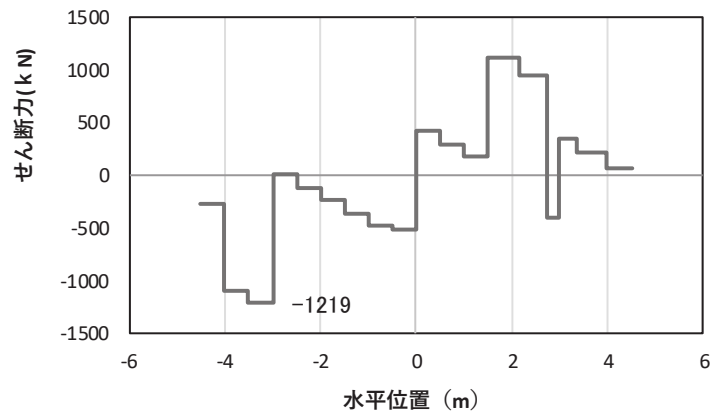




(a) 曲げモーメントZ



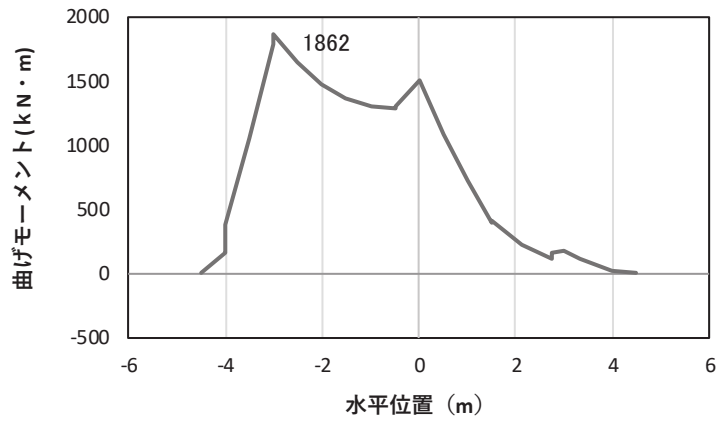
(b) 軸力



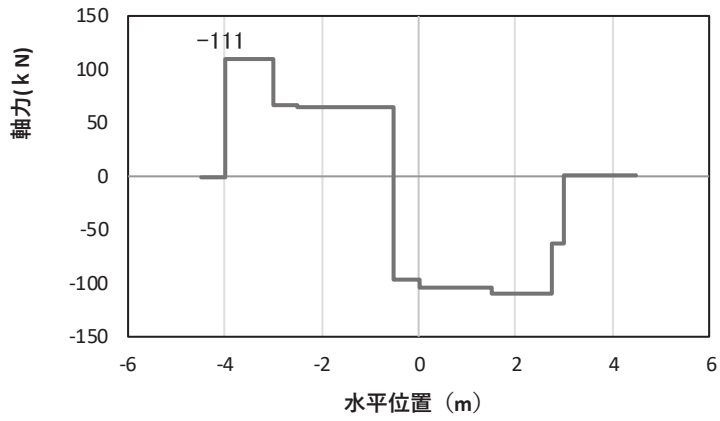
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

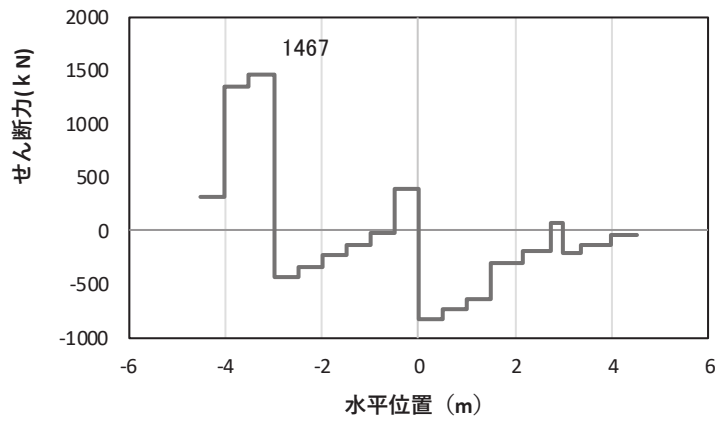
図 5-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=17.80s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



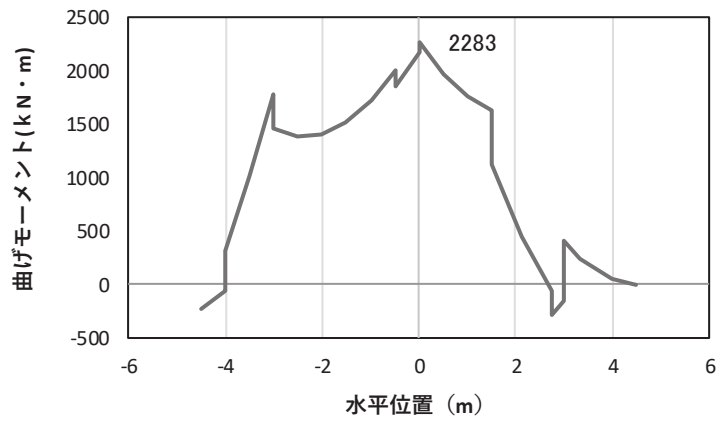
(b) 軸力



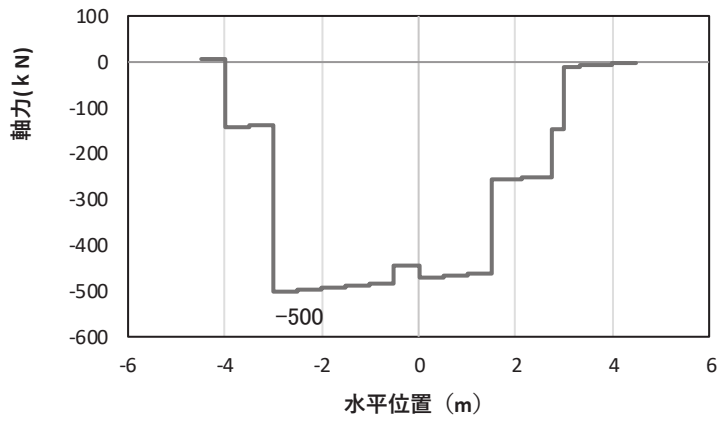
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

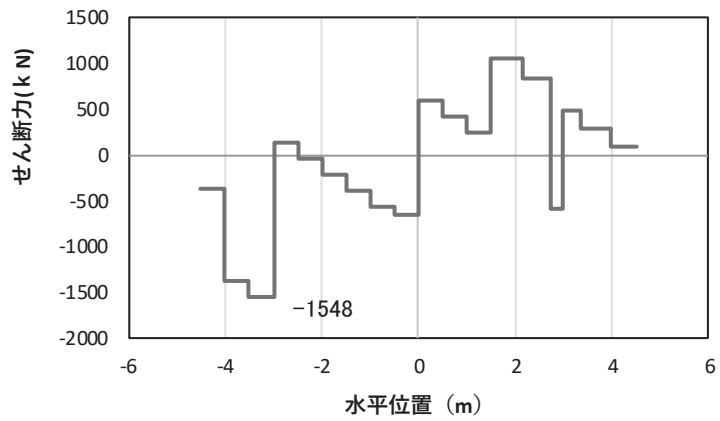
図 5-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (+), t=23.97s, My 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



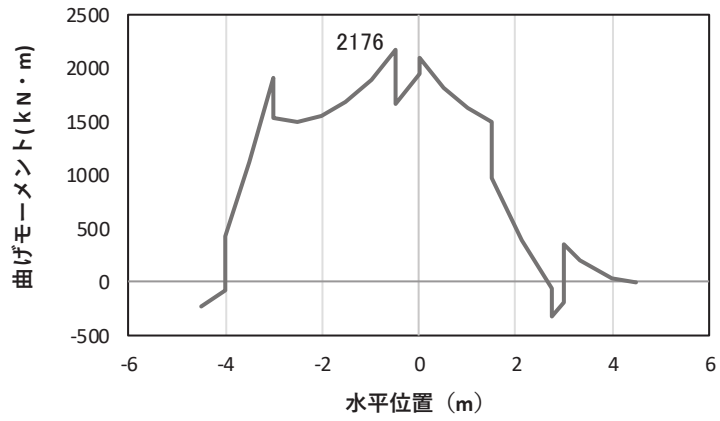
(b) 軸力



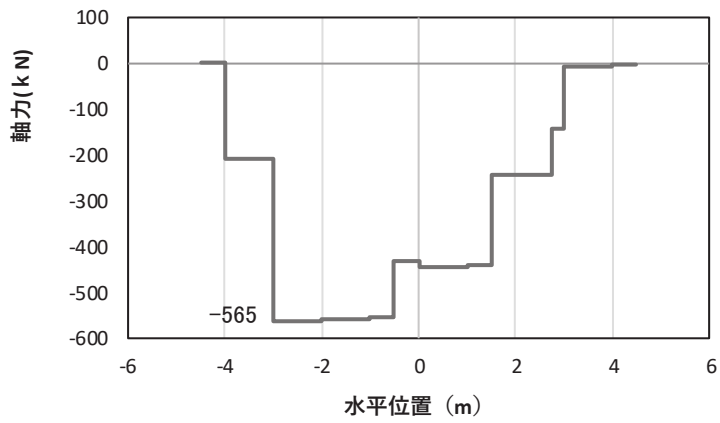
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

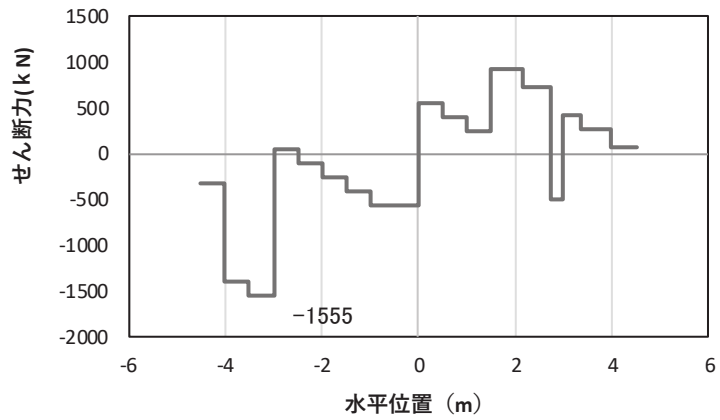
図 5-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (+),  $t=17.88\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

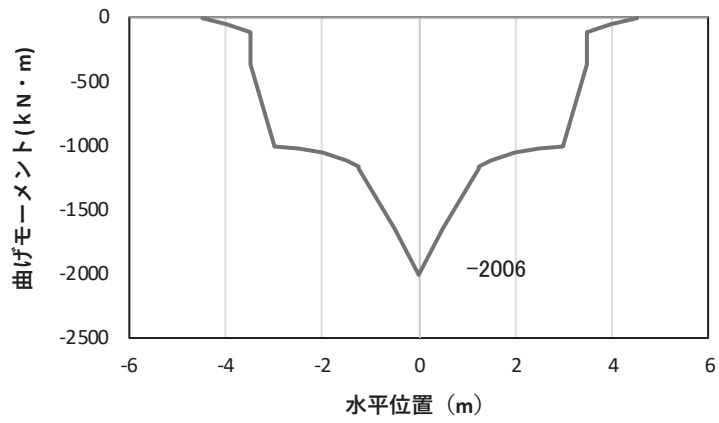


(c) せん断力

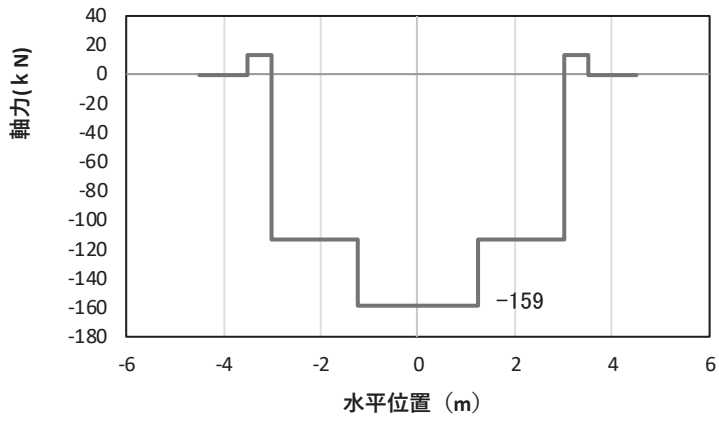
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤, S d - D 2 (++) , t=26.87s)

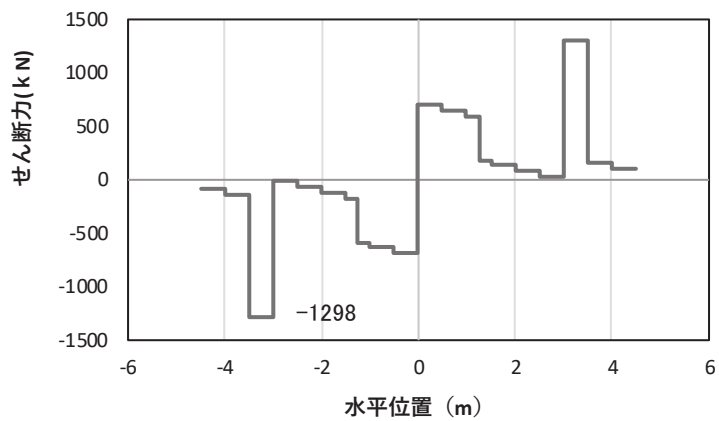
解析ケース① : 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



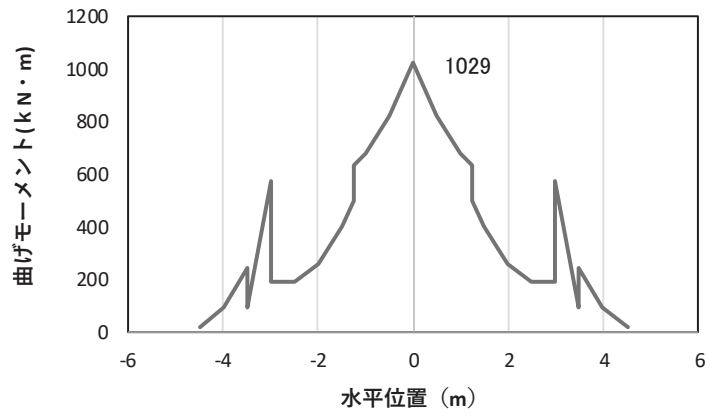
(b) 軸力



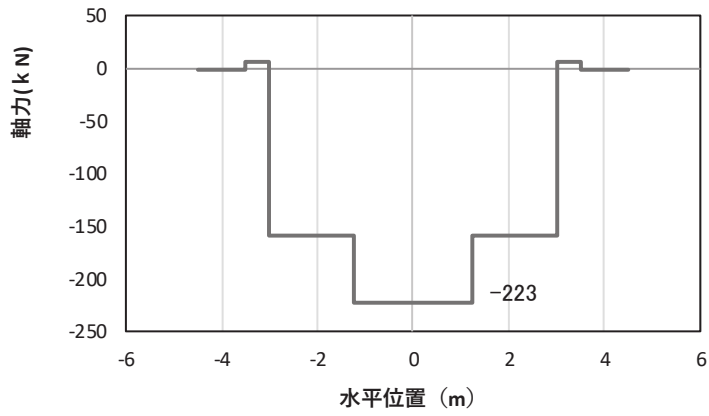
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

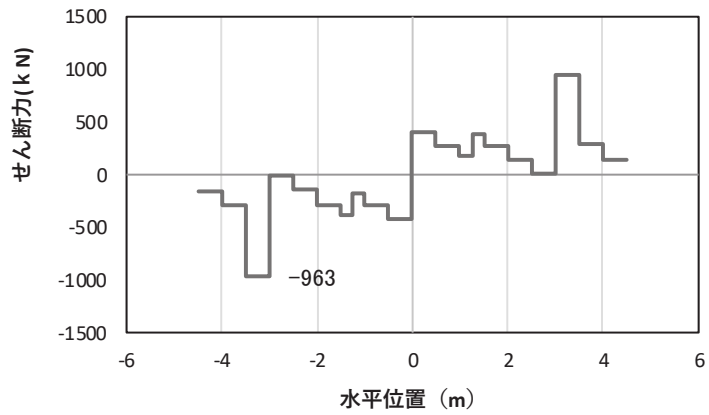
図 5-20(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥, S d-D 2 (++) , t=6.84s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



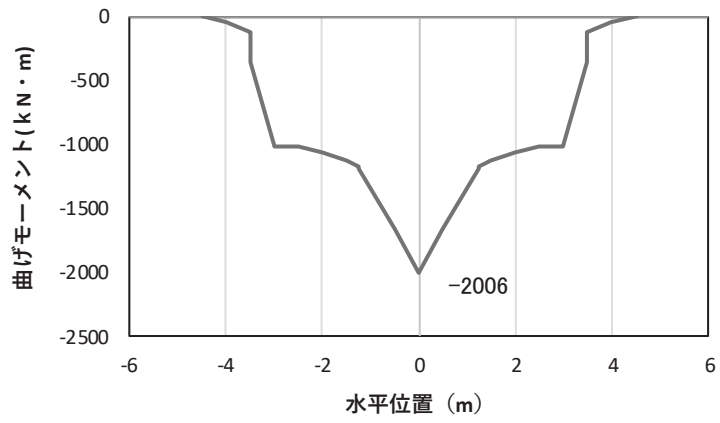
(b) 軸力



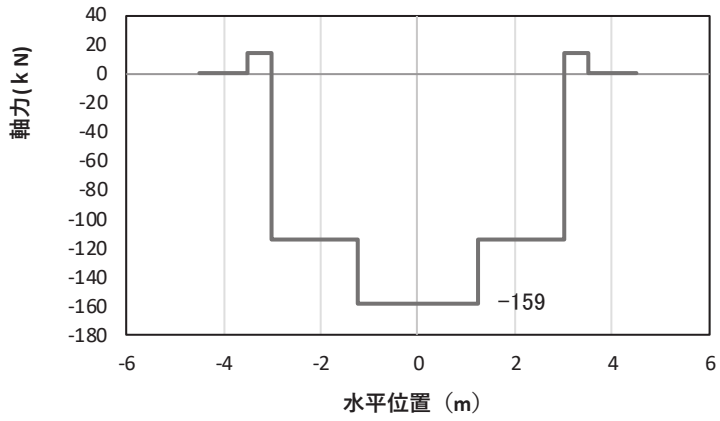
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

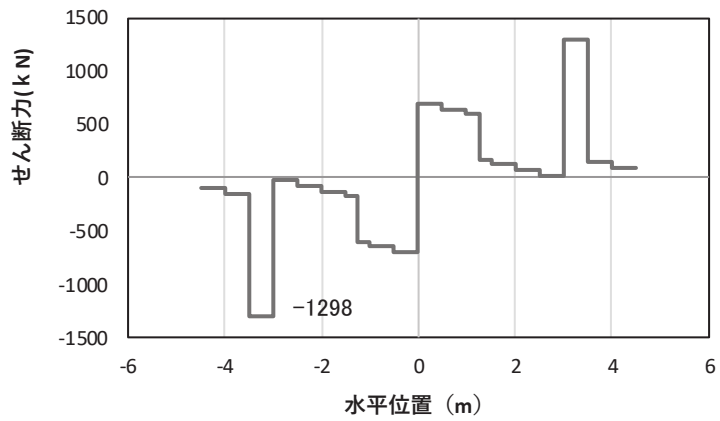
図 5-20(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑥, S d-D 2 (++) , t=26.83s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

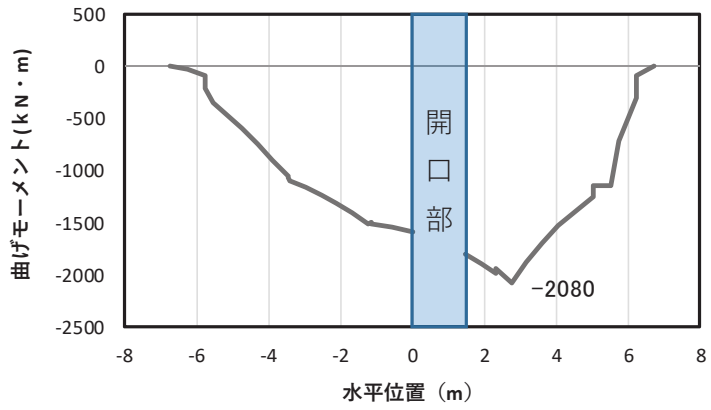


(c) せん断力

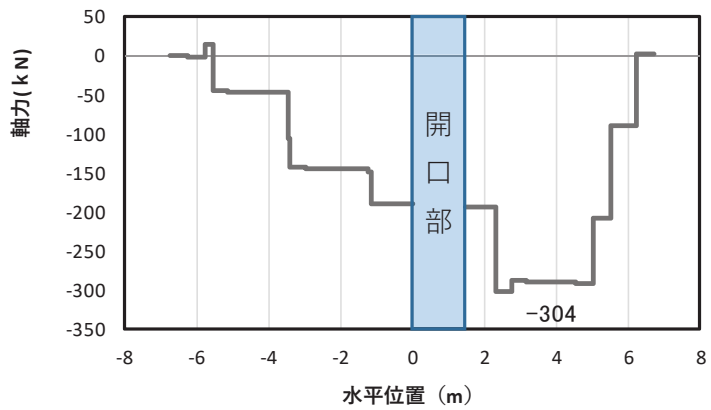
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-20(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.84s)

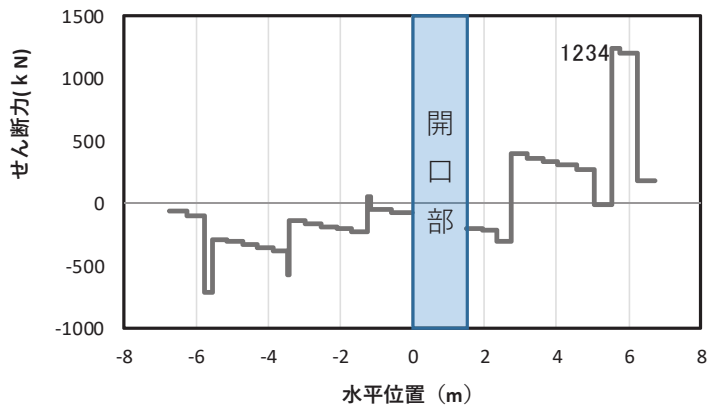
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

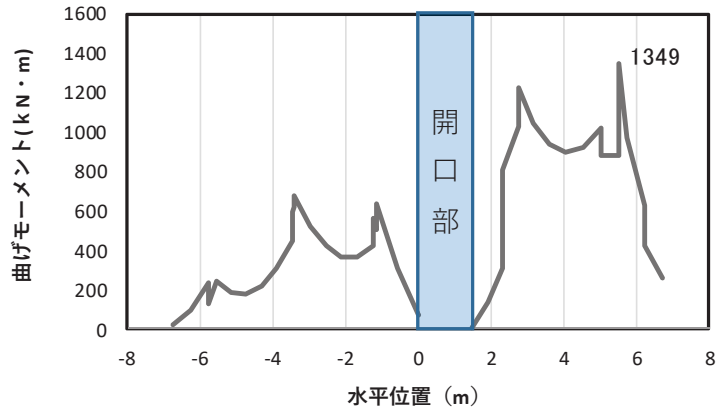


(c) せん断力

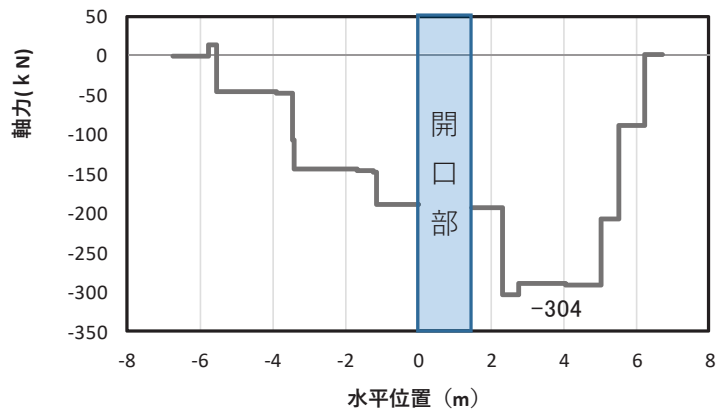
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-21(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d - D 2 (++) , t=26.83s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

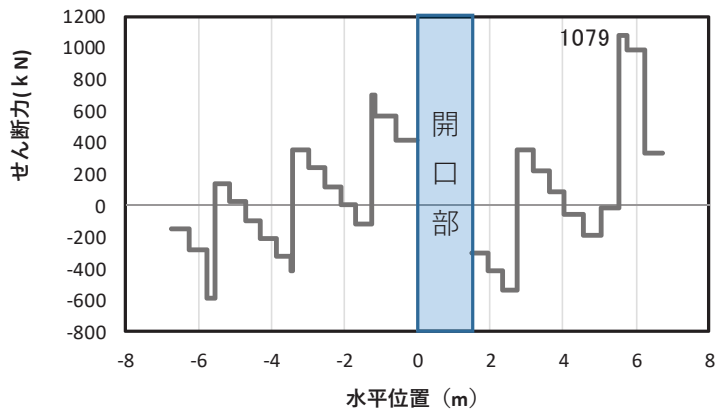




(a) 曲げモーメントz



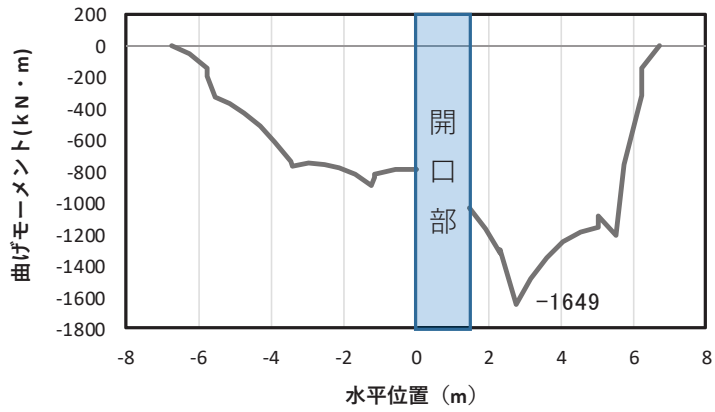
(b) 軸力



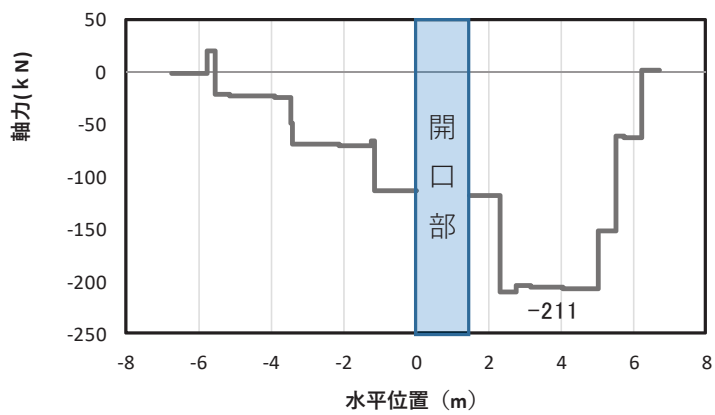
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

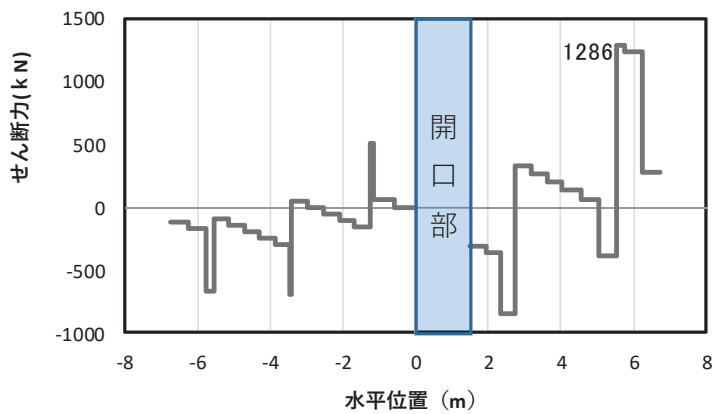
図 5-21(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d - D 2 (++) , t=26.83s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



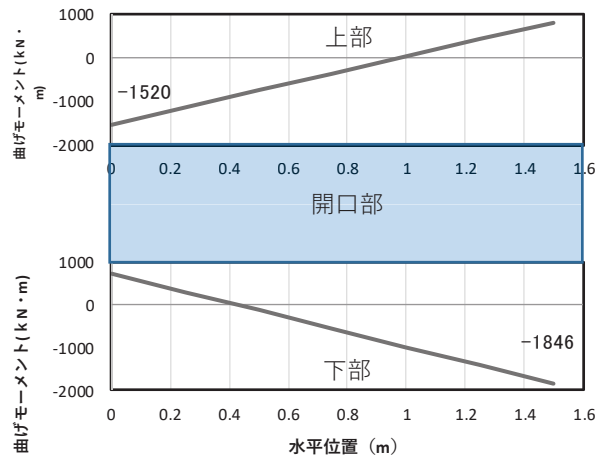
(b) 軸力



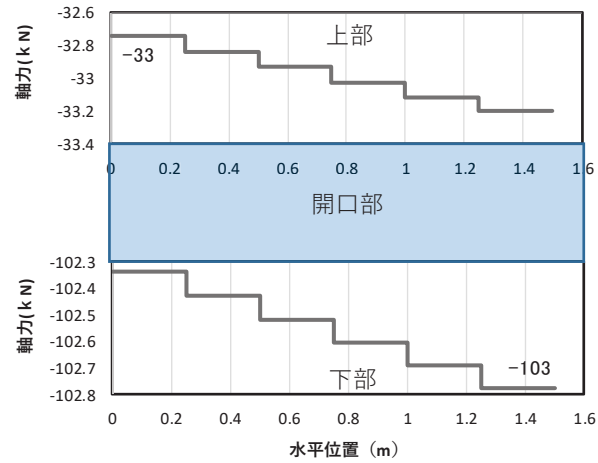
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

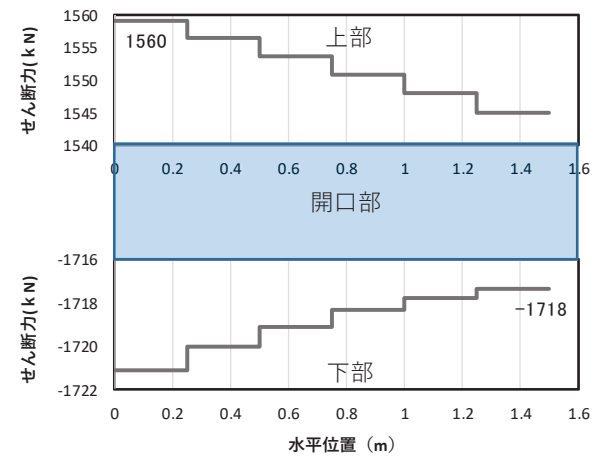
図 5-21(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦一般部, S d - D 2 (+), t=8.62s)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $Y$



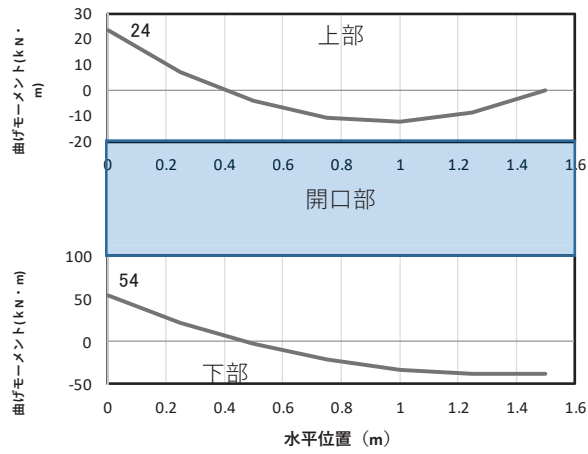
(b) 軸力



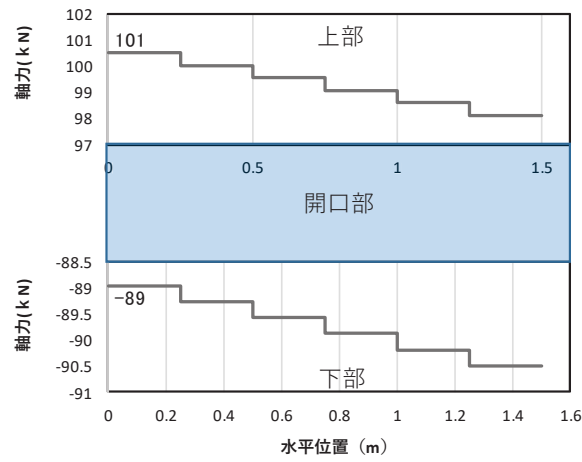
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端部を示す)

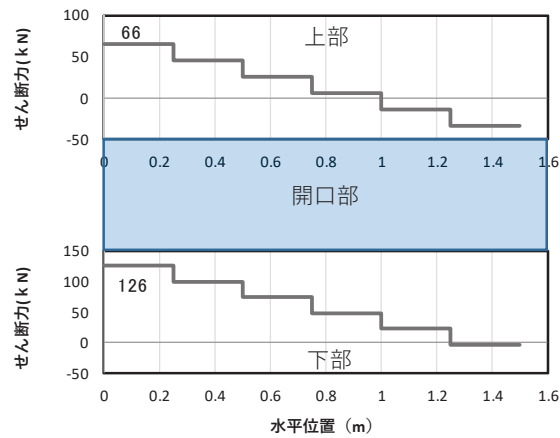
図 5-21(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部, S d-D 2 (++) , t=6.95s,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



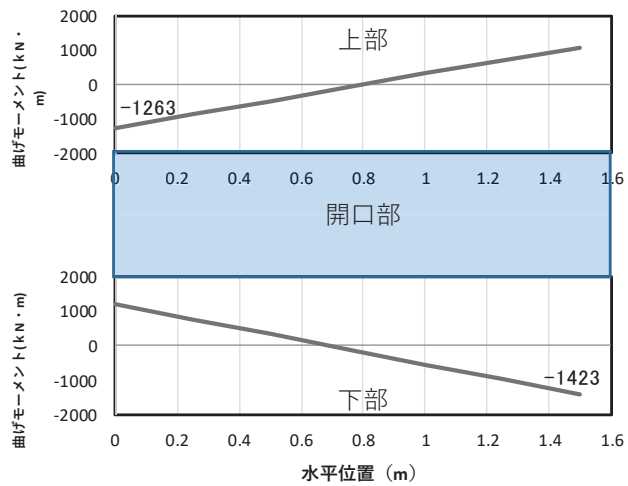
(b) 軸力



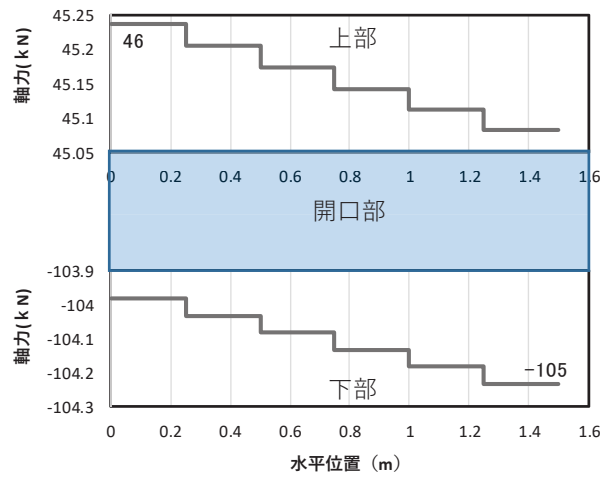
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端部を示す)

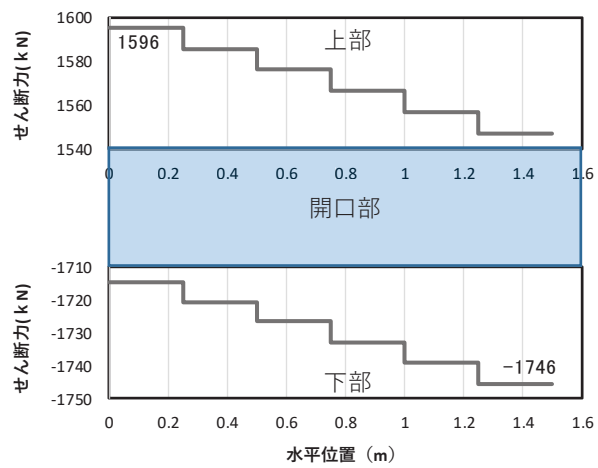
図 5-21(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (断面⑦開口部, S d - D 2 (++) , t=19.84s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端部を示す)

図 5-21(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦開口部, S d-D 2 (-+), t=22.71s)

解析ケース①: 基本ケース

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (--)	①	My : 861 Mz : -821	47	0.8	24	0.04
断面②	S d - D 2 (++)	①	My : 1203 Mz : -1021	49	1.1	24	0.05
断面③	S d - D 2 (++)	①	My : 960 Mz : -719	41	0.9	24	0.04
断面④	S d - D 2 (-+)	①	My : 2255 Mz : -1095	177	1.6	24	0.07
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	My : 1863 Mz : -2185	512	1.2	24	0.05
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	My : 2006 Mz : -1029	177	1.4	24	0.06
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (++)	①	My : 2080 Mz : -1349	225	1.6	24	0.07
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (++)	①	My : 1520 Mz : -24	216	3.1	24	0.13

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮、負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (--)	①	D38 @300, 200	My : 861 Mz : -821	-10	29	294	0.10
断面②	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	My : 1226 Mz : -1043	-11	39	294	0.14
断面③	S d - D 2 (+-)	①	D35 @300, 200	My : 960 Mz : -719	-1	15	294	0.06
断面④	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	My : 2255 Mz : -1095	-214	61	294	0.21
断面⑤	S d - D 2 (+-)	①	D38 @300, 200	My : 1862 Mz : -2283	-564	58	294	0.20
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	My : 2006 Mz : -1029	-223	57	294	0.20
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	My : 2080 Mz : -1349	-304	88	294	0.30
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	My : 1520 Mz : -24	-90	144	294	0.49

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-6 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	D32@300	1101	1157	19933	0.06
断面②	S d - D 2 (++)	①	D32@300	1108	1164	17454	0.07
断面③	S d - D 2 (+-)	①	D32@300	831	873	17294	0.06
断面④	S d - D 2 (+-)	①	D32@300	1546	1624	18084	0.09
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	D32@300	1555	1633	24540	0.07
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	D32@300	1298	1363	18084	0.08
断面⑦ 一般部	S d - D 2 (+-)	①	D32@300	1286	1351	17708	0.08
断面⑦ 開口部	S d - D 2 (-+)	①	D32@300	1596	1676	5144	0.33

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

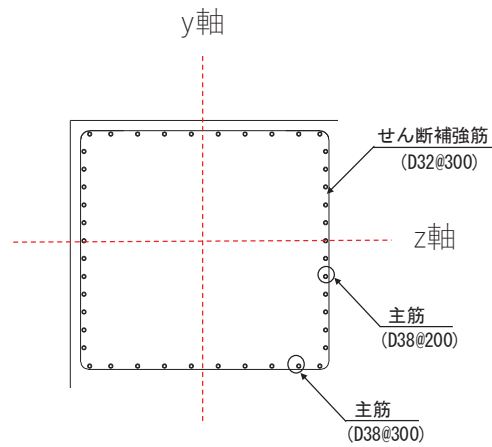


図 5-22 フーチング配筋概要図 (断面①の例)



(2) フーチング (ペデスタル部)

ペデスタル部 (鋼製支柱巻き立て部) の照査値を表 5-7~表 5-8 に示す。また、配筋概要図を図 5-23 に示す。

この結果から、ペデスタル部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-7 支圧破壊に対する照査値 (コンクリート)

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		支圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	1235	723	7.1	38.4	0.19
断面②	S d - D 2 (-+)	①	1235	717	7.1	38.4	0.19
断面③	S d - D 2 (++)	①	550	399	6.8	38.4	0.18
断面④	S d - D 2 (-+)	①	1861	1163	21.7	38.4	0.57
断面⑤	S d - D 2 (-+)	①	1644	1123	10.1	38.4	0.27
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	1388	942	16.6	38.4	0.44
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	1001	675	12.0	38.4	0.32

表 5-8 押し抜きせん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平押し 抜きせん 断力(kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S d - D 2 (++)	①	D22@150	723	1583	2357	0.68
断面②	S d - D 2 (-+)	①	D22@150	717	1563	2357	0.67
断面③	S d - D 2 (++)	①	D19@120	399	979	1495	0.66
断面④	S d - D 2 (-+)	①	D29@100	1163	3148	3912	0.81
断面⑤	S d - D 2 (+-)	①	D29@100	1118	2249	2794	0.81
断面⑥	S d - D 2 (+-)	①	D29@100	941	2433	3912	0.63
断面⑦	S d - D 2 (++)	①	D29@100	944	1714	2794	0.62

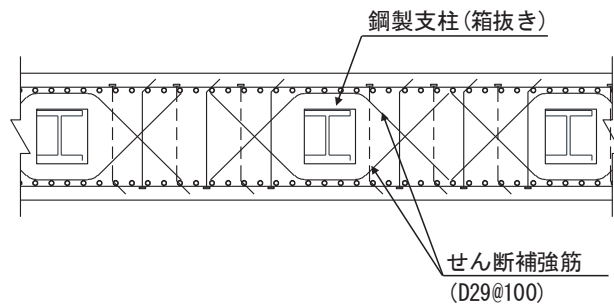


図 5-23 ペDESTAL配筋概要図 (断面④の例)

(3) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する照査結果を表 5-9 に示す。ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを確認した。

表 5-9 ボイリングに対する照査結果

部位	入力津波高さ (m)	地表面高さ (m)	フーチング高さ (m)	ボイリングに 対する安全率
断面①	0. P. +19. 0	0. P. +13. 4	0. P. +9. 3	1. 23
断面②	0. P. +19. 0	0. P. +13. 4	0. P. +9. 3	1. 23
断面③	0. P. +17. 5	0. P. +13. 4	0. P. +10. 0	1. 40
断面④	0. P. +18. 1	0. P. +13. 8	0. P. +10. 0	1. 49
断面⑤	0. P. +17. 4	0. P. +13. 8	0. P. +10. 0	1. 78
断面⑥	0. P. +17. 4	0. P. +13. 8	0. P. +10. 0	1. 78
断面⑦	0. P. +17. 4	0. P. +13. 8	0. P. +10. 0	1. 78

### 5.1.5 鋼管杭の評価結果

#### (1) 曲げ軸力照査（杭体）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-10 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-24～図 5-31 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-11 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-10(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種	設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
断面①	φ 1500	(上杭) O. P. +9.3m～ O. P. +1.1m	22	1.020×10 <sup>5</sup>	0.371×10 <sup>8</sup>
		(中杭①) O. P. +1.1m～ O. P. -0.9m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
		(中杭②) O. P. -0.9m～ O. P. -6.9m	36	1.653×10 <sup>5</sup>	0.590×10 <sup>8</sup>
		(下杭) O. P. -6.9m～ O. P. -13.054m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
断面②	φ 1500	(上杭) O. P. +9.3m～ O. P. -3.5m	22	1.020×10 <sup>5</sup>	0.371×10 <sup>8</sup>
		(中杭①) O. P. -3.5～ O. P. -5.5m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
		(中杭②) O. P. -5.5～ O. P. -11.5m	36	1.653×10 <sup>5</sup>	0.590×10 <sup>8</sup>
		(下杭) O. P. -11.5～ O. P. -17.954m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>

注記 \*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-10(2) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
断面③	φ 1500	SM570 (t=30mm)	—	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
断面④ 断面⑤ 断面⑥	φ 1500	SM570 (t=25mm)	—	24	1.111×10 <sup>5</sup>	0.403×10 <sup>8</sup>
断面⑦	φ 1200	SM570 (t=20mm)	—	19	0.704×10 <sup>5</sup>	0.204×10 <sup>8</sup>

注記 \* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

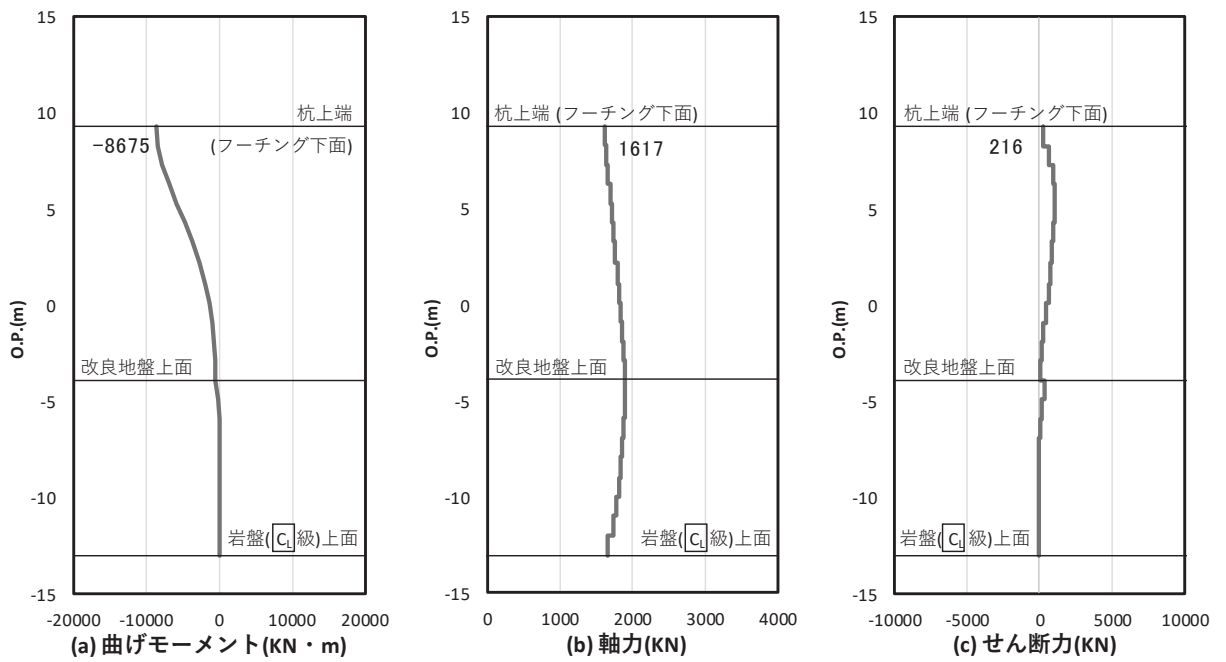


図 5-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面①, S d - D 2 (+ -), t=25.54s)  
 解析ケース①：基本ケース

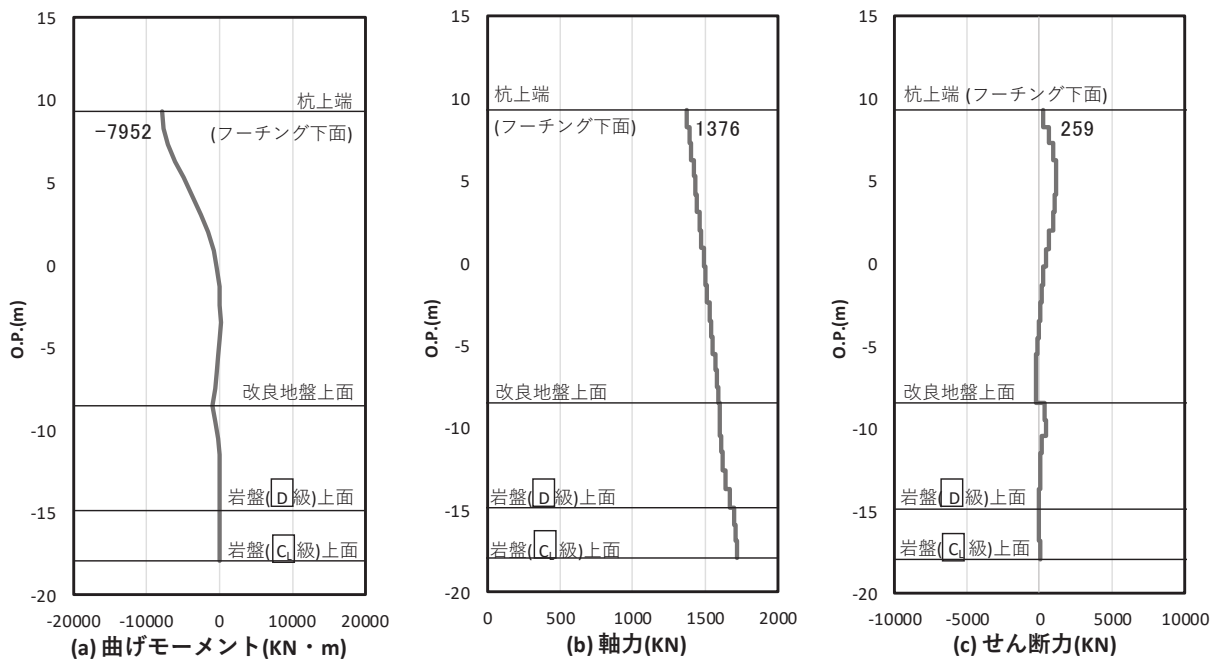


図 5-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S d - D 2 (+ +), t=25.84s)  
 解析ケース①：基本ケース

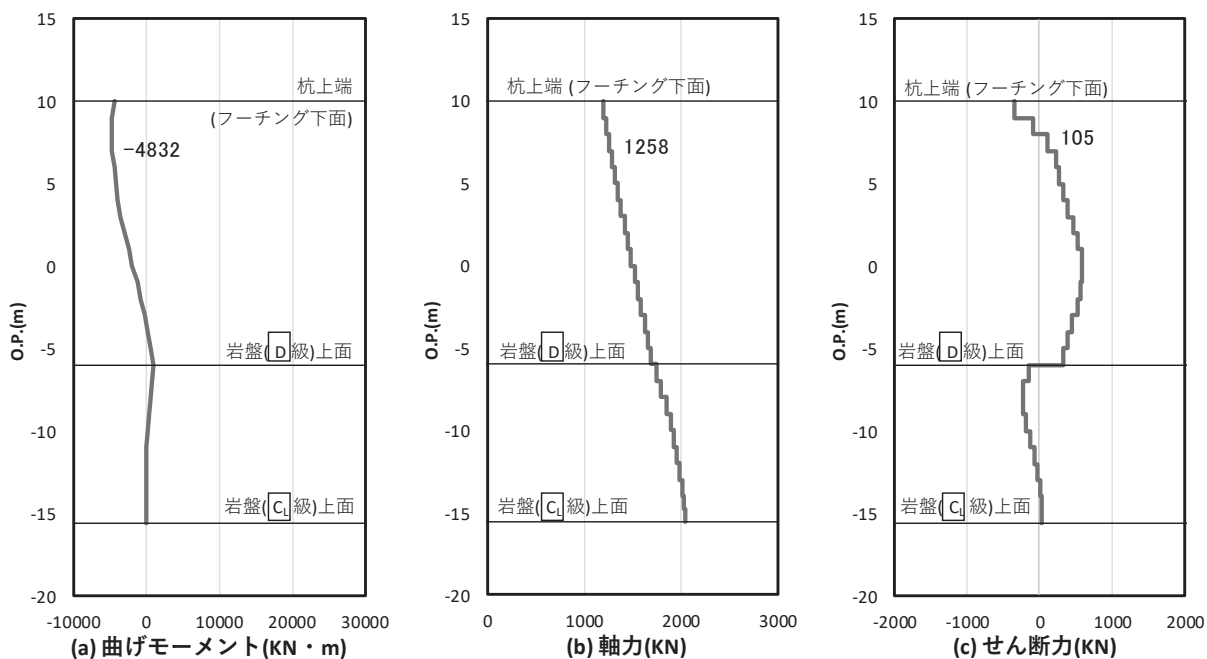


図 5-26 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d - D 2 (+ -), t=25.56s)  
 解析ケース①：基本ケース

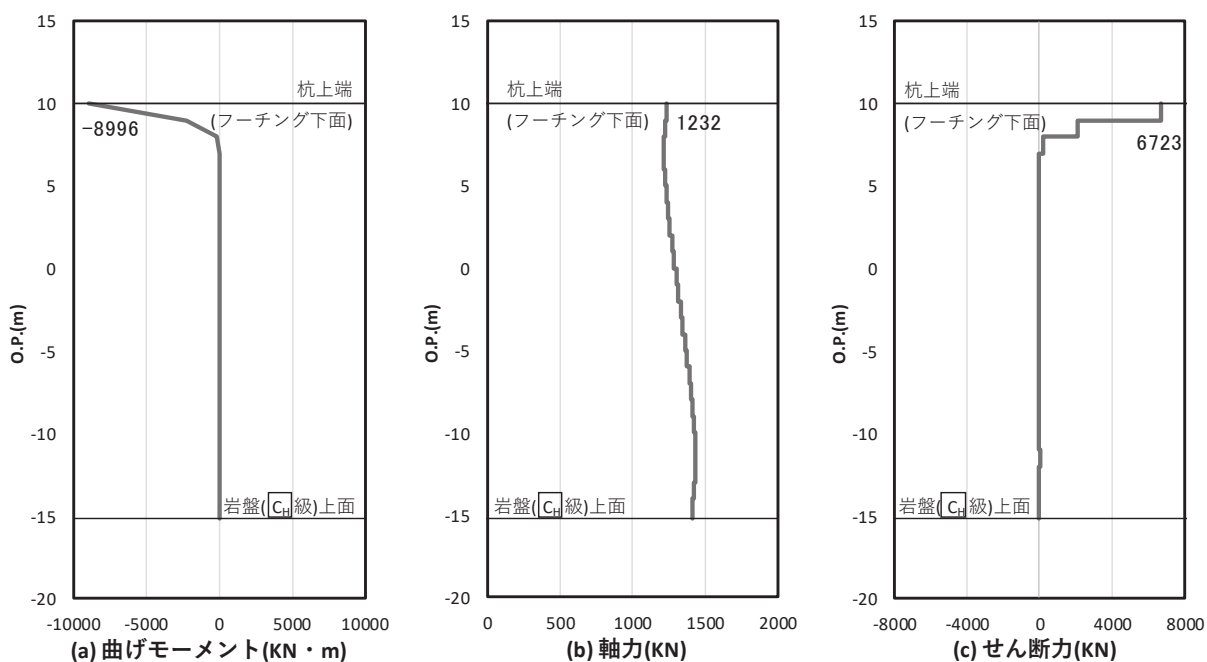


図 5-27 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S d - D 2 (+ -), t=29.98s)  
 解析ケース①：基本ケース

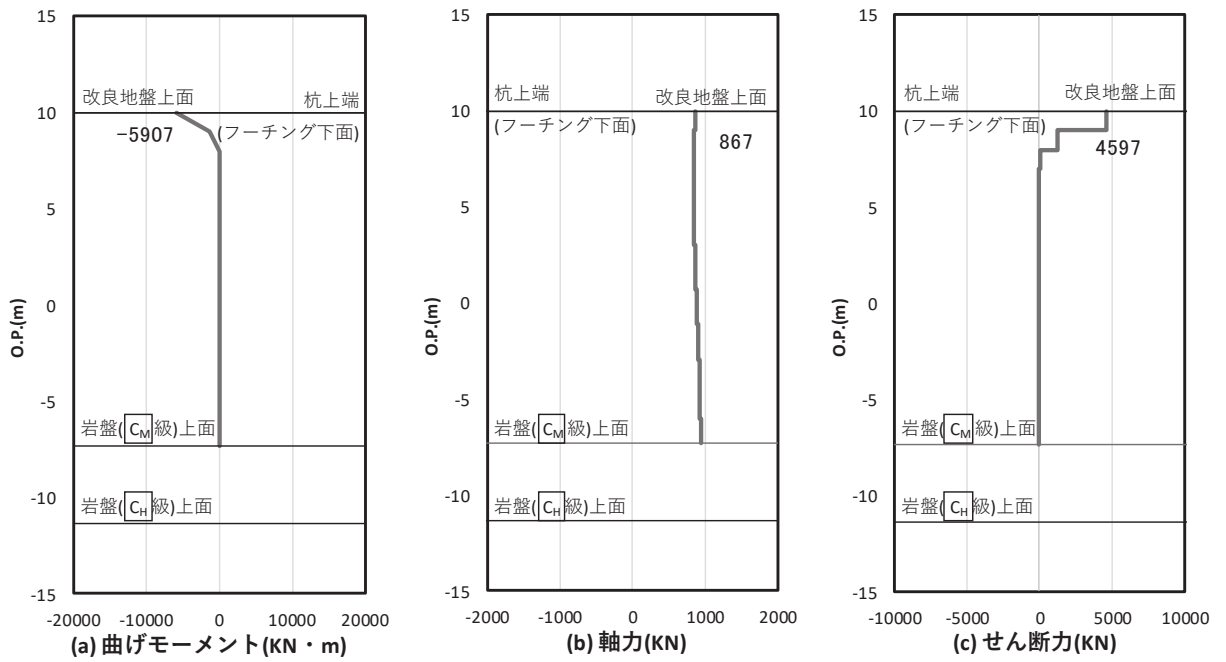


図 5-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤, S d - D 2 (++) , t=23.97s)  
 解析ケース①：基本ケース

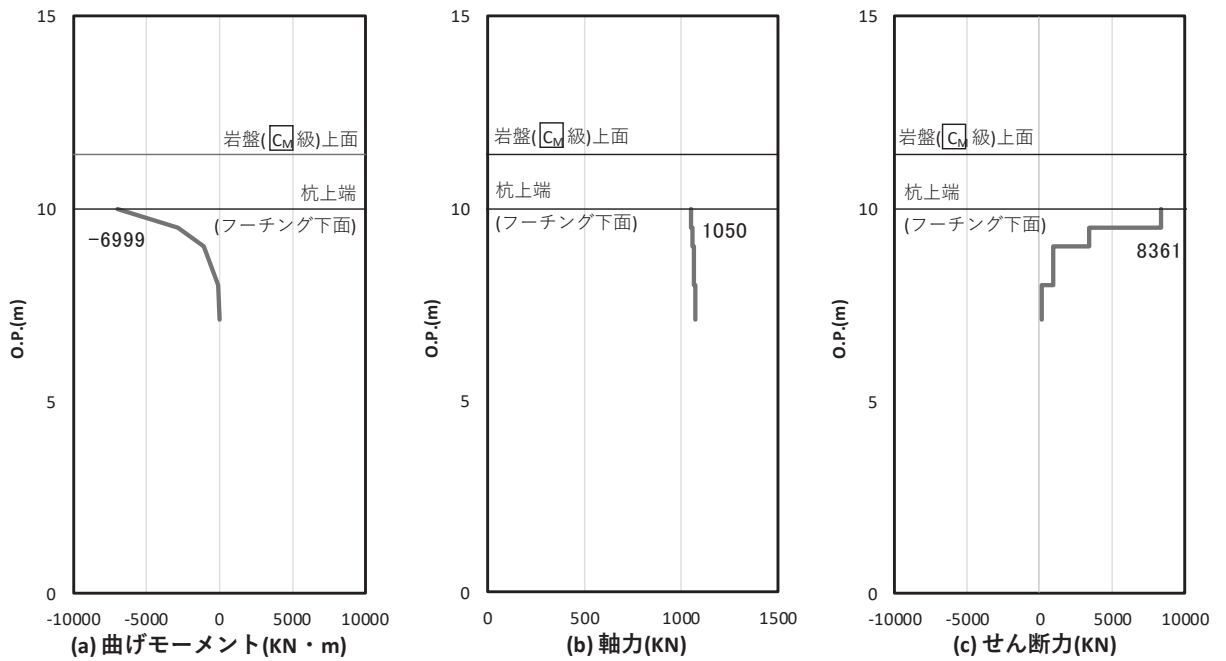


図 5-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=23.97s)  
 解析ケース①：基本ケース



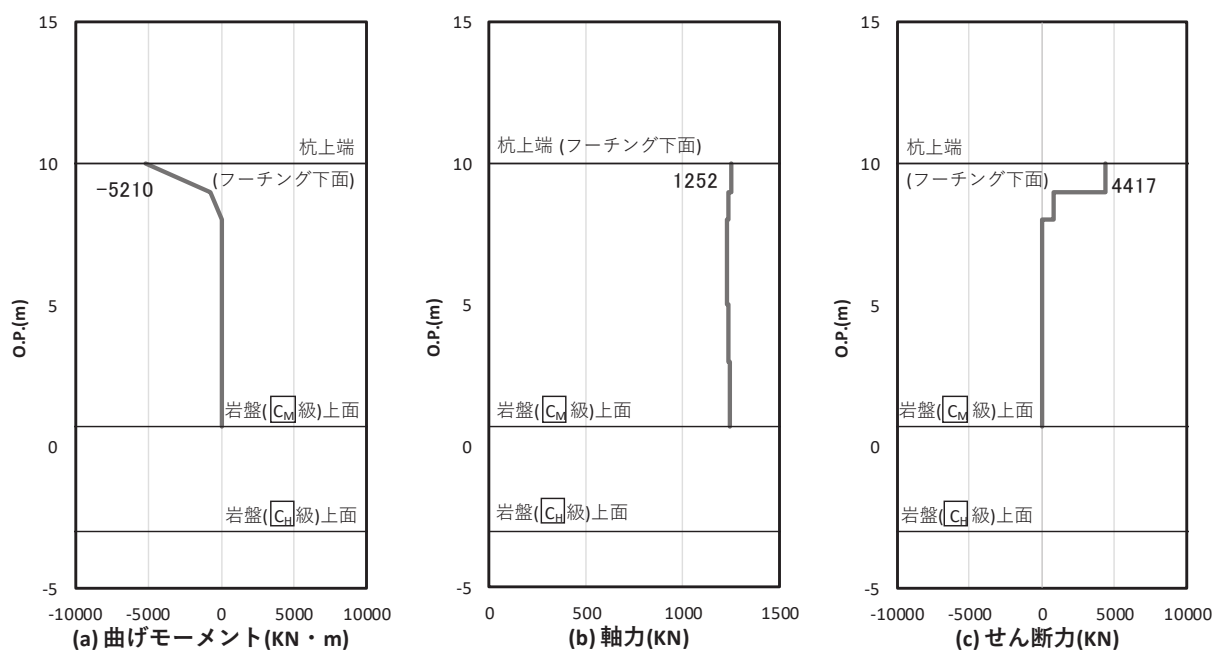


図 5-30 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑦, S d - D 2 ( - + ), t=8.55s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 5-11 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
断面① (上杭)	S d - D 2 (+-)	①	8675	1617	16108	0.54
断面② (上杭)	S d - D 2 (++)	①	7952	1376	16196	0.50
断面③	S d - D 2 (+-)	①	4832	1258	21248	0.23
断面④	S d - D 2 (+-)	①	8996	1232	17691	0.51
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	5907	867	17824	0.34
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	6999	1050	17758	0.40
断面⑦	S d - D 2 (-+)	①	5210	1252	8824	0.60

(2) せん断力照査（杭体）

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-31～図 5-37 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-12 に示す。鋼管杭に対してせん断強度による照査を行った結果、鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

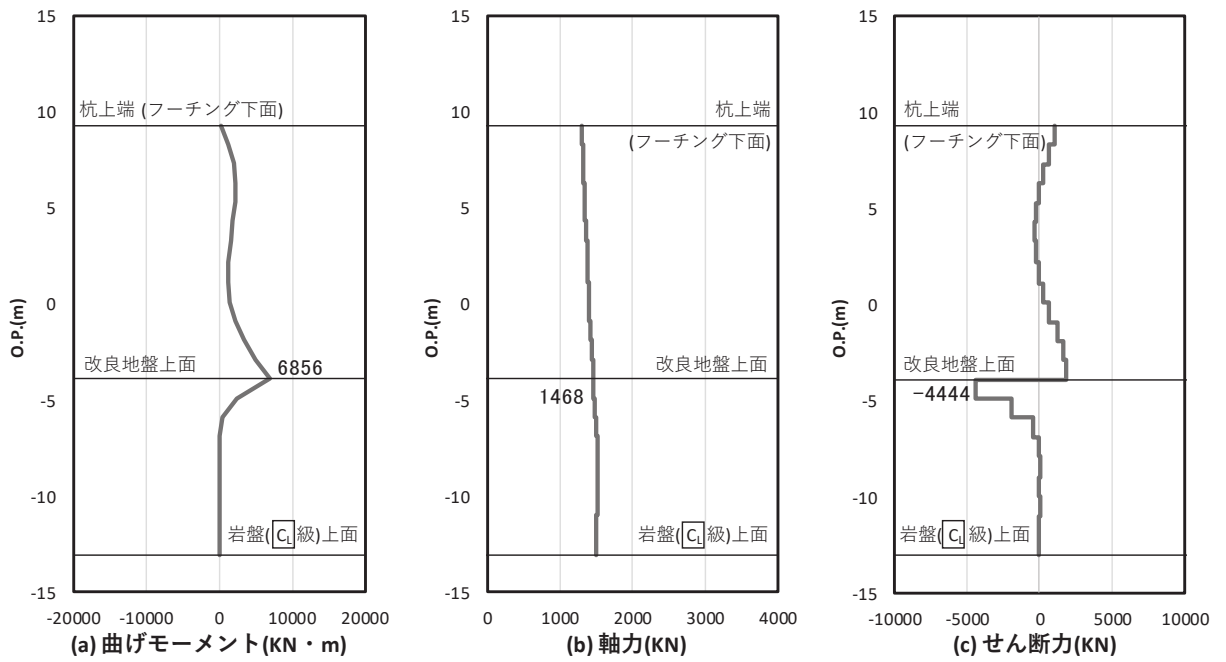


図 5-31 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面①, S d - D 2 (+), t=13.44s)

解析ケース①：基本ケース

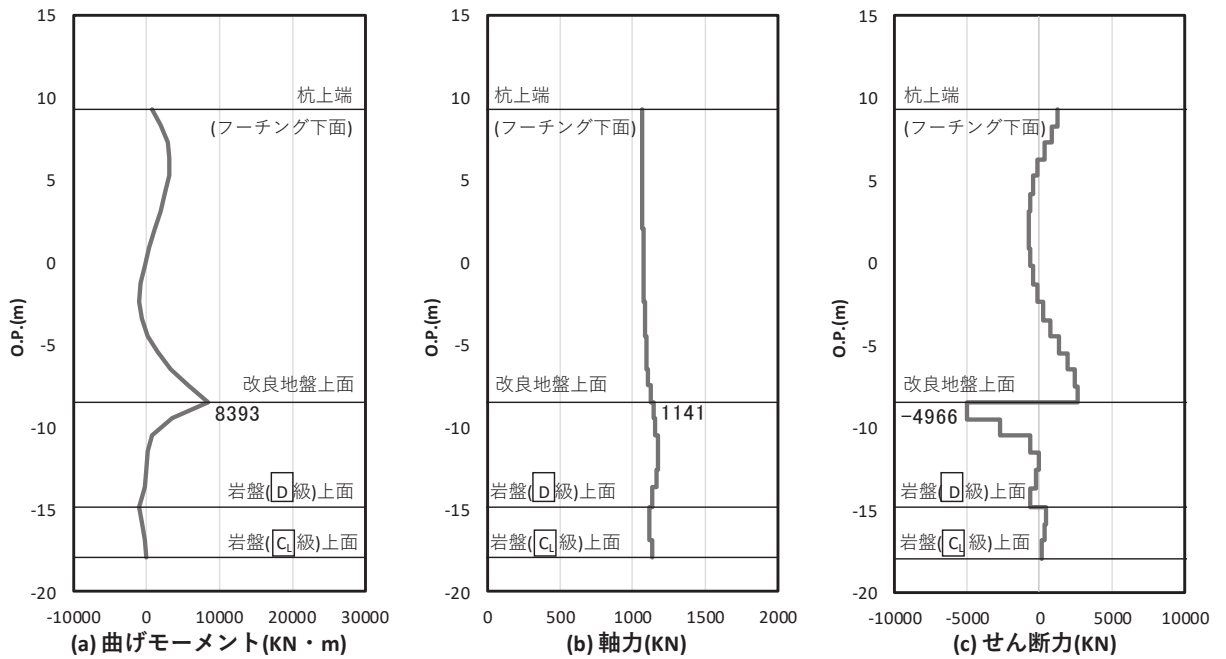


図 5-32 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面②, S d - D 2 (-), t=13.47s)

解析ケース①：基本ケース

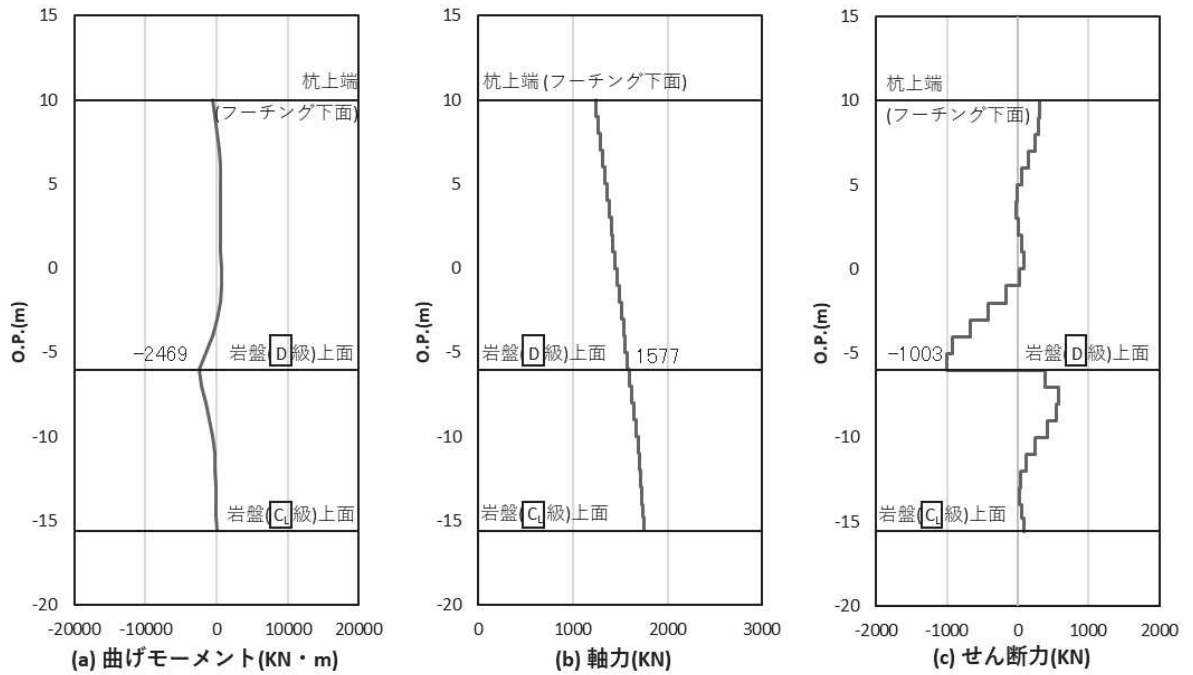


図 5-33 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S d - D 2 (一+), t=13.47s)  
 解析ケース①: 基本ケース

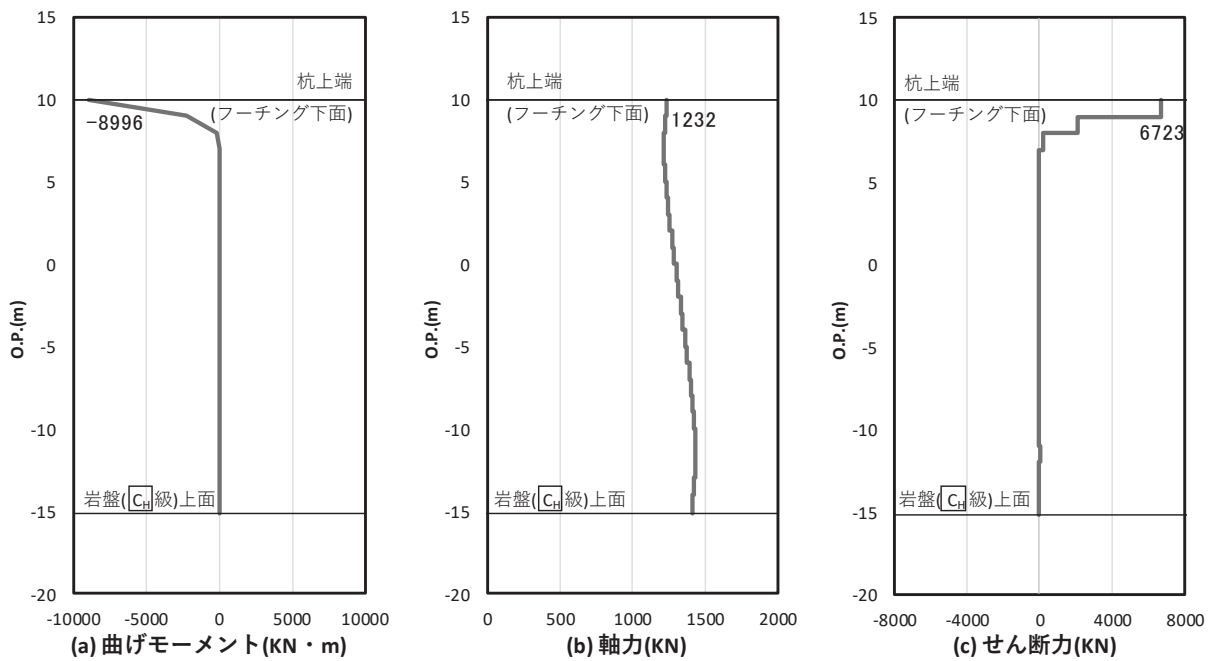


図 5-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S d - D 2 (+-), t=29.98s)  
 解析ケース①: 基本ケース

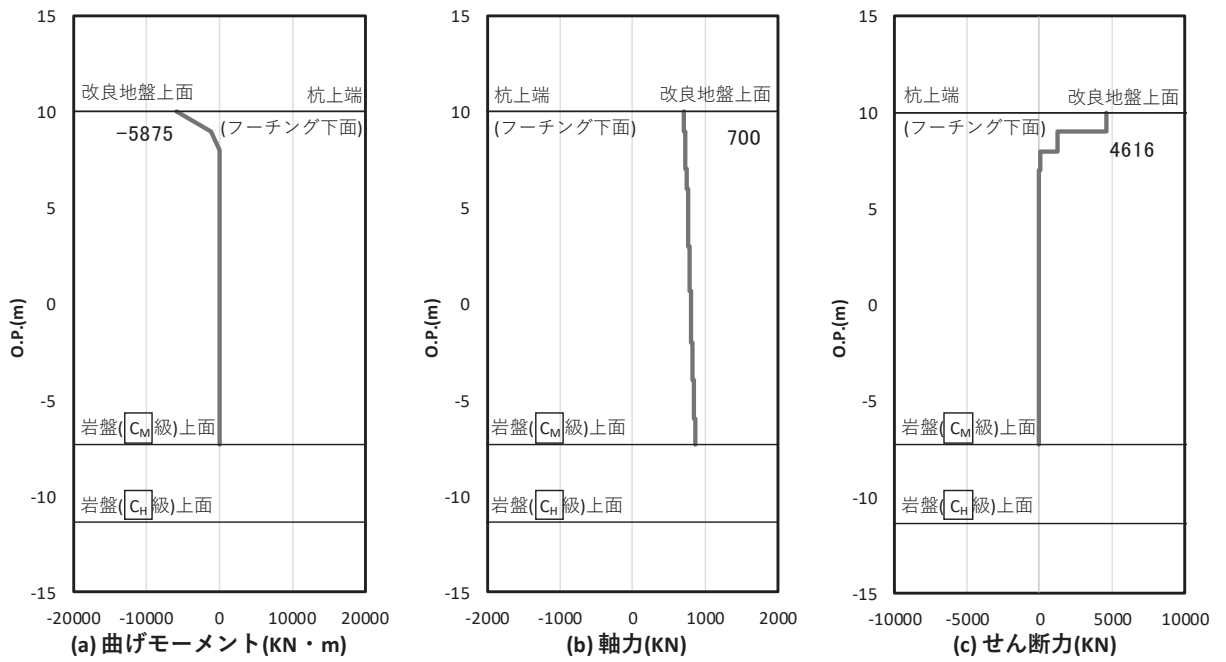


図 5-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑤, S d - D 2 (+ -), t=23.96s)  
 解析ケース①: 基本ケース

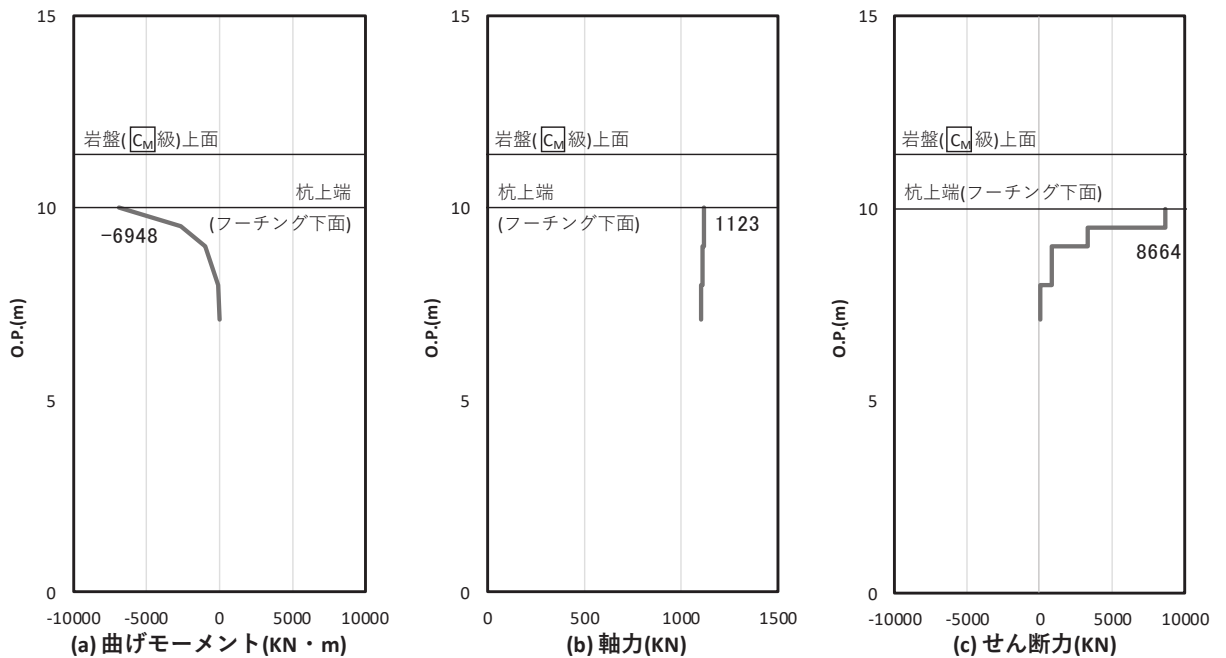


図 5-36 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥, S d - D 2 ( + + ), t=23.96s)  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

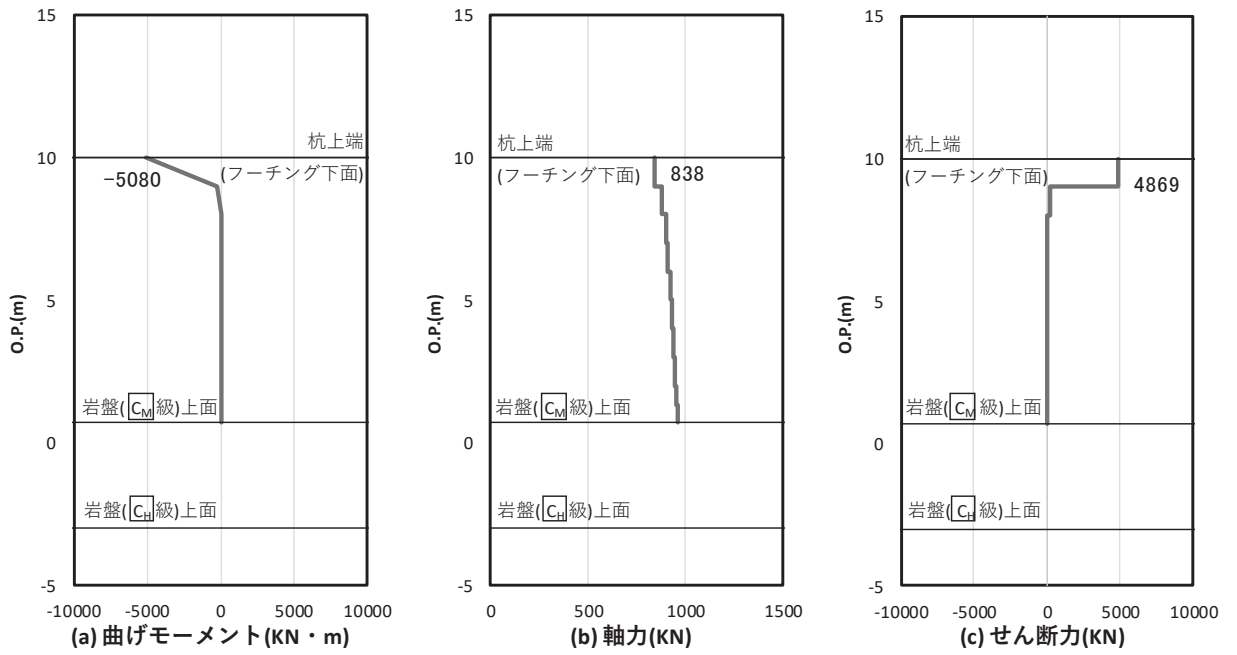


図 5-37 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S d - D 2 (-+), t=6.59s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-12 鋼管杭の照査結果（せん断力照査）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
断面① (中杭②)	S d - D 2 (+-)	①	4444	54	260	0.21
断面② (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	4966	61	260	0.24
断面③	S d - D 2 (-+)	①	1003	15	260	0.06
断面④	S d - D 2 (+-)	①	6723	121	260	0.47
断面⑤	S d - D 2 (+-)	①	4616	84	260	0.33
断面⑥	S d - D 2 (++)	②	8664	156	260	0.60
断面⑦	S d - D 2 (-+)	②	4869	139	260	0.54

(3) 曲げ軸力照査（杭頭）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-13 に、杭頭配筋概要図を図 5-38 に、照査値を表 5-14 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-13 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
断面① 断面②	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面③	1500	1900	50	SD490	D51	24	440, 640
断面④ 断面⑤ 断面⑥	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	440, 640
断面⑦	1200	1600	50	SD490	D51	20	500

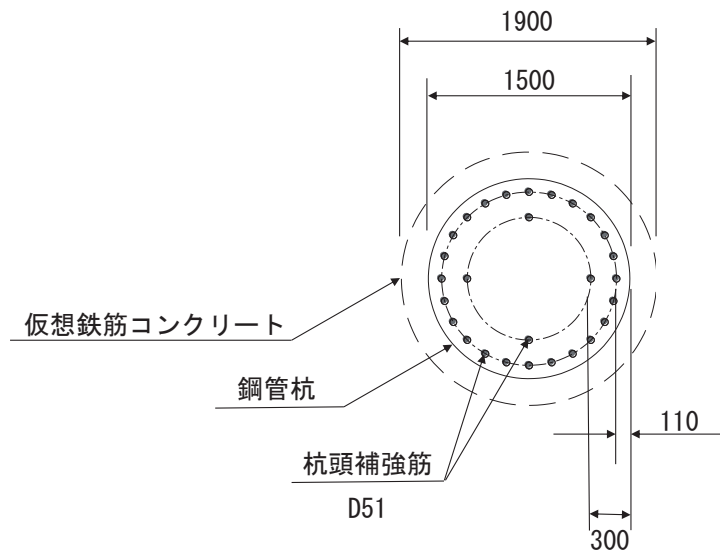


図 5-38 杭頭配筋概要図 (断面④の例)

表 5-14 鋼管杭 (杭頭) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	
断面①	S d - D 2 (++)	②	8815	11661	0.76
断面②	S d - D 2 (+-)	①	7953	11661	0.69
断面③	S d - D 2 (++)	②	4432	11661	0.39
断面④	S d - D 2 (+-)	①	8996	12928	0.70
断面⑤	S d - D 2 (++)	①	5907	12928	0.46
断面⑥	S d - D 2 (++)	①	6999	12928	0.55
断面⑦	S d - D 2 (-+)	①	5210	7891	0.67



#### 5.1.6 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

止水ジョイント部材の照査については，これらの区分毎に，地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

ただし，防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間については，構造の違いや評価手法の違い等を踏まえ，最大変位の足し合わせにより算定する。なお，構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい，防潮壁と防潮堤間の相対変位量を代表として示す。防潮堤の変位量は，津波時及び津波余震時には止水ジョイントの開き方向に対して逆向きの荷重が卓越することから，保守的に地震時の変形量を用いることとし，「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき算定する。

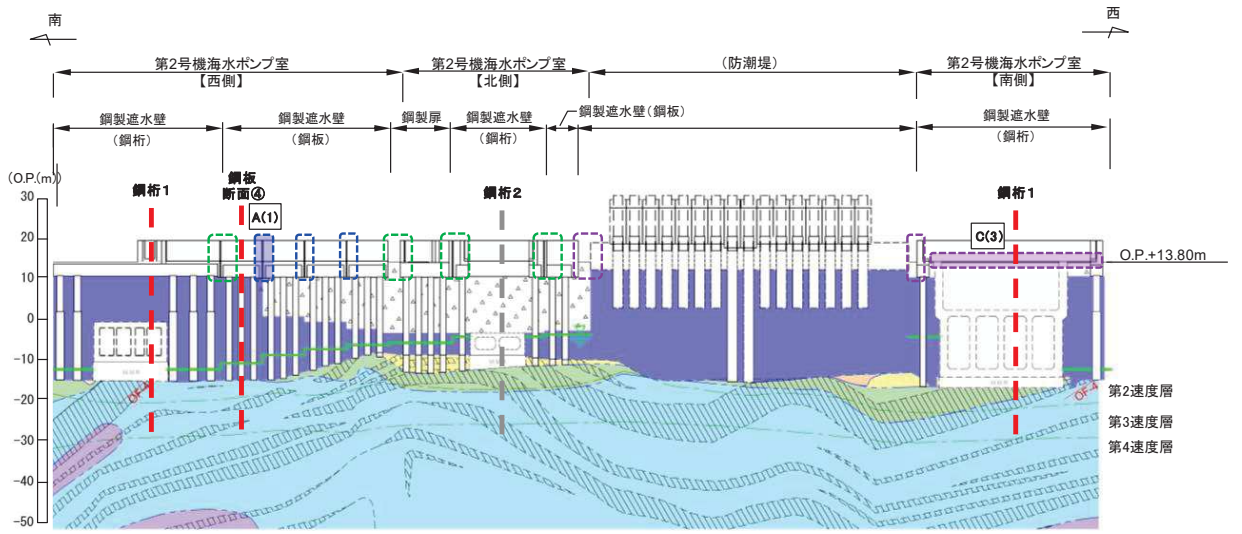
相対変位量の算定位置を表 5-15 及び図 5-39 に示す。

これらの境界部に対して，重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 5-16 に示す。

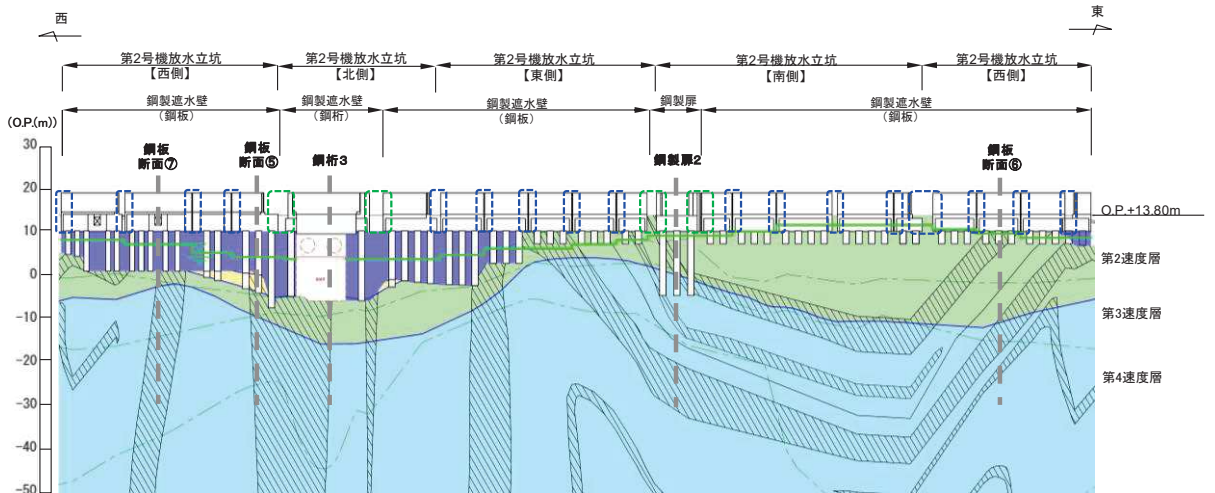
地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果，相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-15 止水ジョイントの照査に用いる断面の組合せ

位置		概要	備考
A(1)	防潮壁 同一構造形式間（鋼板- 鋼板間）	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面との境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面④と鋼板断面①、断面②及び断面③の相対変位量を算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、改良地盤上方の盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、構造区間が同一で、地盤条件が概ね同様な地盤条件である鋼板断面①と断面②の相対変位量を算定する。
B(1)	防潮壁 異種構造形式間	異種構造物形式間（鋼板-鋼桁間）の中で、盛土が厚く分布し、壁高が高く、フーチングや上部工の規模も最も大きい鋼桁 4 と鋼板の境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面①と鋼桁 4 の相対変位量を算定する。
B(2)		異種構造物形式間（鋼板-鋼製扉間）の中で、盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きく、壁高も高い鋼製扉 3 と鋼板の境界部	照査においては、鋼板断面②と鋼製扉 3 の相対変位量を算定する。
C(1)	異種構造物 間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、防潮壁（鋼板）側で地盤条件に有意な差が無いため、壁高が高く相対的に変位量が大きくなる鋼板断面①と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、鋼製扉 3 と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁（鋼桁 1）と 2 号機海水ポンプ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい、防潮壁と防潮堤間の相対変位量（C(1)及びC(2)）の結果を代表に算定する
C(4)		防潮壁（鋼桁 4）と 3 号機海水ポンプ室（隔壁）間	



(2号機海水ポンプ室)



(2号機放水立坑)

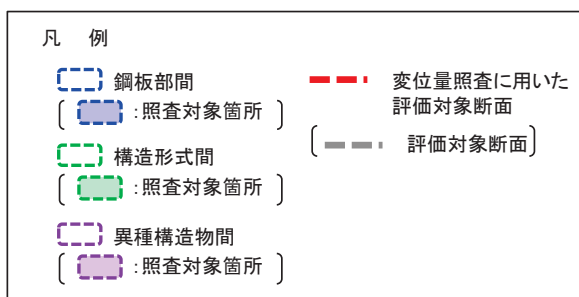


図 5-39(1) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

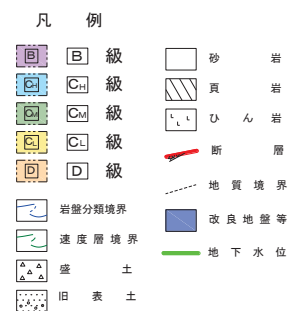
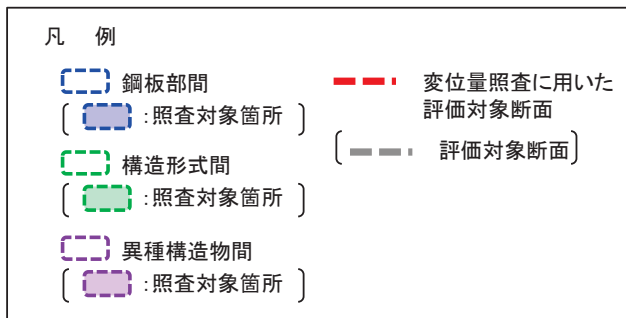
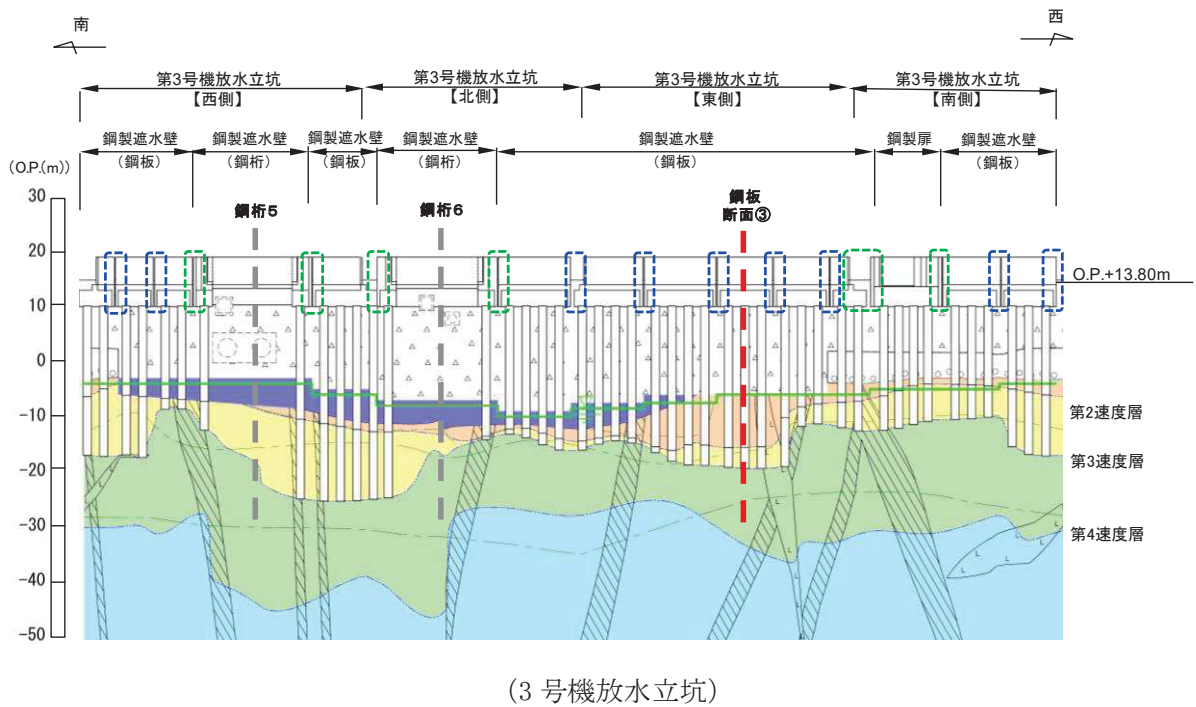
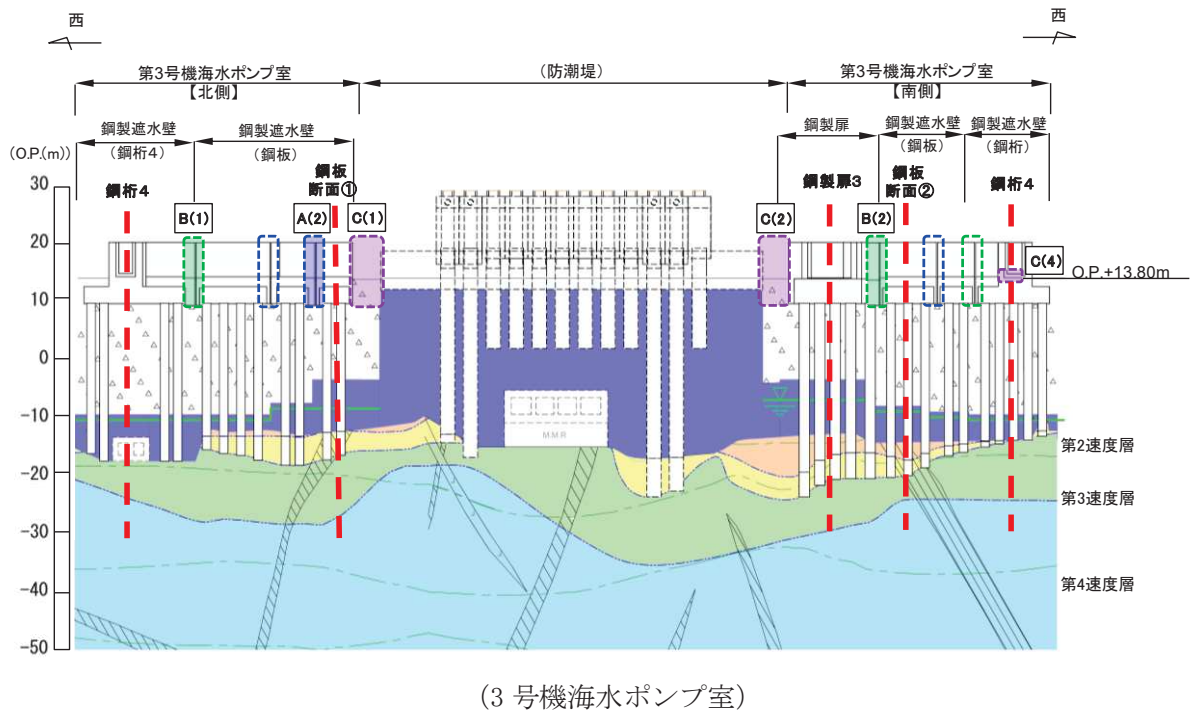


図 5-39(2) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

表 5-16(1) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量  
(同一構造形式間)

区分		地震動	重畳時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
A(1) (CASE1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	197	350	鋼板断面④- 鋼板断面①
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	55	350	
A(1) (CASE2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	190	350	鋼板断面④- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	62	350	
A(1) (CASE3)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	158	350	鋼板断面④- 鋼板断面③
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	63	350	
A(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	152	350	鋼板断面①- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	47	350	

表 5-16 (2) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量  
(異種構造形式間)

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
B(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	160	350	鋼板断面①- 鋼桁 4
	壁軸方向の変位	S d - D 2	36	350	
B(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	111	350	鋼板断面②- 鋼製扉 3
	壁軸方向の変位	S d - D 2	34	350	

表 5-16 (3) 止水ジョイント部材設置箇所地震時相対変位量  
(異種構造物間 (防潮壁-防潮堤間))

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
C(1)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	179	350	鋼板断面① -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	107	350	
C(2)	壁軸直角方向 の変位	S d - D 2	177	350	鋼製扉 3 -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S d - D 2	97	350	

5.1.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力を図 5-40～図 5-46 に，支持性能照査結果を表 5-17 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。なお，引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

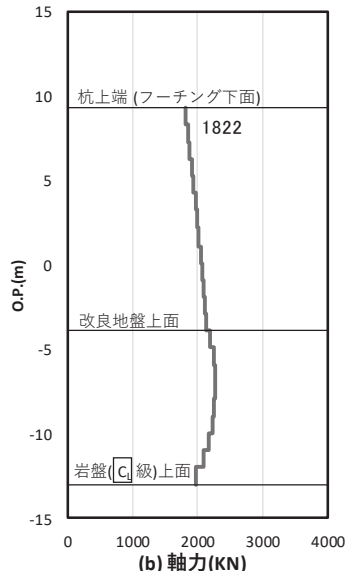


図 5-40 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面①，S d - D 2（++），t=23.56s）

解析ケース③：地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

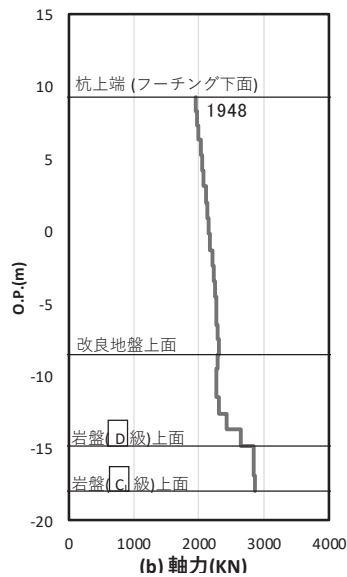


図 5-41 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面②，S d - D 2（++），t=23.56s）

解析ケース②：地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した解析ケース



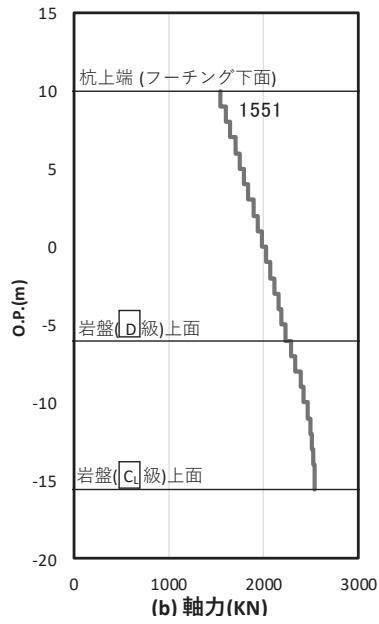


図 5-42 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)  
(断面③, S d - D 2 (++) , t=23. 56s)

解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+ 1  $\sigma$ ) を考慮した解析ケース

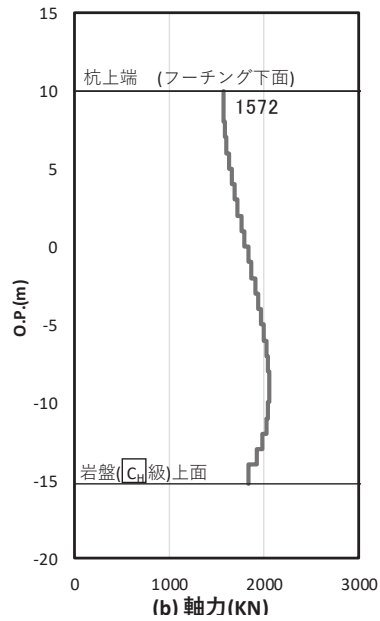


図 5-43 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)  
(断面④, S d - D 2 (--) , t=21. 56s)

解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (- 1  $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



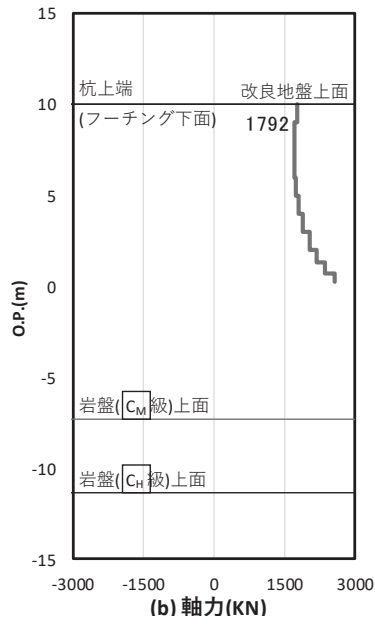


図 5-44 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)  
(断面⑤, S d - D 2 (---), t=13.83s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

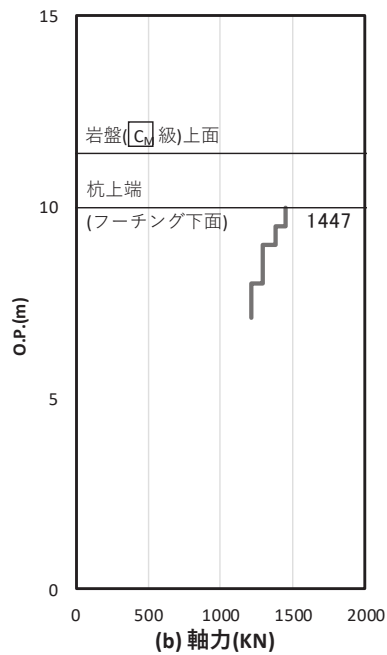


図 5-45 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)  
(断面⑥, S d - D 2 (---), t=11.43s)

解析ケース①：基本ケース

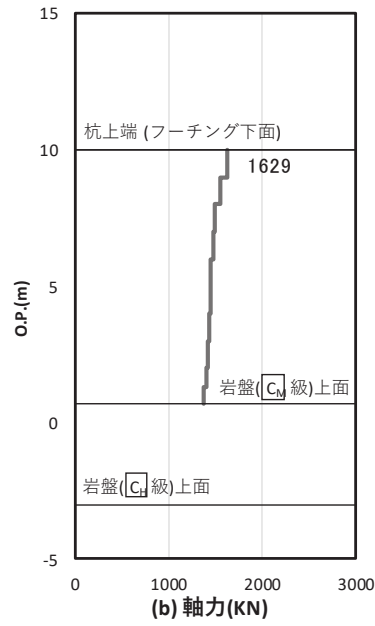


図 5-46 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み時)  
 (断面⑦, S d - D 2 (+), t=11.43s)

解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

表 5-17 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	
断面①	S d - D 2 (++)	③	1822	1.1	11.4	0.10
断面②	S d - D 2 (++)	②	1948	1.2	11.4	0.11
断面③	S d - D 2 (++)	②	1551	0.9	11.4	0.08
断面④	S d - D 2 (--)	③	1572	0.9	13.7	0.07
断面⑤	S d - D 2 (--)	③	1792	1.1	13.7	0.09
断面⑥	S d - D 2 (--)	①	1447	0.9	13.7	0.07
断面⑦	S d - D 2 (+-)	③	1629	1.5	13.7	0.11

VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の  
強度計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	16
2.4	適用基準	19
3.	強度評価方法	20
3.1	記号の定義	20
3.2	評価対象断面及び部位	21
3.2.1	評価対象断面	21
3.2.2	評価対象部位	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	28
3.3.1	荷重	28
3.3.2	荷重の組合せ	28
3.4	許容限界	30
3.4.1	鋼桁	30
3.4.2	RC 支柱	30
3.4.3	水平支承・鉛直支承	31
3.4.4	フーチング	31
3.4.5	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	32
3.4.6	止水ジョイント部材	33
3.4.7	基礎地盤	33
3.5	評価方法	35
3.5.1	重畳時	35
4.	評価条件	67
4.1	重畳時	67
5.	評価結果	74
5.1	重畳時	74
5.1.1	鋼桁の評価結果	74
5.1.2	RC 支柱の評価結果	78
5.1.3	水平支承・鉛直支承の評価結果	92
5.1.4	フーチングの評価結果	93
5.1.5	鋼管杭の評価結果	126
5.1.6	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	151

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）（以下「鋼製遮水壁（鋼桁）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所に設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算結果を示す。

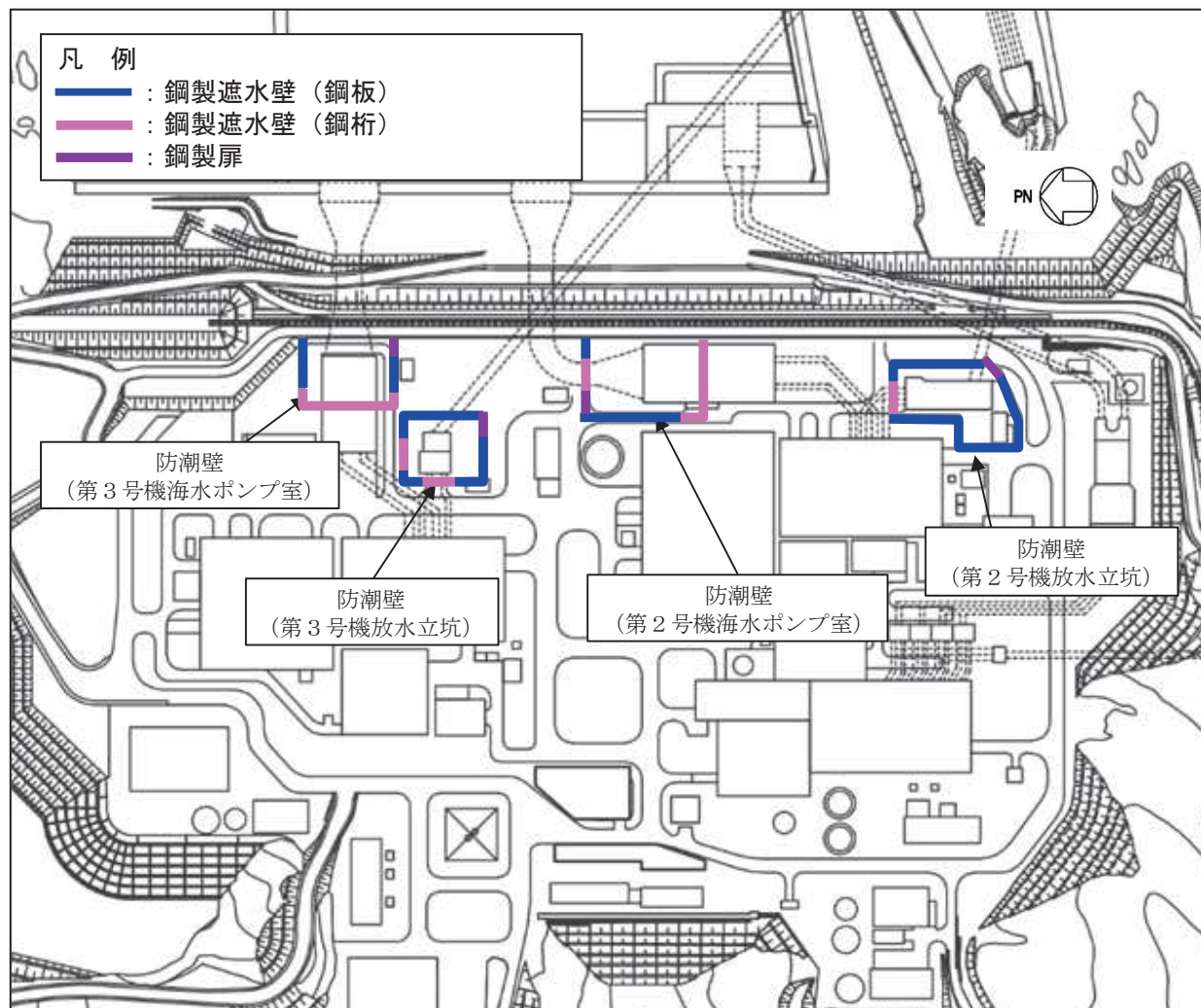


図2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さや天端高さを表 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は，鋼桁，支承（鉛直支承・水平支承）及び RC 支柱による上部構造と，鋼管杭及びフーチングによる下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼桁）は，防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）に各 2 箇所，防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）に各 1 箇所，合計 6 箇所に設置する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図を図 2-2 に，構造的な特徴を表 2-2 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図を図 2-3 に，構造図を図 2-4～図 2-11 に，止水ジョイントの構造図を図 2-12 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さや防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0



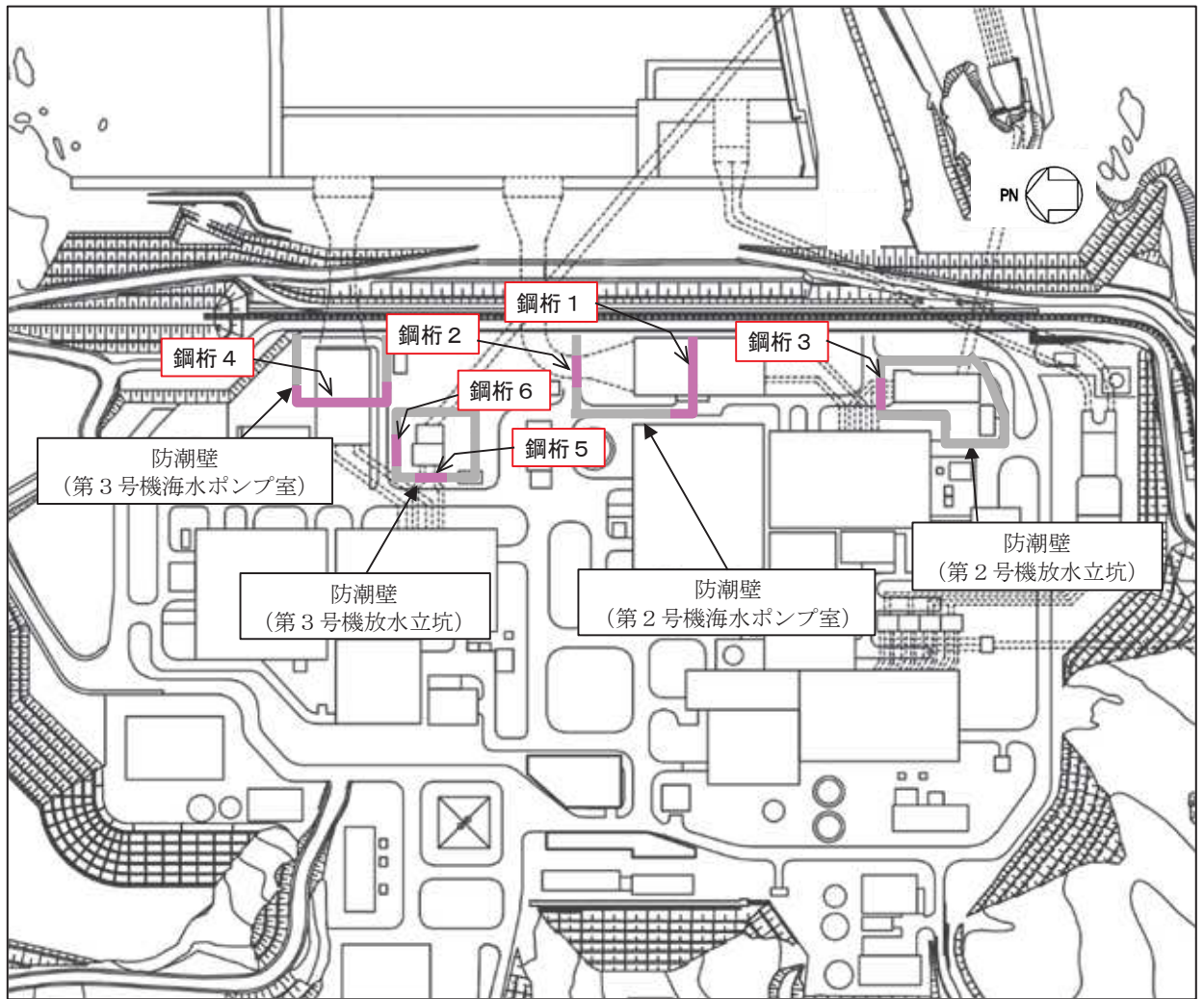
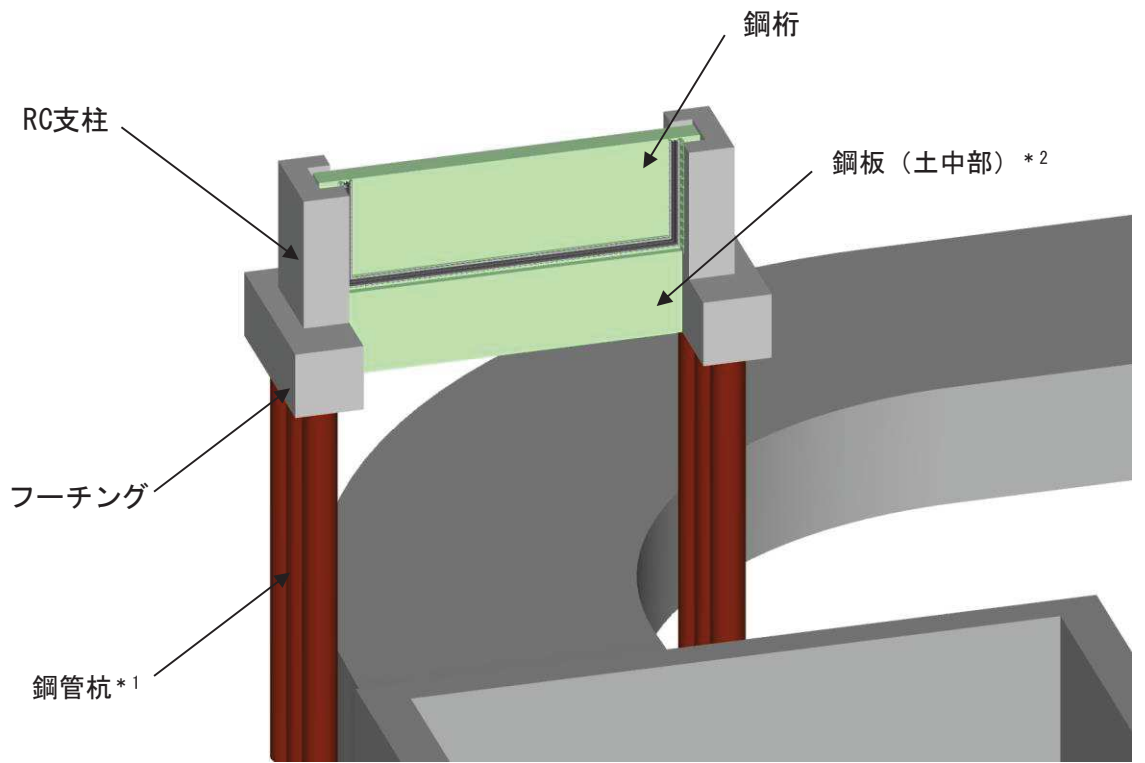


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

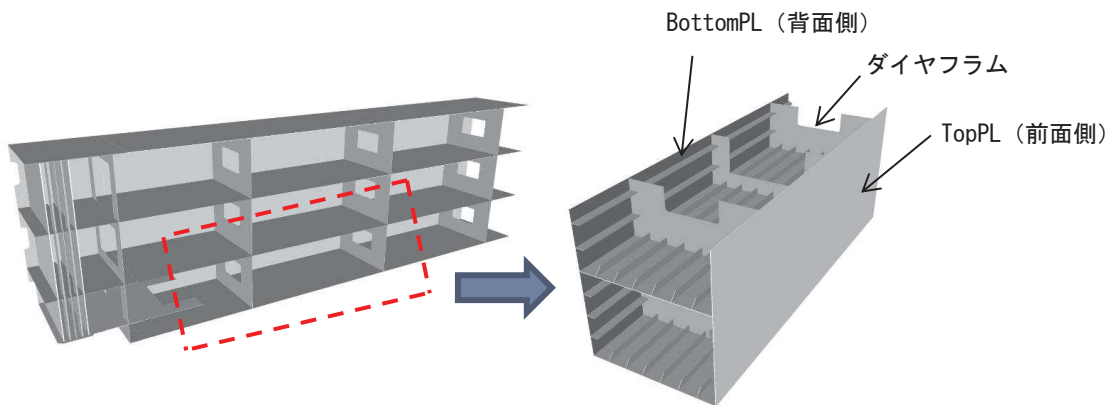
表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



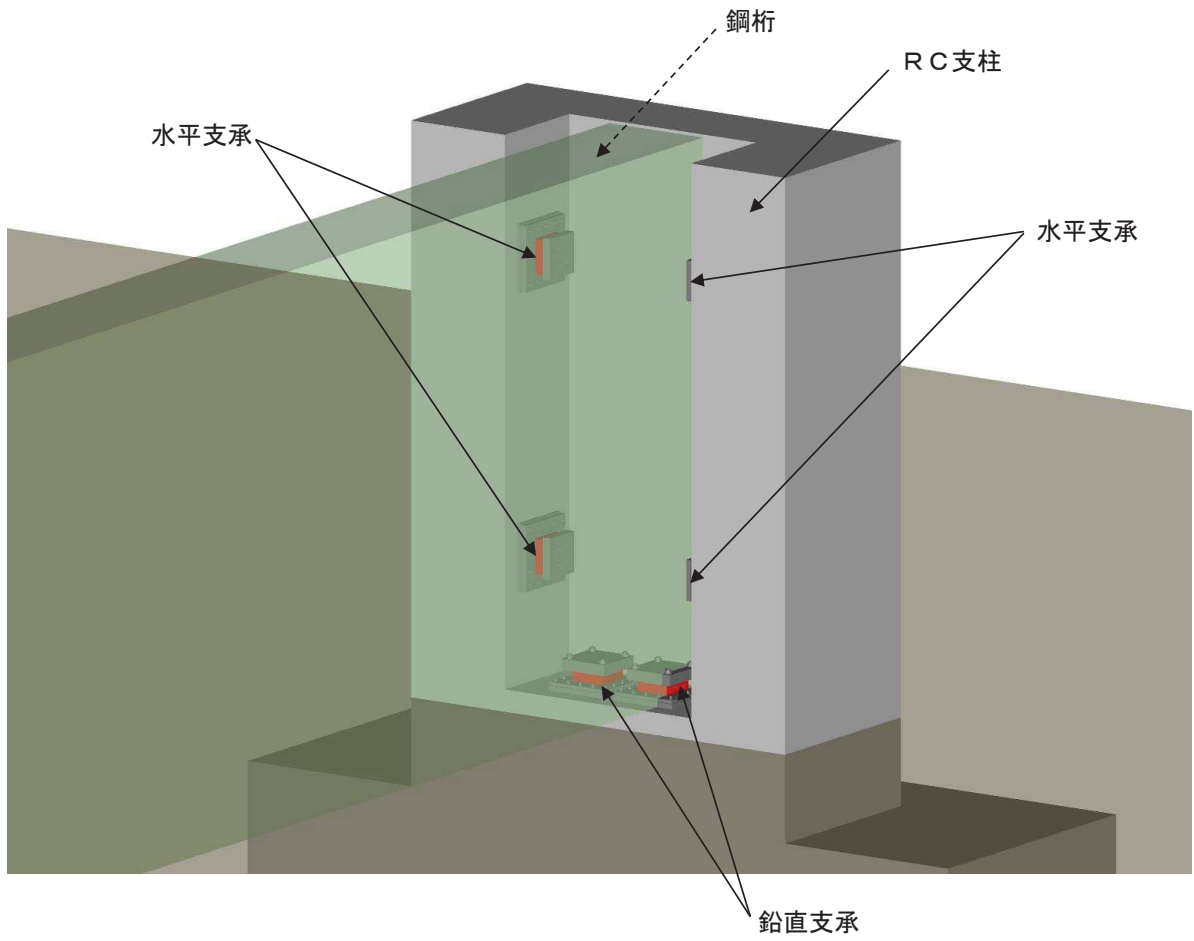
注記 \*1 : 一部, 場所打ちコンクリート杭 (鋼桁1-基礎2のみ)  
\*2 : ボイリング対策 (鋼桁2, 3, 5, 6のみ)

(全体図)



(鋼桁詳細図)

図 2-3(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要 (全体図・鋼桁詳細図)



(支承部の詳細図)

図 2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要



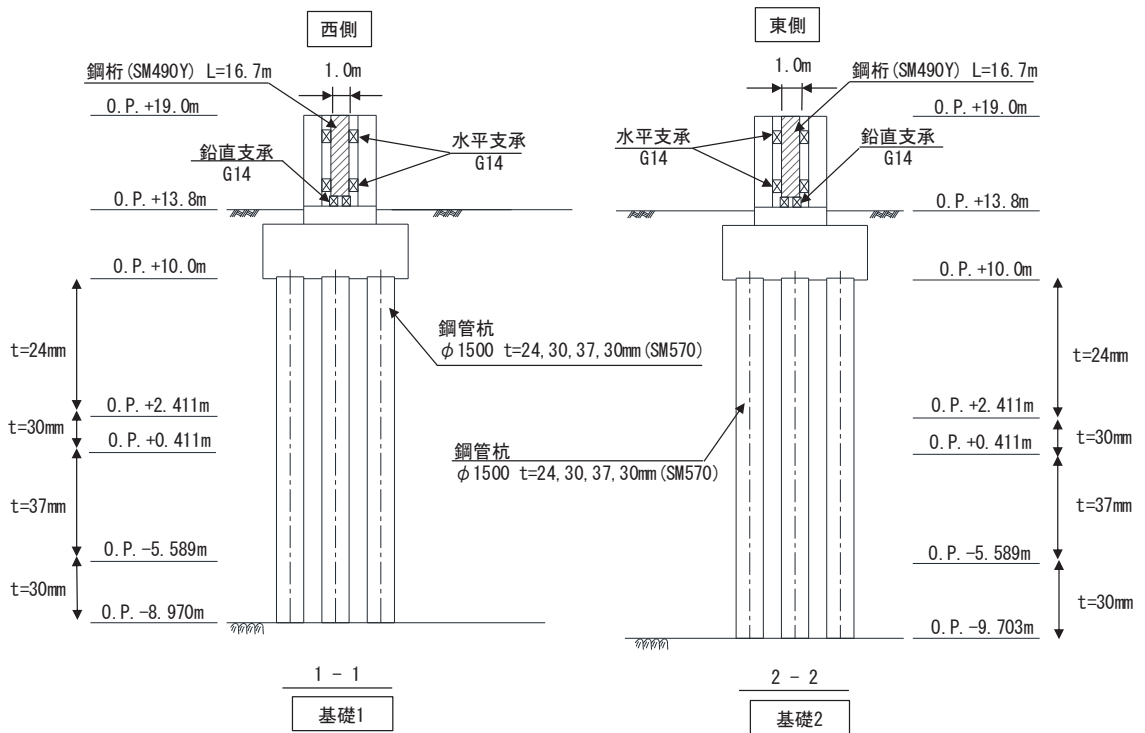
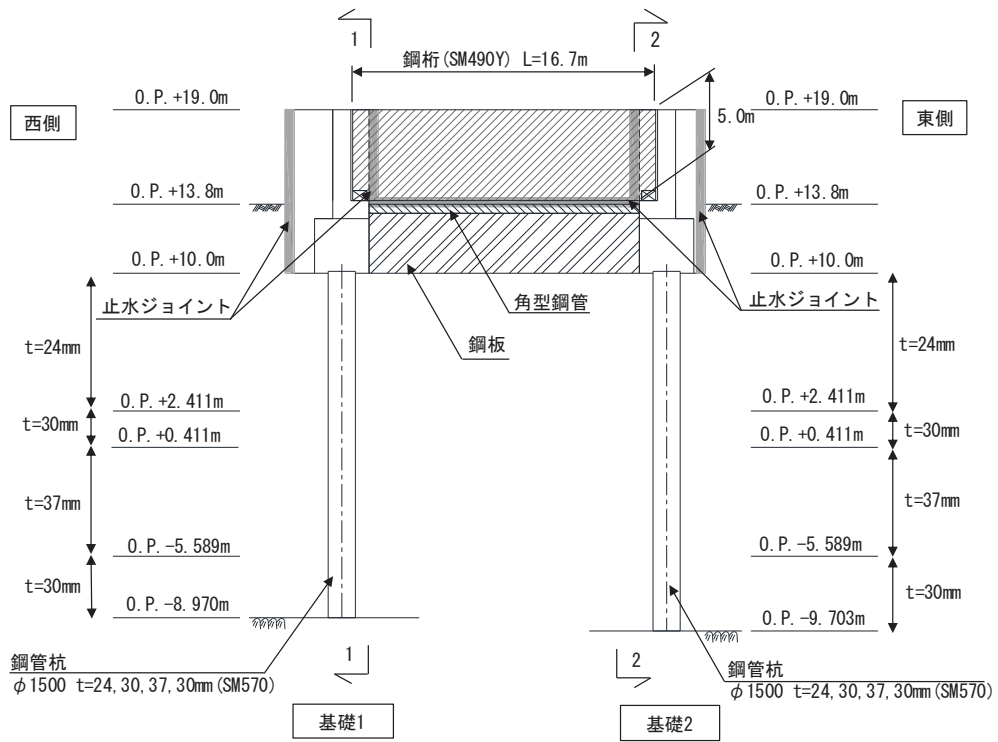


図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

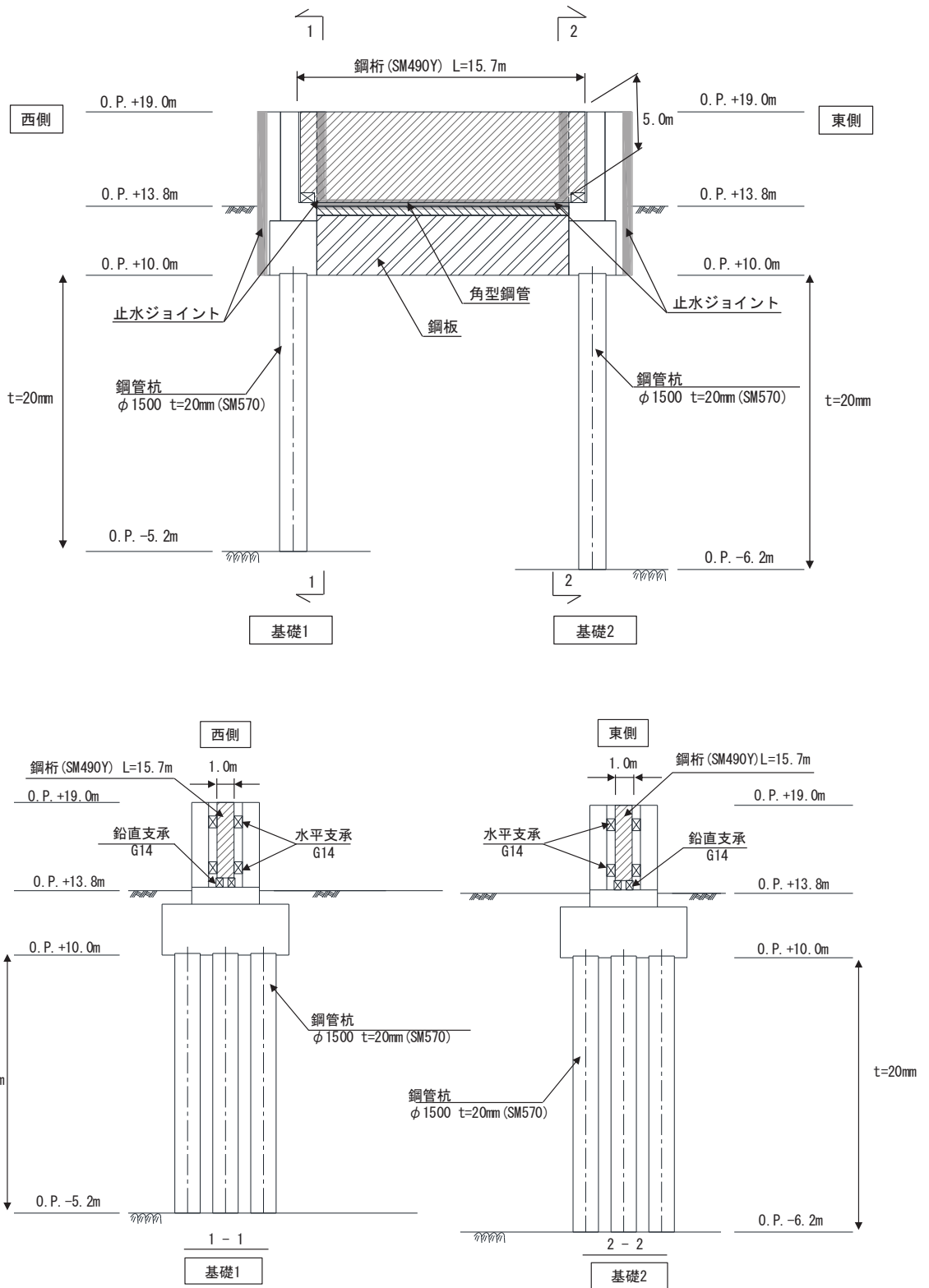


図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

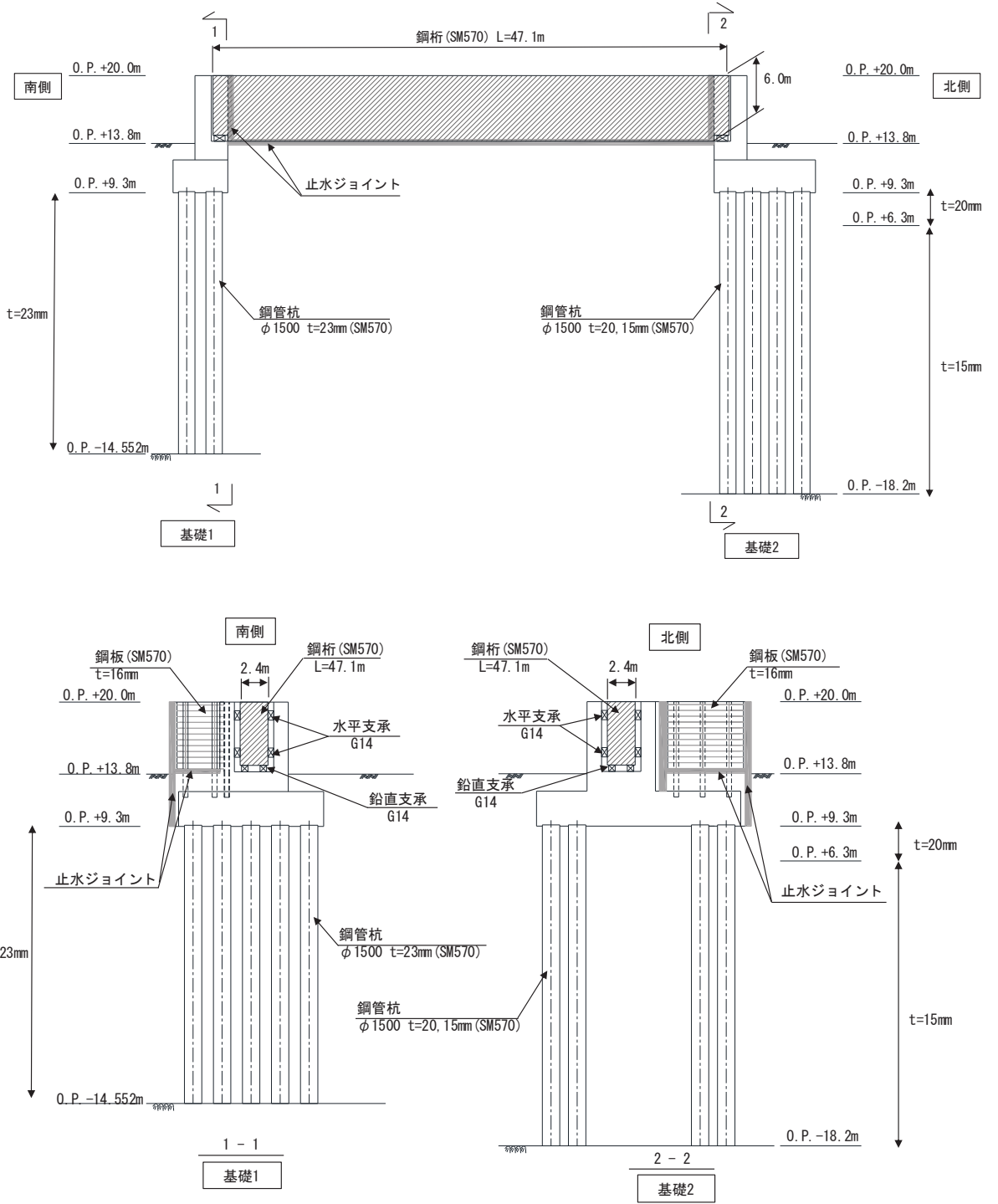


図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

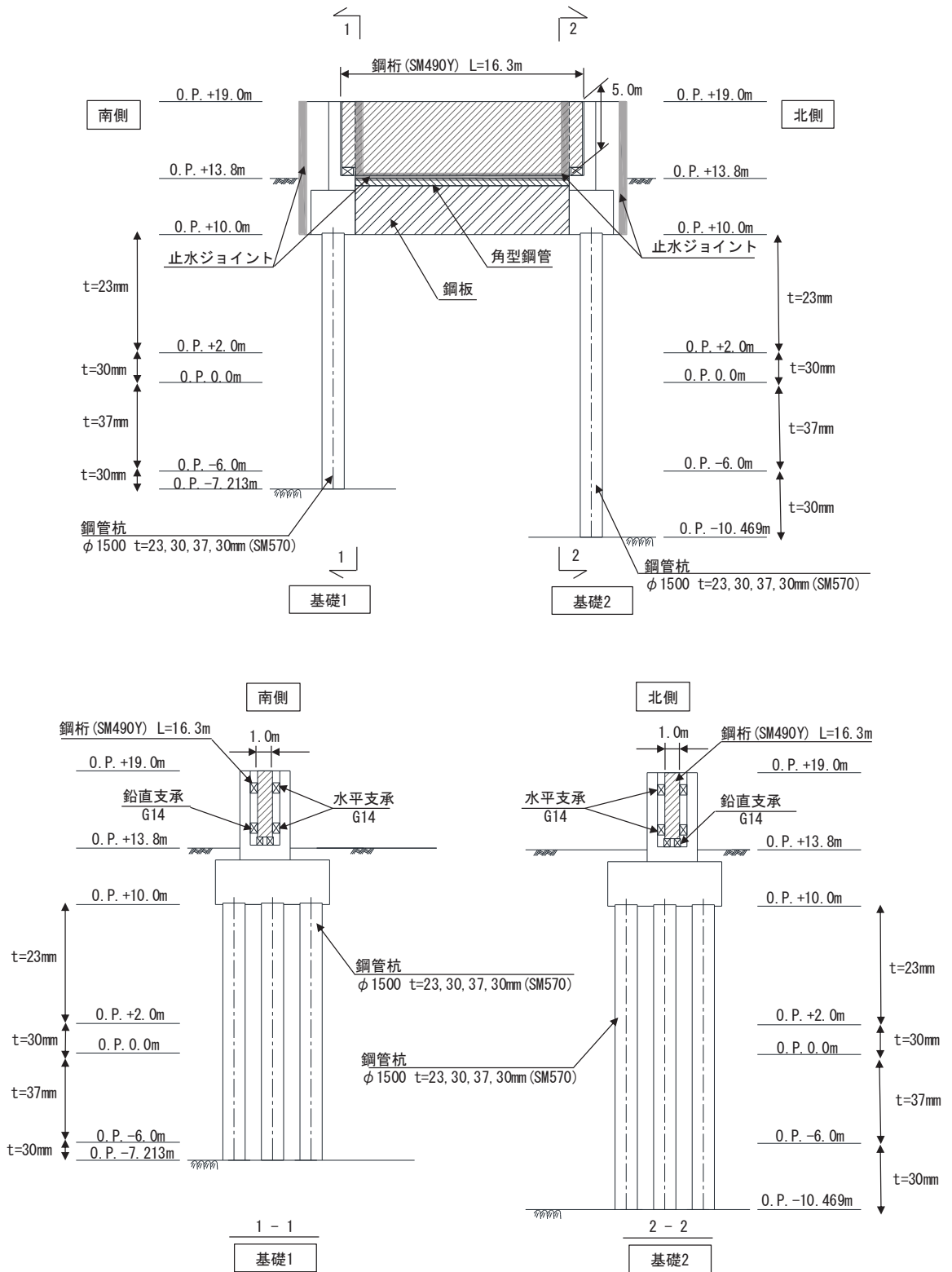


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図



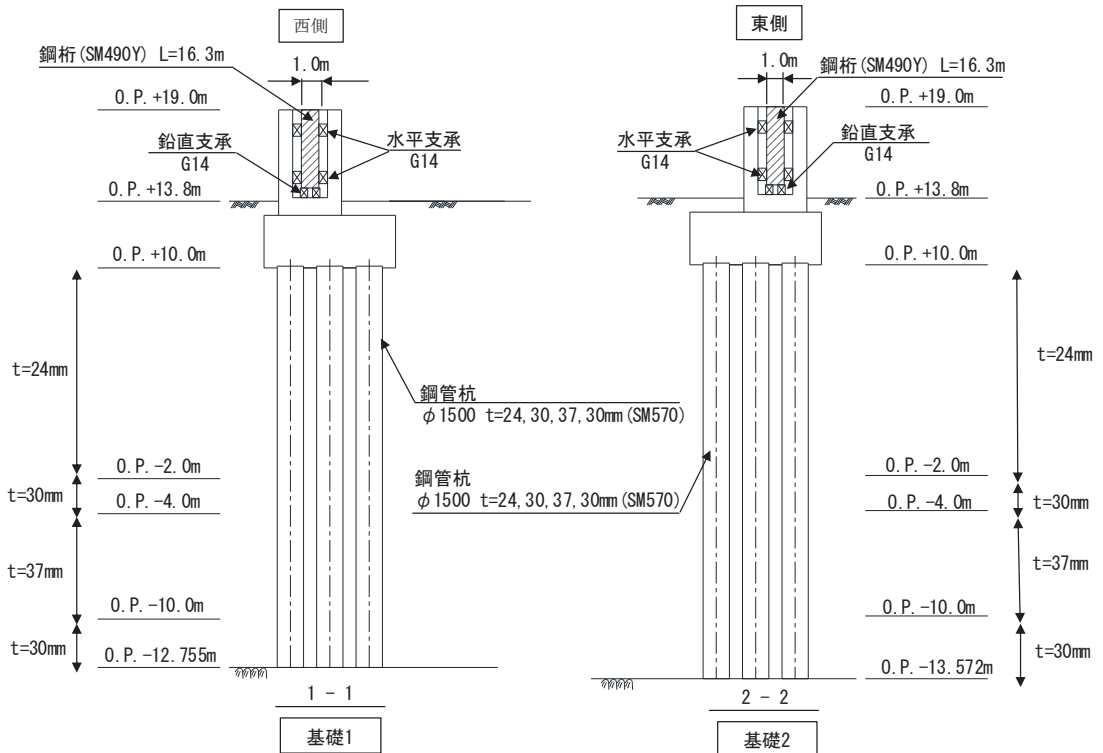
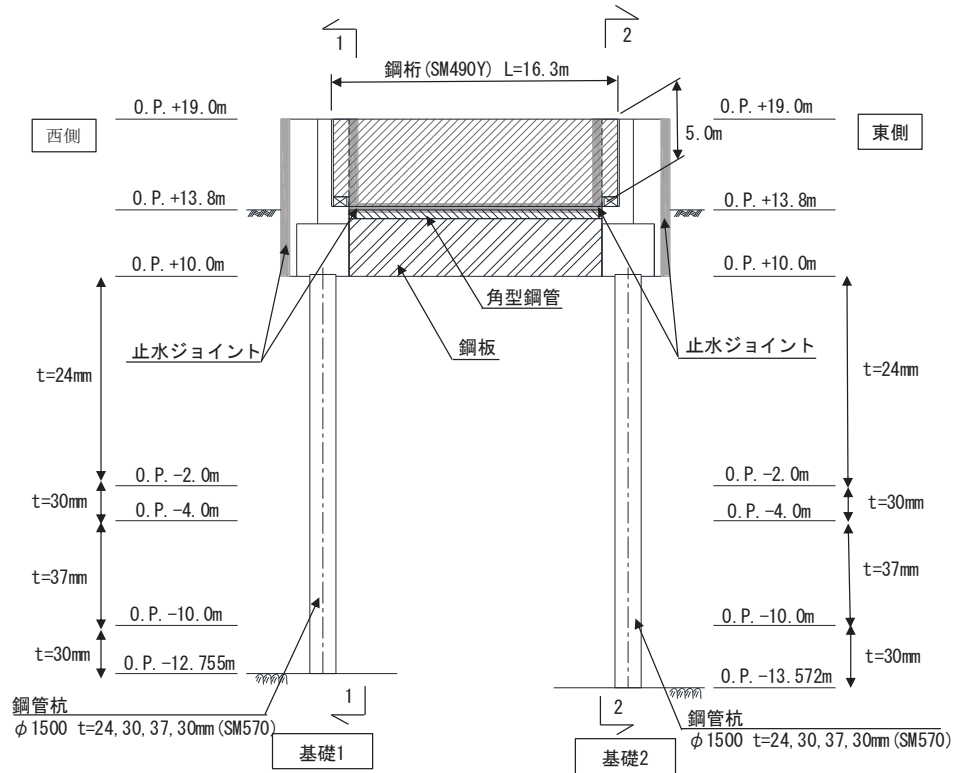
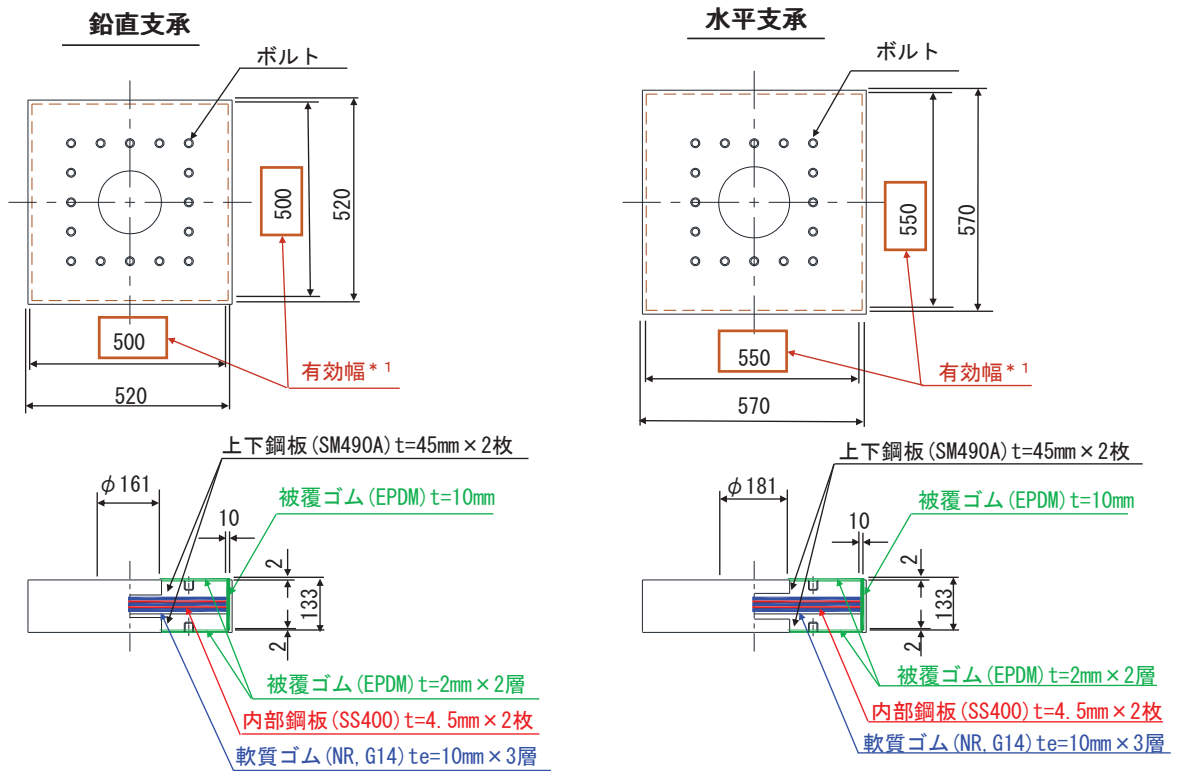
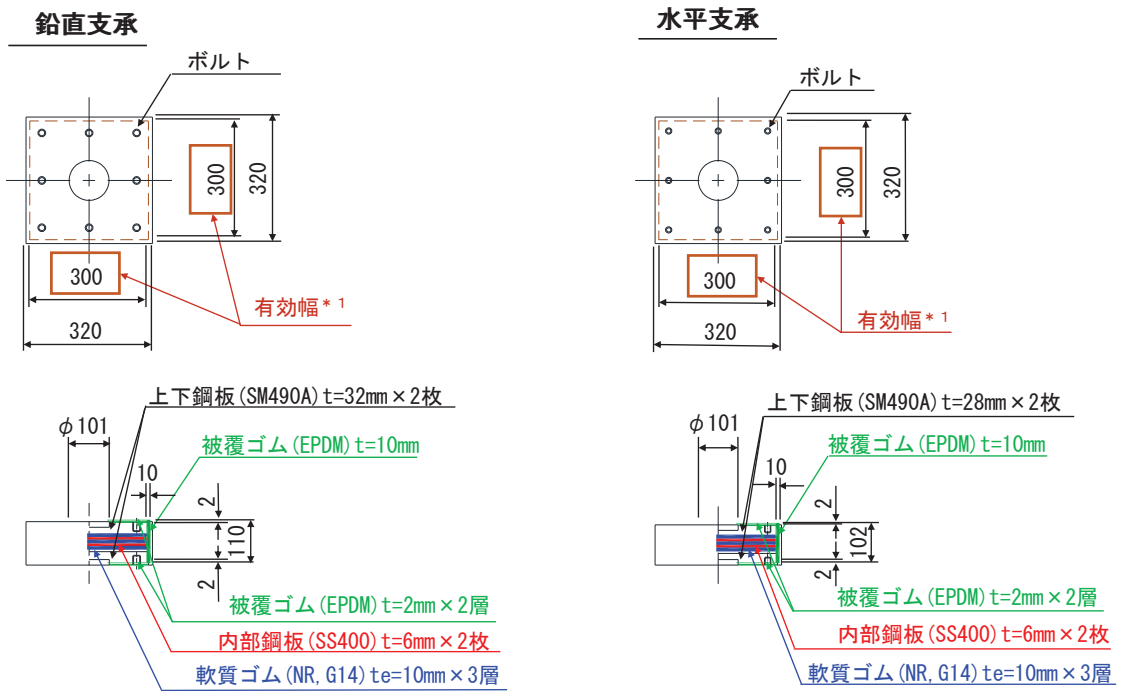


図 2-9 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 正面図及び断面図



注記\*1：被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 1, 4)



注記\*1：被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図

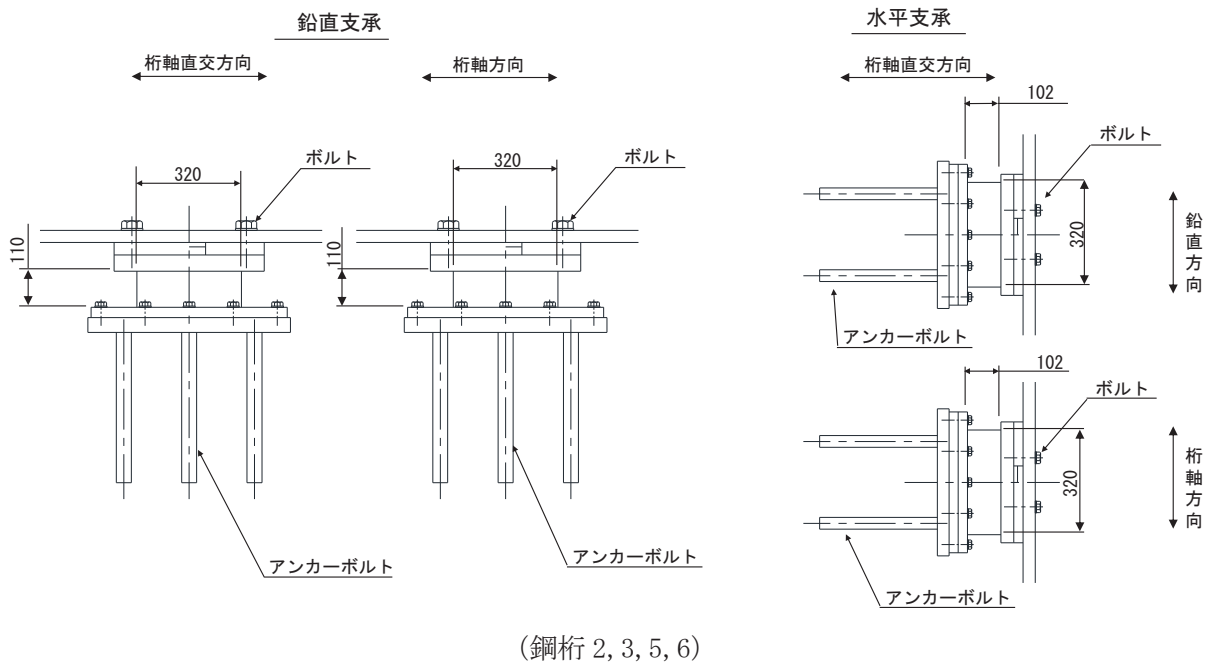
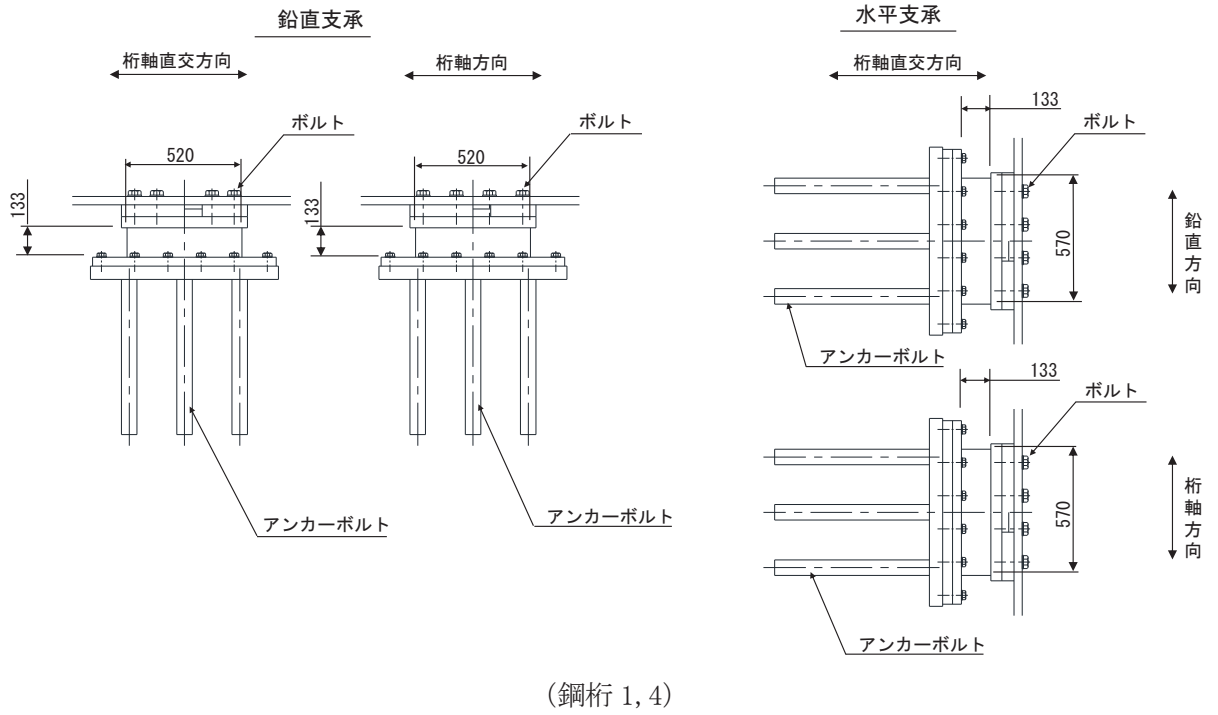


図 2-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の支取付部概要図

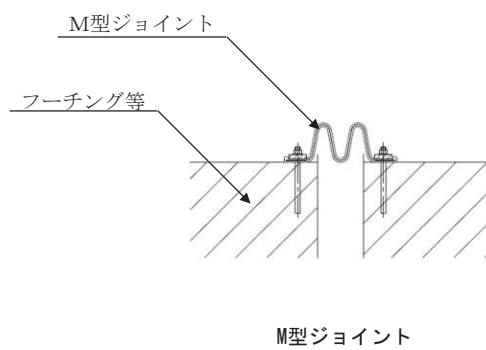


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼桁）が設置される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼桁）の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フローを図 2-13 に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度及び支持性能を有すること	構造部材の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮，せん断力）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造部材の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

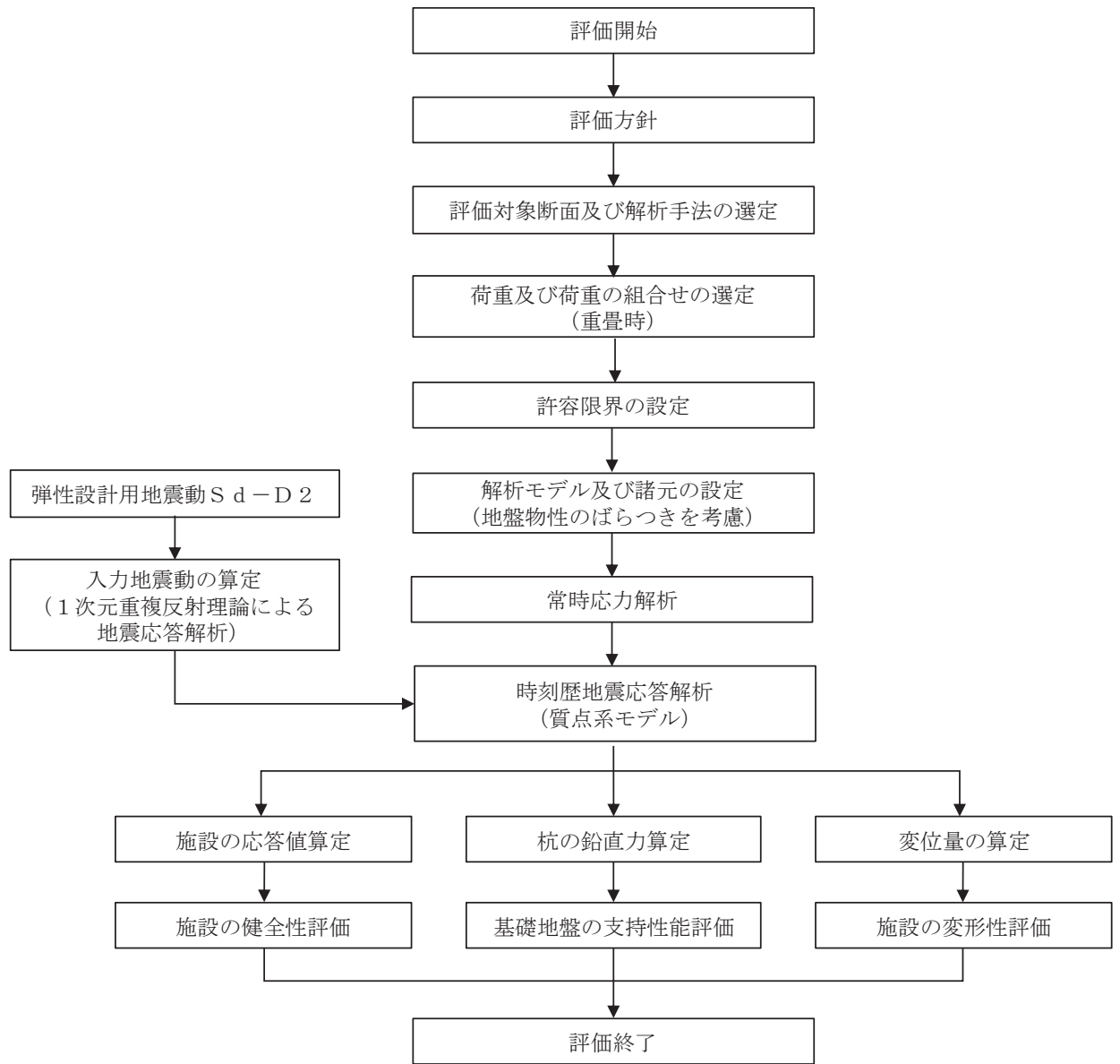


図 2-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成29年）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）



### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$G$	kN	固定荷重
$P_s$	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
$P_k$	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
$P_h$	kN/m <sup>2</sup>	浸水津波荷重
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度
$\sigma_{ce}$	N/mm <sup>2</sup>	地震時の圧縮応力
$R_L$	kN	下向きの反力
$A_{ce}$	mm <sup>2</sup>	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積
$\sigma_{cra}$	N/mm <sup>2</sup>	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値
$F$	—	ボイリングに対する安全率
$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	土の水中単位体積重量
$D$	m	フーチングの根入れ長さ(地表面高さ-フーチング下端高さ)
$h_w$	m	水位差(入力津波高さ-地表面高さ)
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
$My$	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
$M_2$	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
$N_2$	kN	鋼管杭の軸力
$\tau_2$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度
$S_2$	kN	鋼管杭に発生するせん断力
$A_2$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_2$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数

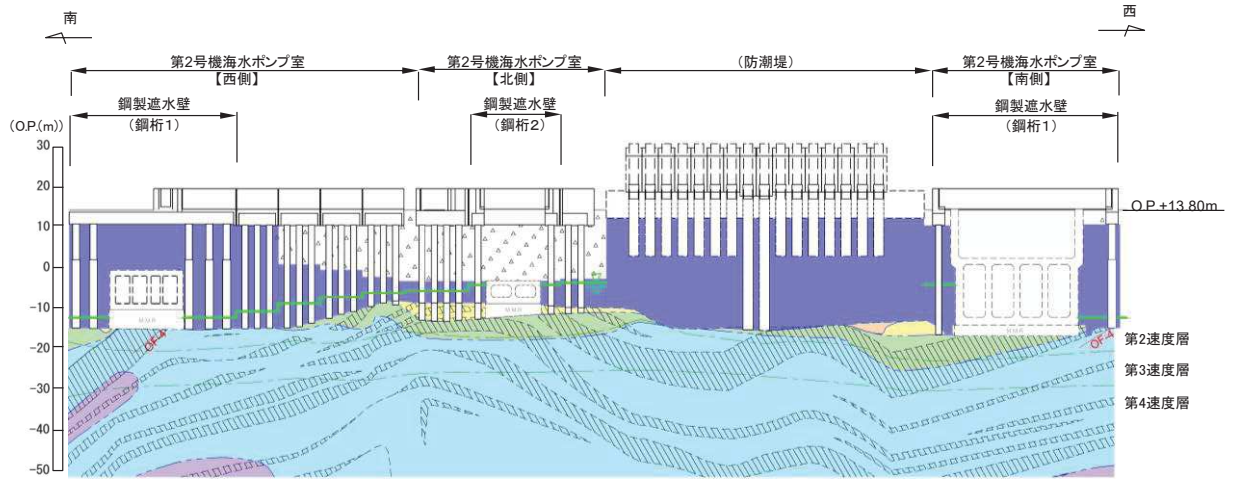
## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

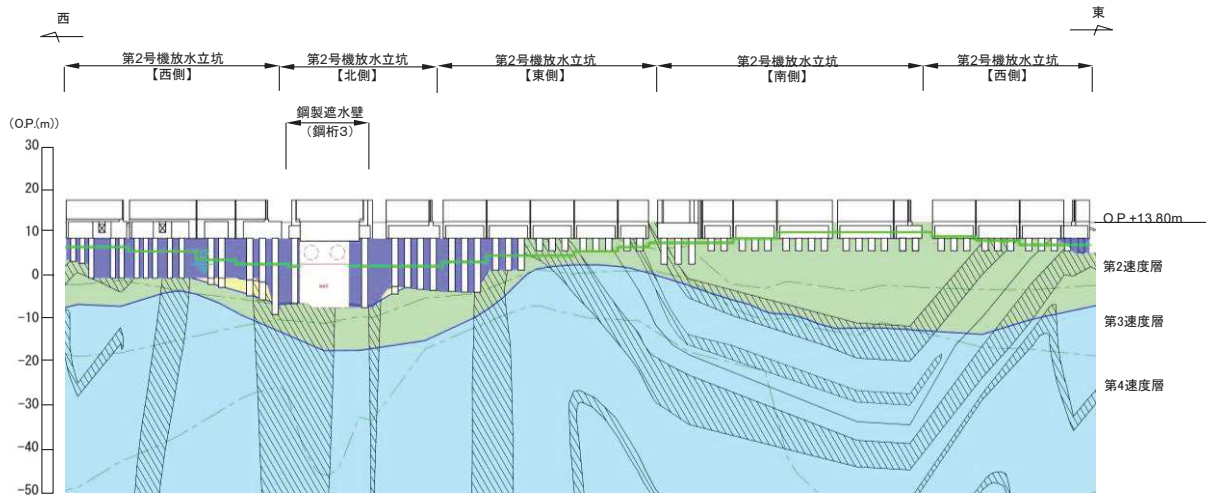
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。



(第2号機海水ポンプ室)

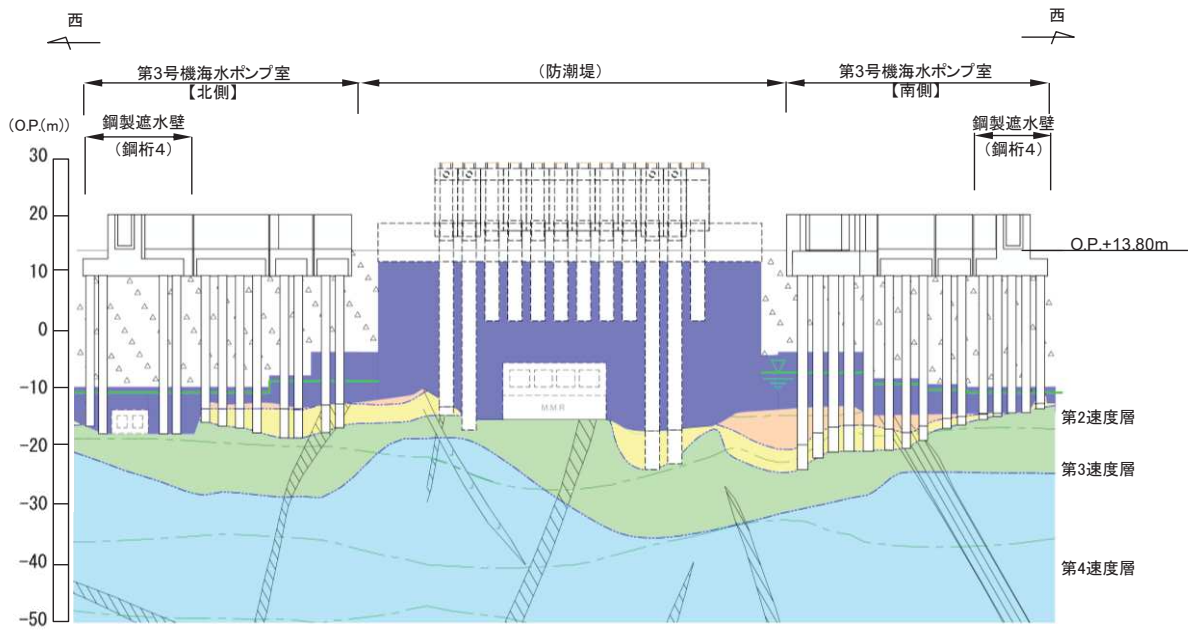


(第2号機放水立坑)

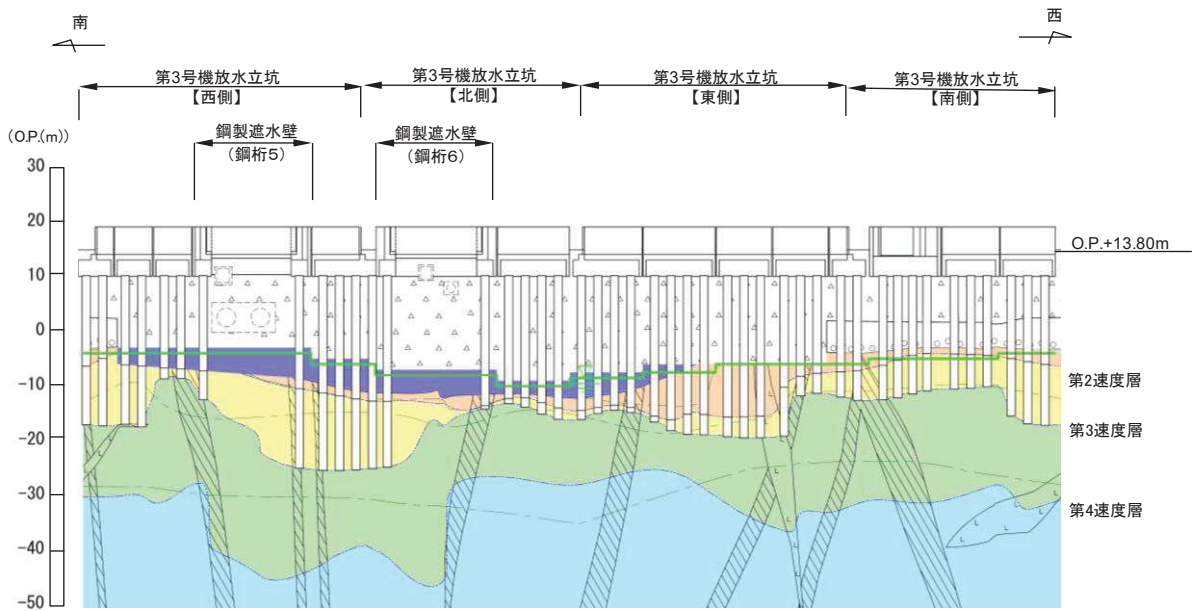
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-1(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図  
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C+ 級		旧 表 土
	C- 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

図 3-1(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図  
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)

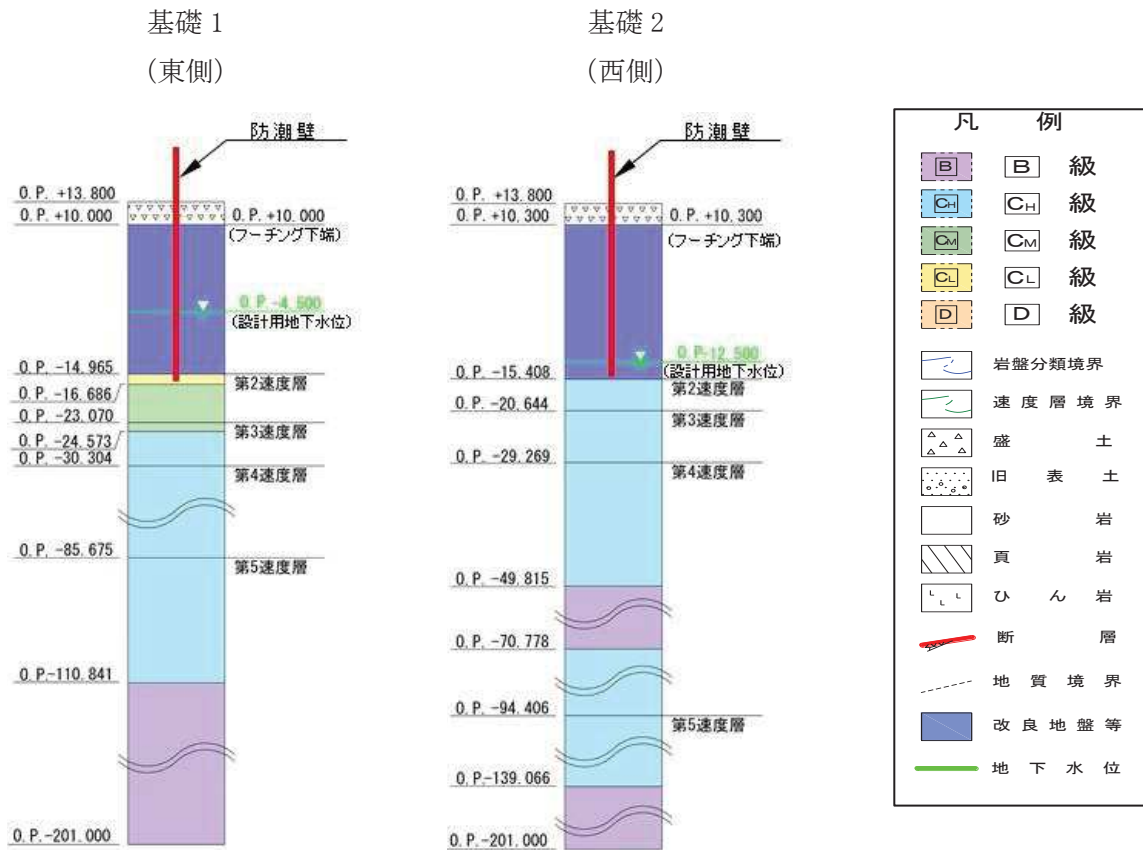


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

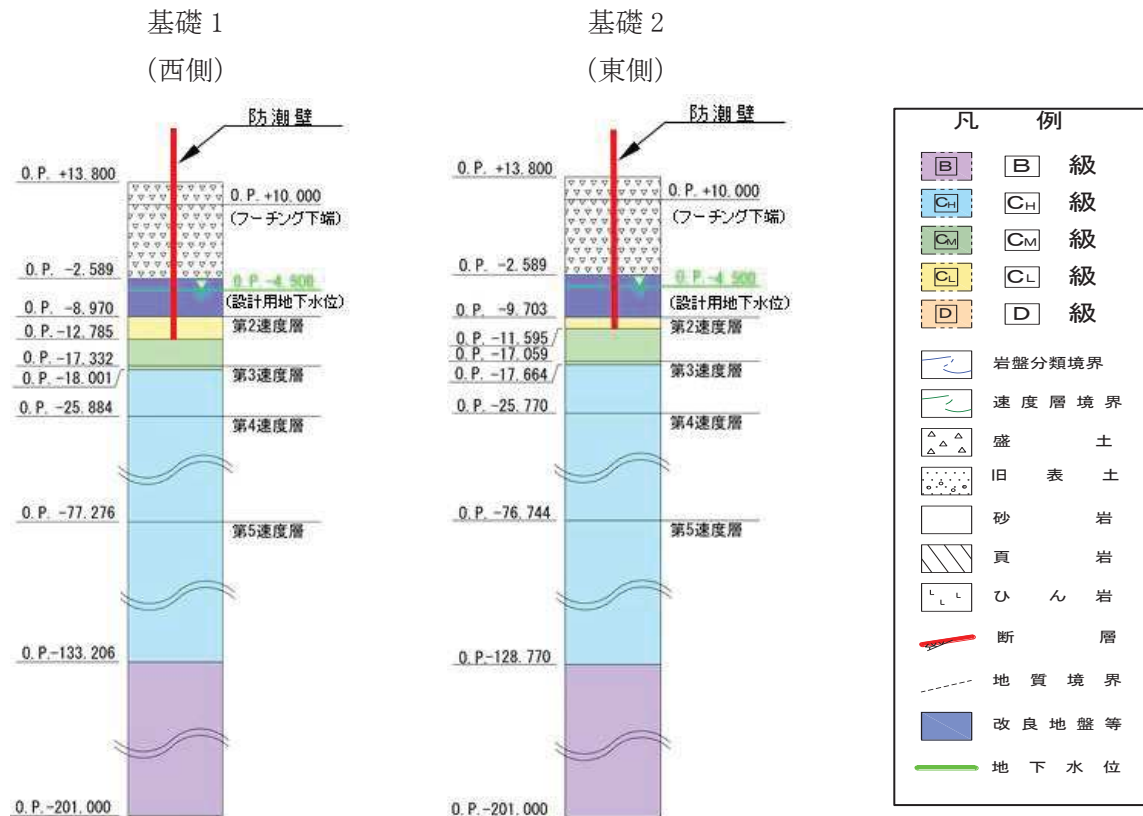
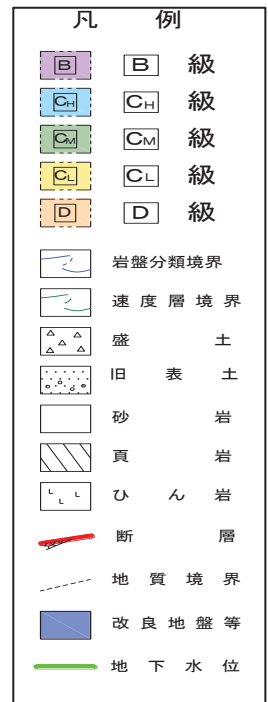
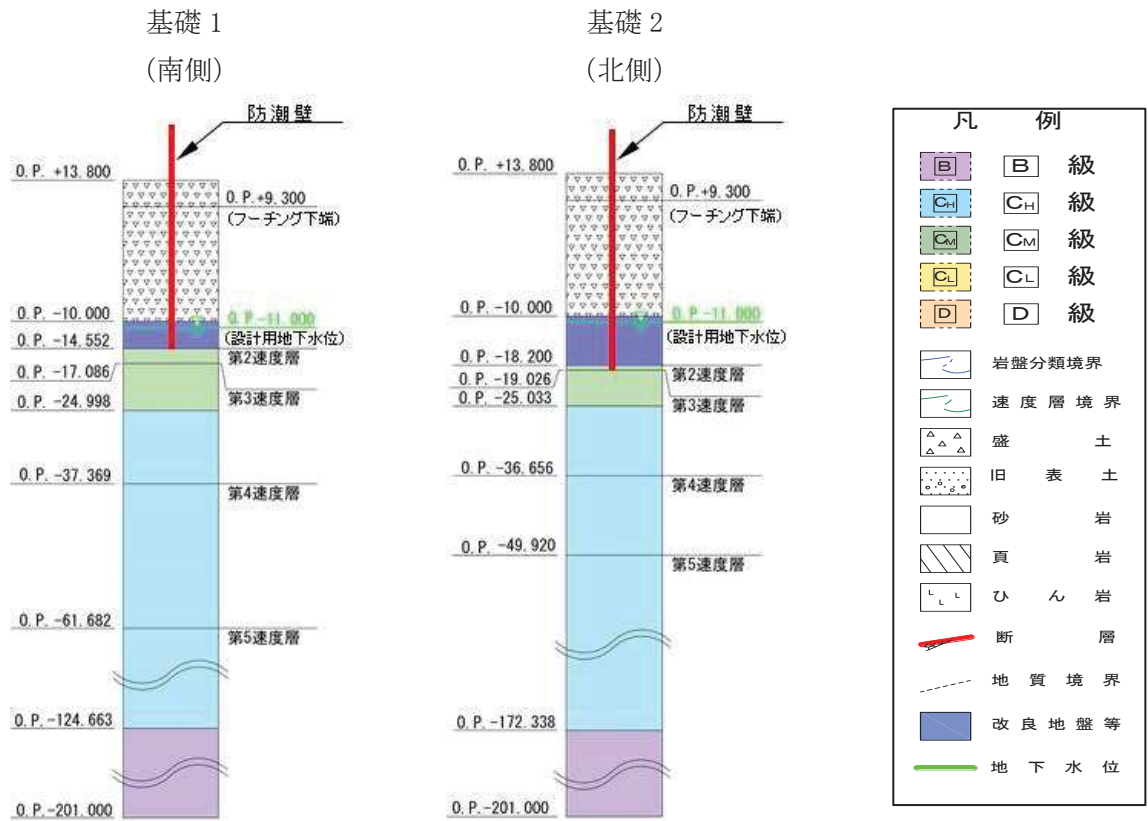
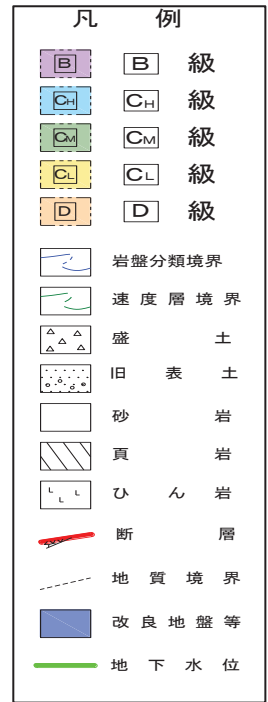
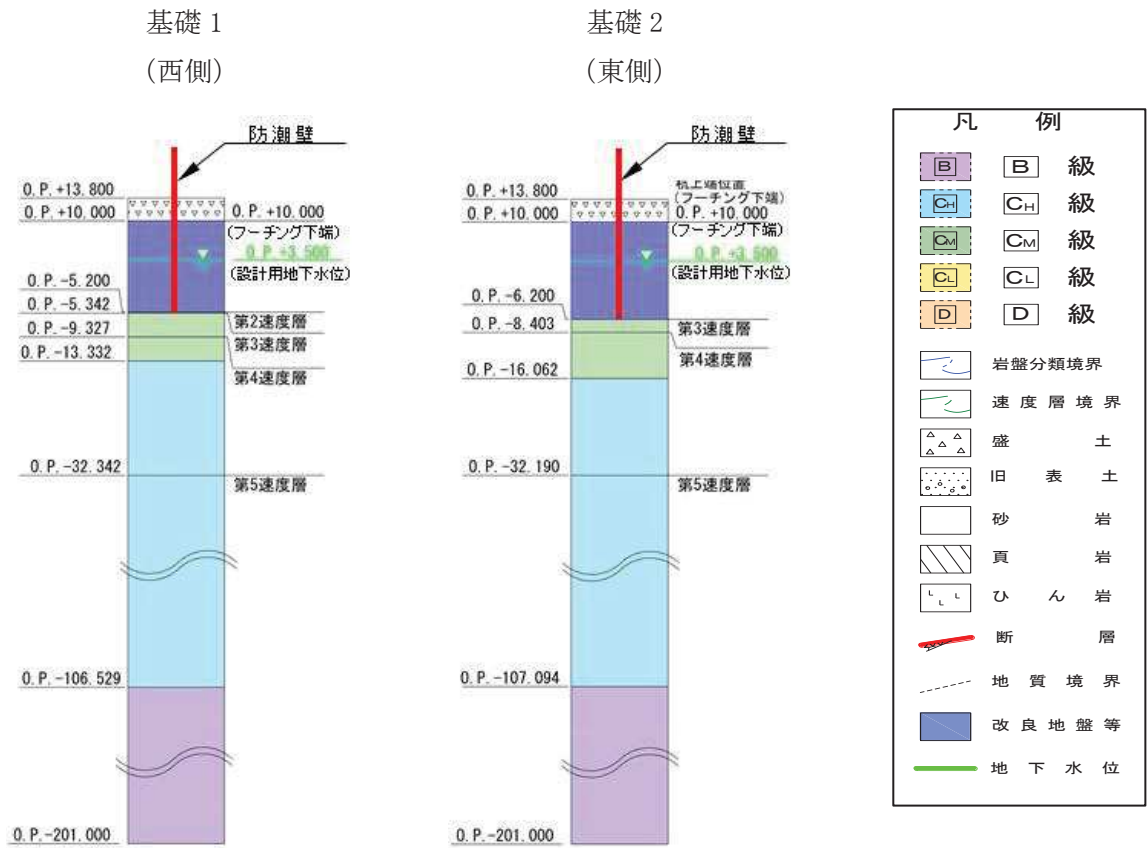


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)





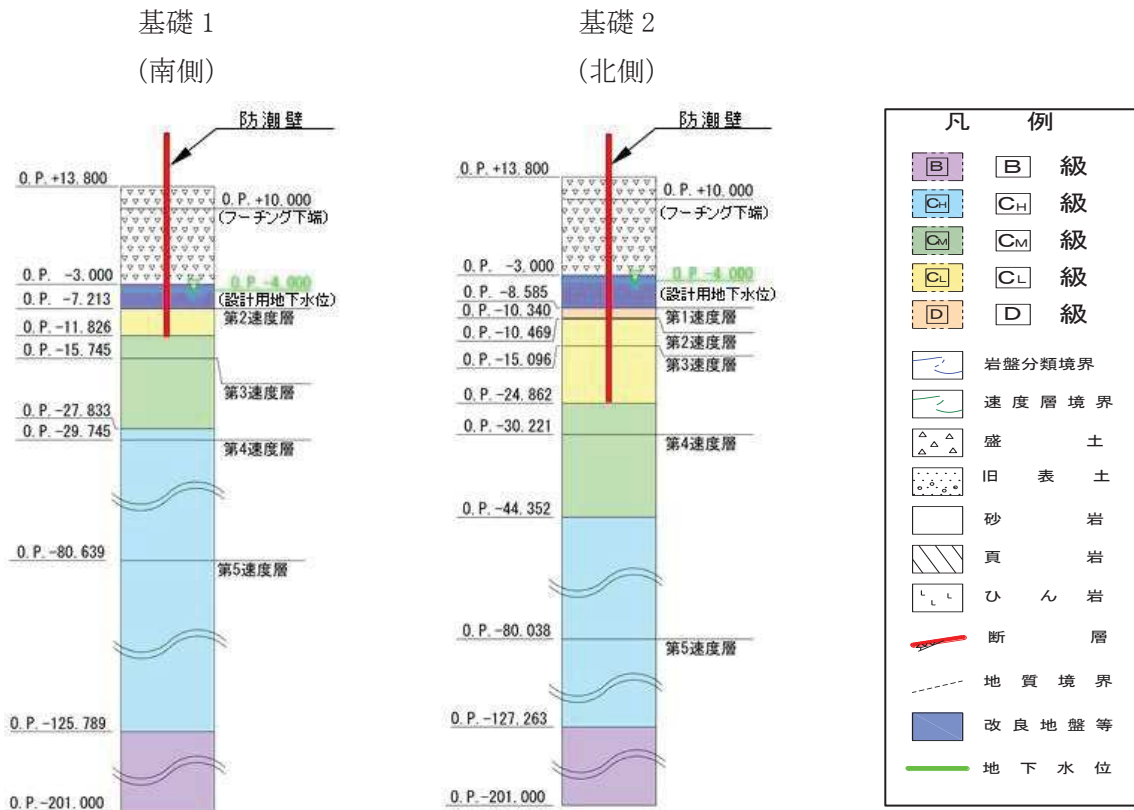


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

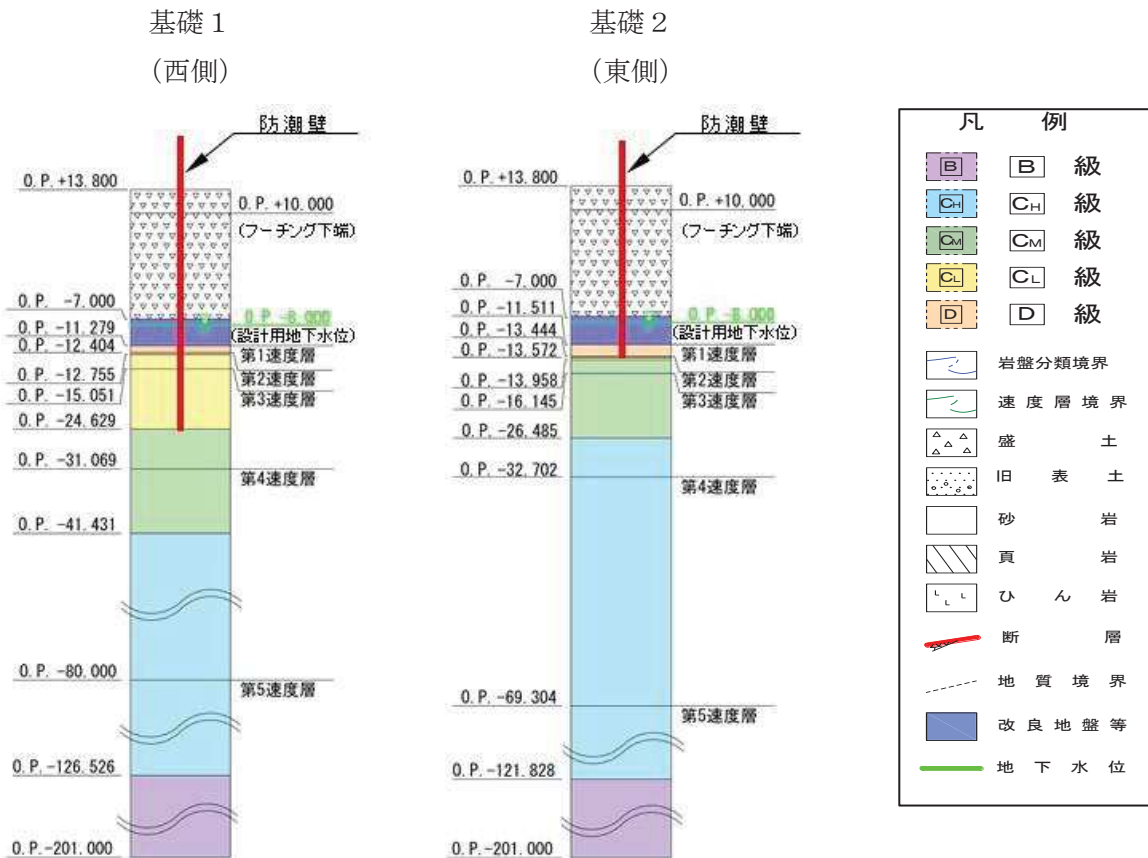


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼桁、RC支柱、鉛直支承、水平支承、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭を支持する基礎地盤とする。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N}/\text{m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN}/\text{m}^2$  を考慮する。

(3) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。荷重は、設計基準風速を  $30\text{m}/\text{s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼桁 1～鋼桁 6 (杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面) について  $0.4\text{m}$  の沈下を考慮する。

(5) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

#### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-3 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重  
 K<sub>Sd</sub> : 余震荷重  
 P<sub>k</sub> : 風荷重  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重

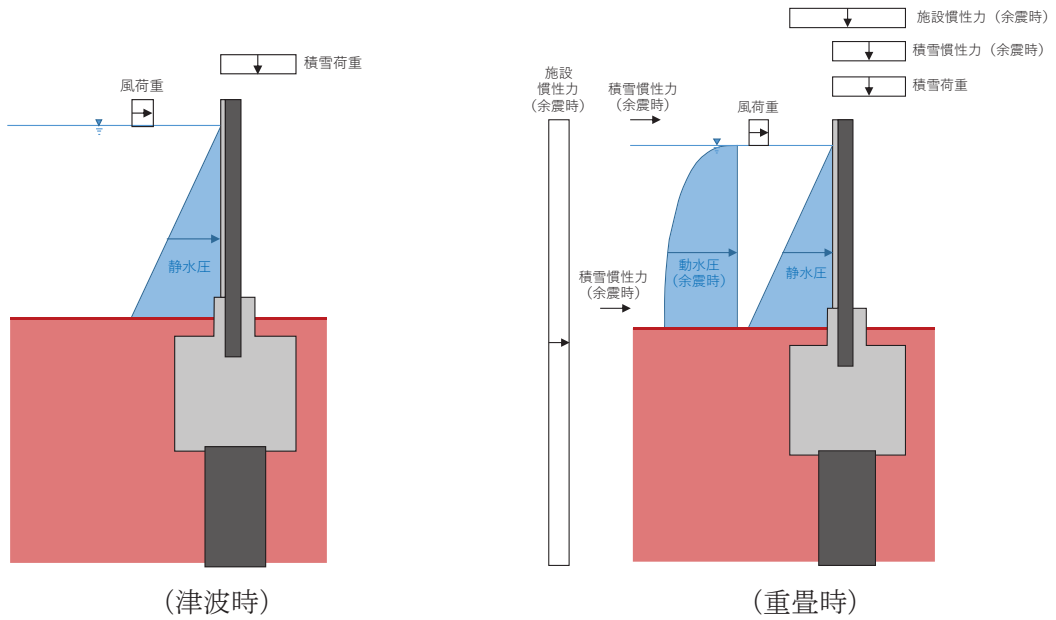


図 3-3 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-3に示す短期許容応力度とする。

表3-3 鋼桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
SM490Y	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	174～210	261～315
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
SM570 (鋼桁1)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	215～255	322～382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
SM570 (鋼桁4)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	177～255	265～382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：部材ごとに局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

#### 3.4.2 RC支柱

RC支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（社）土木学会，2002年制定）」に基づき、曲げ・引張については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき、表3-4に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3-4 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会，平成 16 年 4 月）」に基づき，表 3-5 に示す許容圧縮応力度とする。

表 3-5 水平支承・鉛直支承の許容限界

種別	許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
G14 (鋼桁 2, 3, 5, 6) 水平・鉛直支承	70
G14 (鋼桁 1, 4) 水平支承	235
G14 (鋼桁 1, 4) 鉛直支承	194

### 3.4.4 フーチング

フーチングの許容限界は，曲げ・圧縮については，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）」及び「道路土工カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）」に基づき，曲げ・引張については「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」及び「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）」に基づき，表 3-6 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）」に基づくせん断耐力とする。

なお，フーチング下端位置については，防潮壁下部からの津波の回り込みやボーリングの可能性を考慮した深さに設定することとし，「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学

会)」に基づき、表 3-7 に示すボイリングに対する安全率を許容限界とする。

表 3-6 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3-7 ボイリングに対する許容限界

評価項目	許容限界
ボイリングに対する安全率	1.2 以上

### 3.4.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

鋼管杭及び場所打ちコンクリートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、鋼管杭については、表 3-8(1) に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。場所打ちコンクリート杭については、表 3-8(2) に示す鉄筋の降伏応力度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。

杭頭部については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3-9 に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-8(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SKK490 ( $t < 40\text{mm}$ )	315	160
	SM570 ( $t < 40\text{mm}$ )	450	260

表 3-8(2) 場所打ちコンクリート杭の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
場所打ち コンクリート杭	軸方向鉄筋(SD490)	490
	帯鉄筋(SD345)	345

表 3-9 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

#### 3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-10 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

#### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-11 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-11 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)	
極限支持力	鋼桁 1 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	10996
		基礎 2	13.7	12109
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7963
		基礎 2	13.7	7970
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7254
		基礎 2	13.7	7730
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	11943
		基礎 2	11.4	13617
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	7384
		基礎 2	11.4	8947
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	10623
		基礎 2	11.4	11015

### 3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

#### 3.5.1 重畳時

##### (1) 解析方法

鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。解析モデル概念図を図 3-4 に示す。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

弾性設計用地震動 S d - D 2 に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、前述の通り、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析に用いる解析コードは、「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用する。また、地盤応答の作成に用いる解析コードは、「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



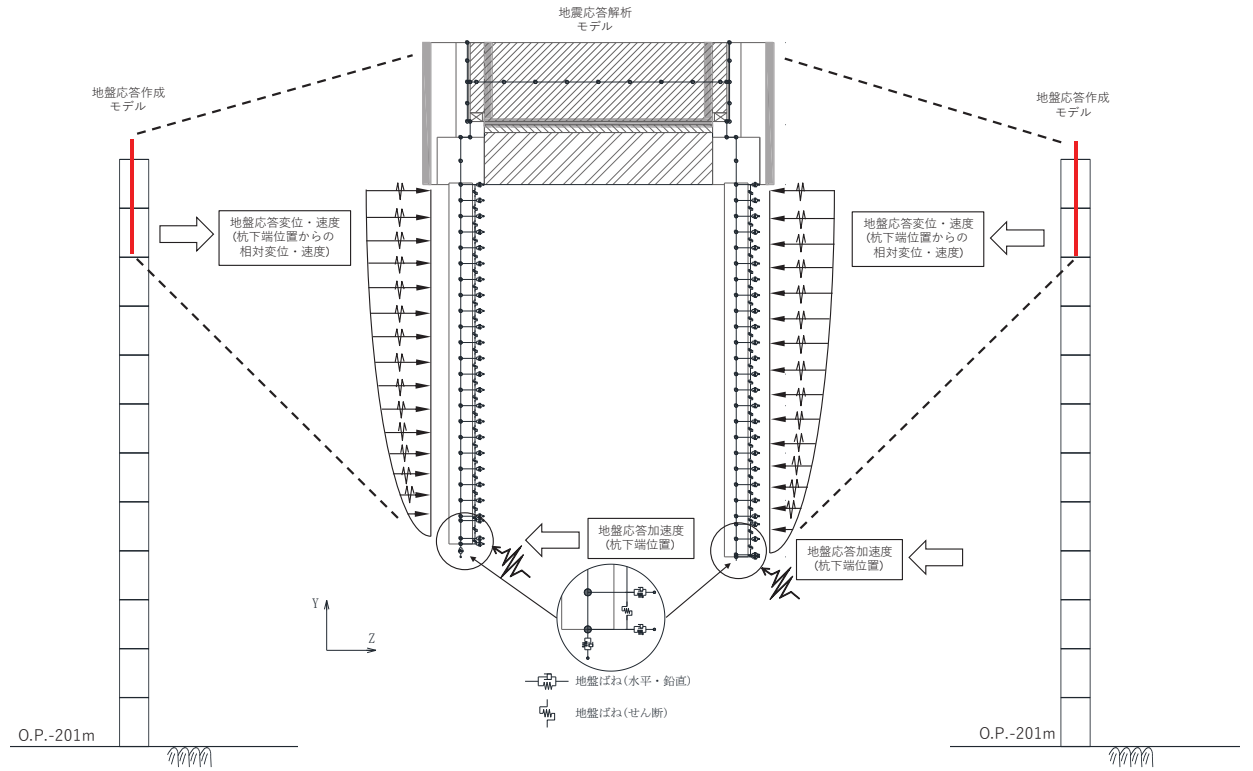


図 3-4 解析モデル概念図

a. 構造部材

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-12 に示す解析ケースを設定する。

図 3-1 及び図 3-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼桁）の周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、これらの地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「d. 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-12 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 $\sigma$	平均値

## c. 減衰定数

地震応答解析における減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 3-13 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-14 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-13 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%
ゴム支承	5.5%	—

表 3-14(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	0.406	0.0002
鋼桁 2	0.522	0.0007
鋼桁 3	3.419	0.0001
鋼桁 4	0.282	0.0011
鋼桁 5	1.254	0.0003
鋼桁 6	0.536	0.0007

表 3-14(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	0.609	0.0004
鋼桁 2	0.783	0.0011
鋼桁 3	5.128	0.0001
鋼桁 4	0.422	0.0016
鋼桁 5	0.783	0.0011
鋼桁 6	0.804	0.0010

表 3-14(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	1.0144	0.0006
鋼桁 2	1.306	0.0018
鋼桁 3	8.547	0.0002
鋼桁 4	0.704	0.0027
鋼桁 5	1.306	0.0018
鋼桁 6	1.340	0.0017

表 3-14(4) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 ( $h=5.5\%$ )

部材	鋼桁軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	1.116	0.0007
鋼桁 2	1.436	0.0020
鋼桁 3	9.402	0.0002
鋼桁 4	0.774	0.0029
鋼桁 5	1.436	0.0020
鋼桁 6	1.474	0.0019

d. 重畳時の解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d-D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3-15 に示す。

表 3-15 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		---*	○	

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

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-5 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (鋼桁 1~3) は図 3-6 に、第 3 号機側 (断面①~③) は図 3-7 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

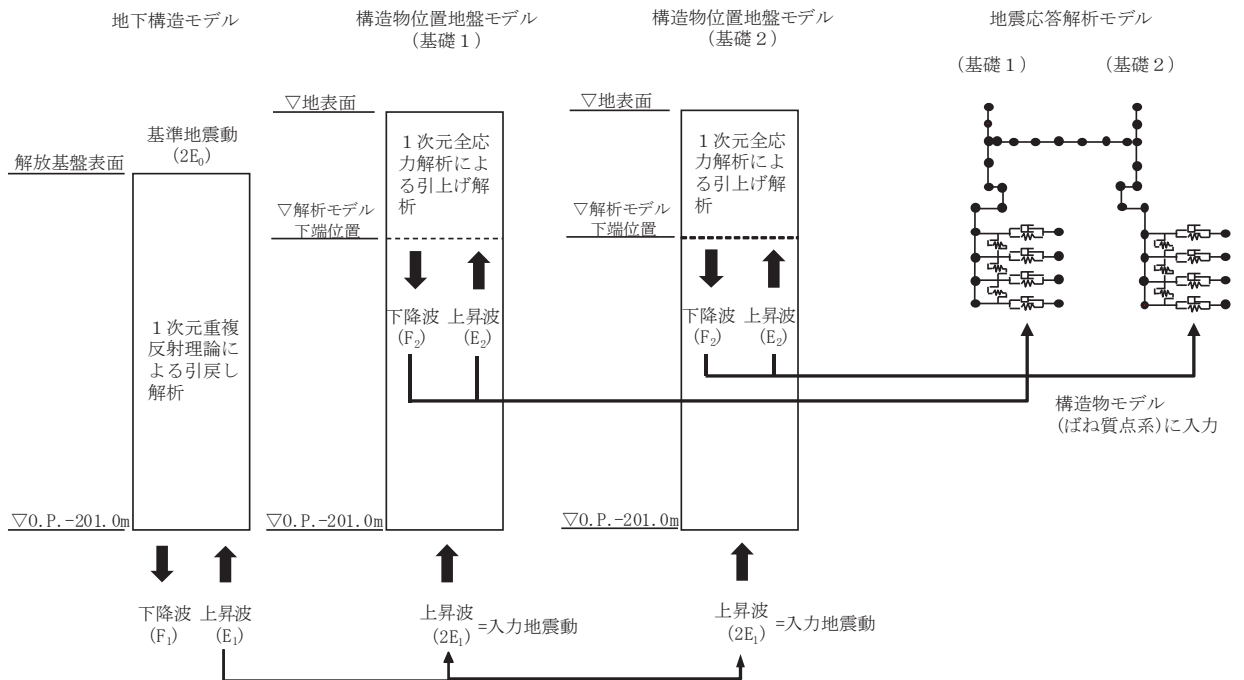
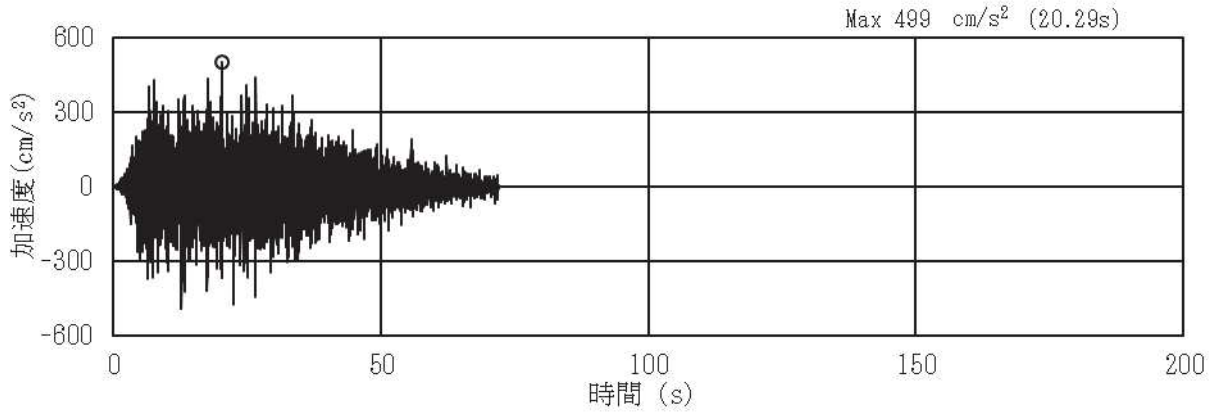
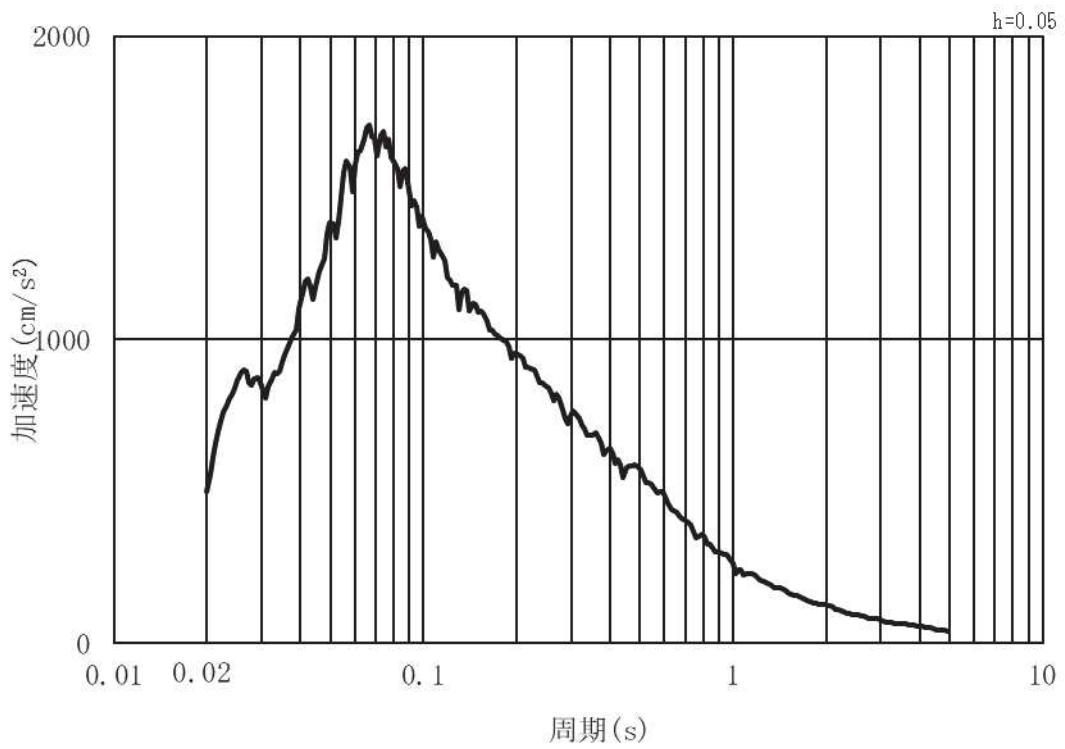


図 3-5 入力地震動算定の概念図

a. 鋼桁 1, 鋼桁 2, 鋼桁 3



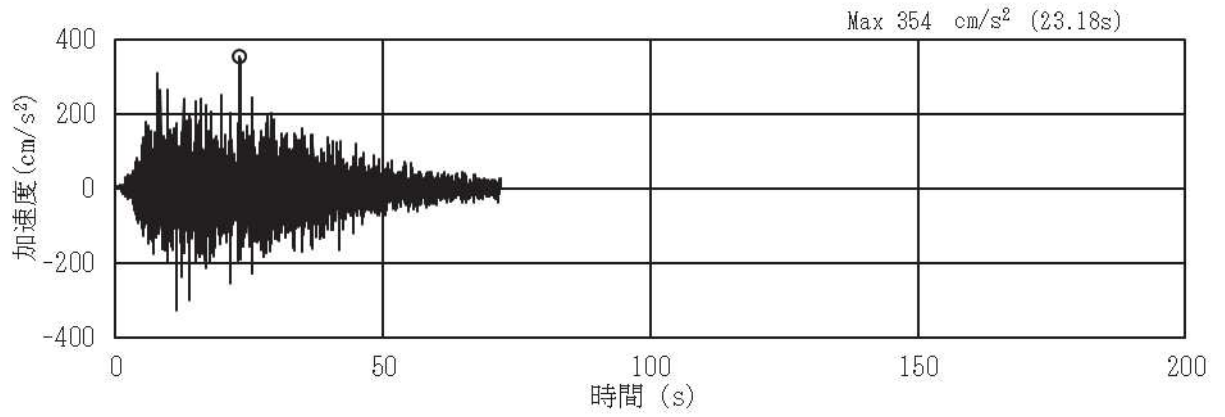
(a) 加速度時刻歴波形



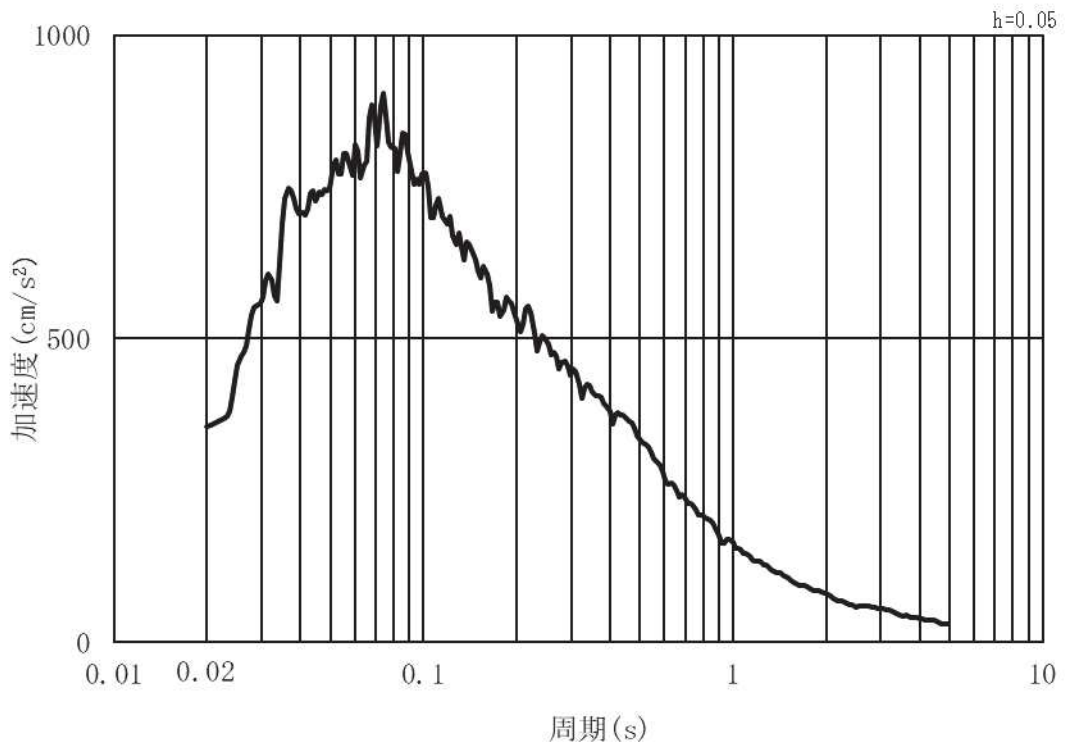
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2) 第 2 号機側





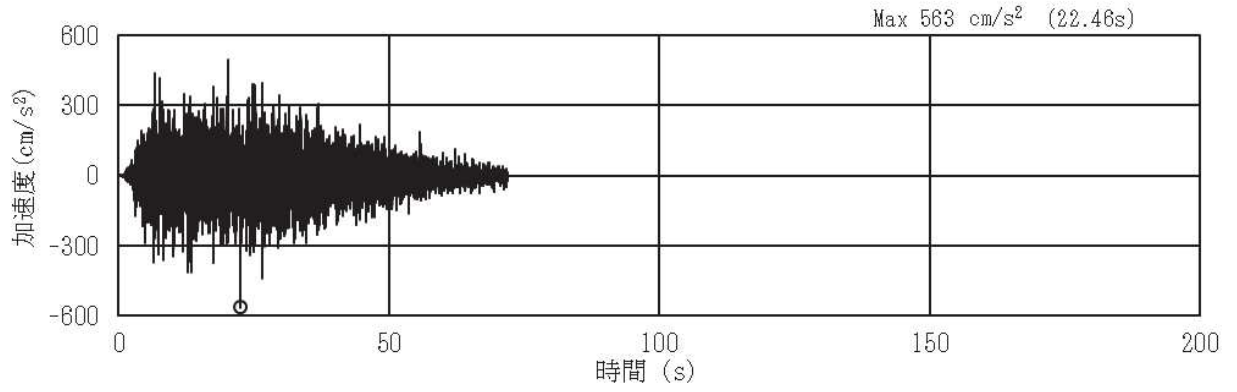
(a) 加速度時刻歴波形



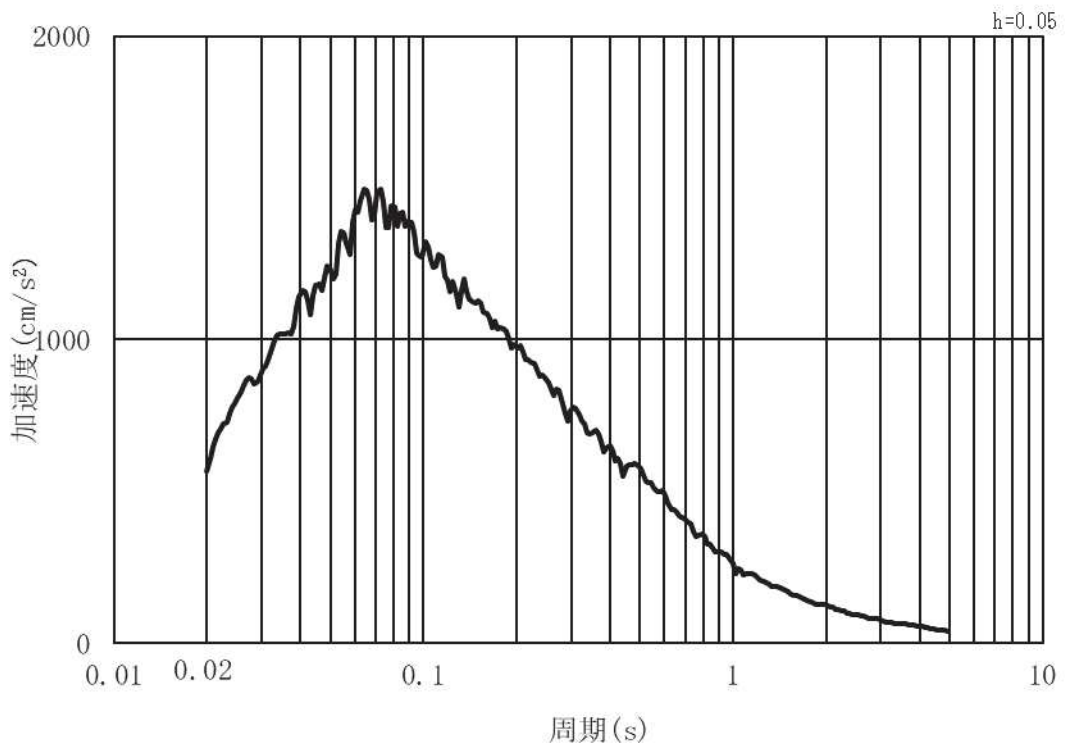
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

b. 鋼桁 4, 鋼桁 5, 鋼桁 6

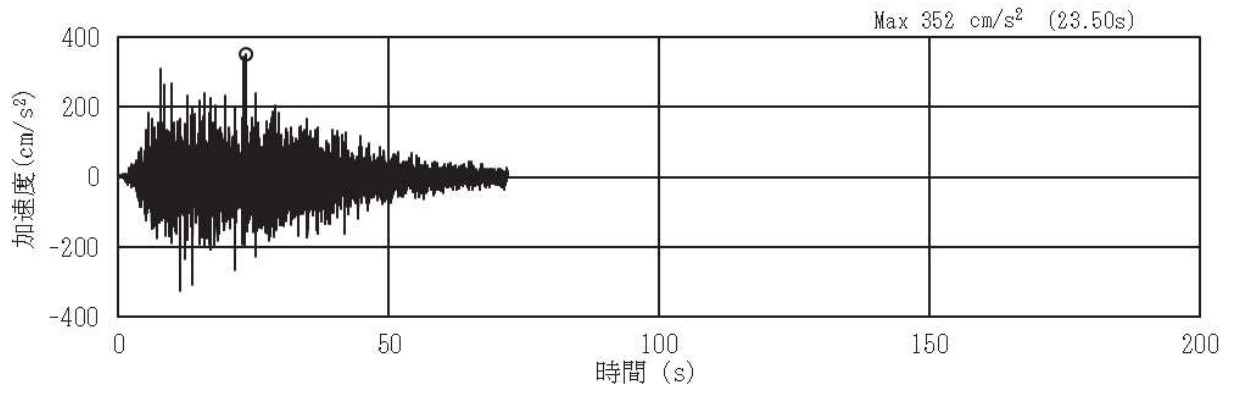


(a) 加速度時刻歴波形

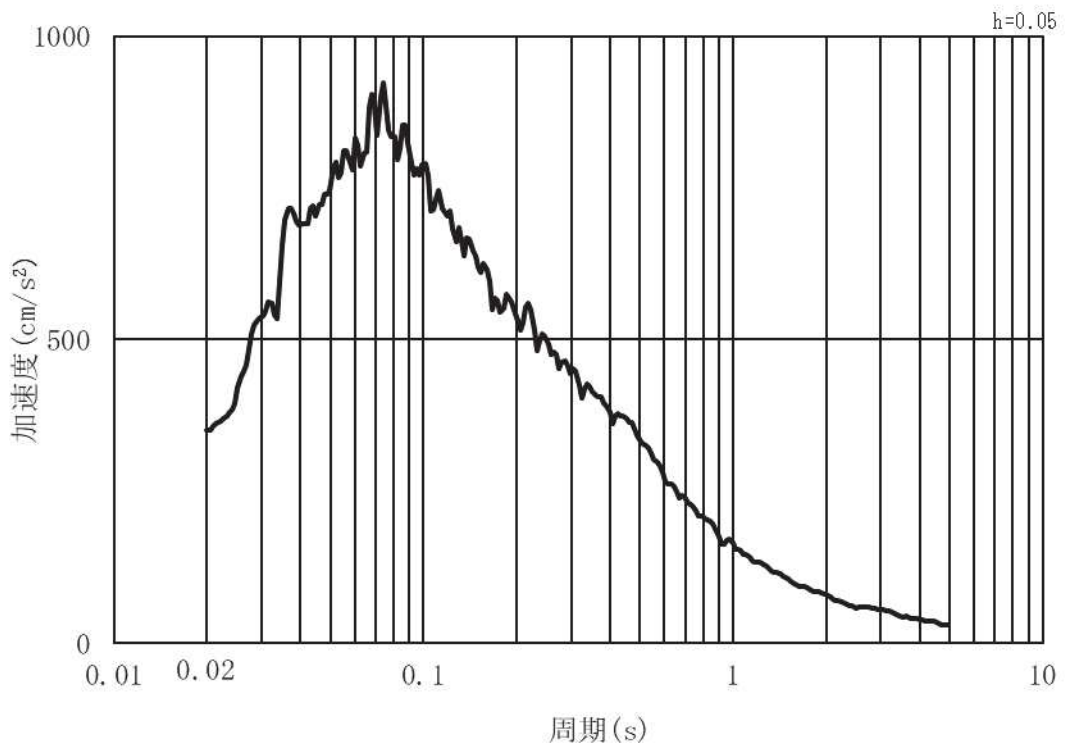


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析モデルを図 3-8 に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し，鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

また，周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し，地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは，地盤を平面ひずみ要素でモデル化し，**D**級岩盤，改良地盤及び盛土・旧表土は，修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。**D**級を除く岩盤は線形モデルとする。

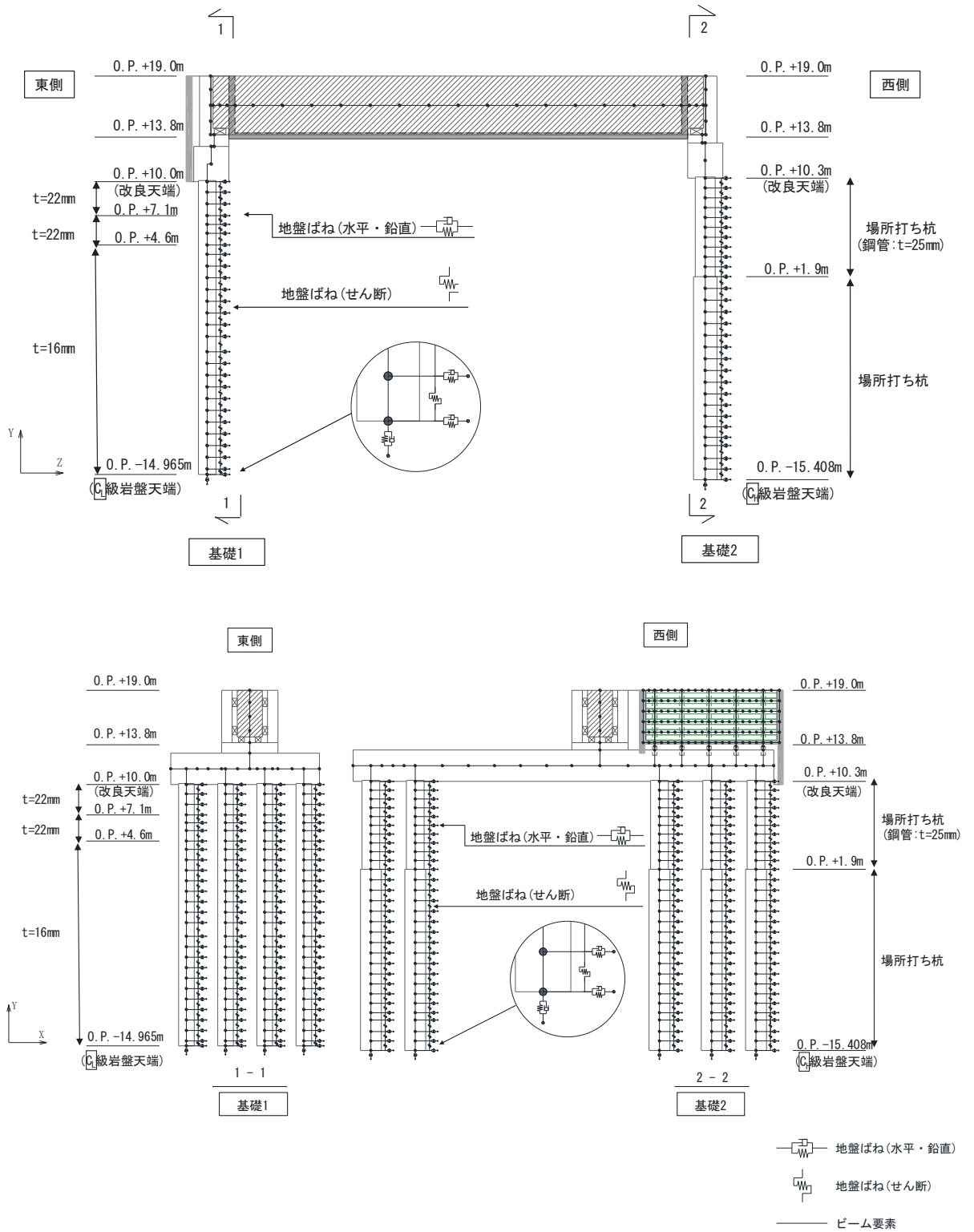


図 3-6 解析モデル (鋼桁 1)

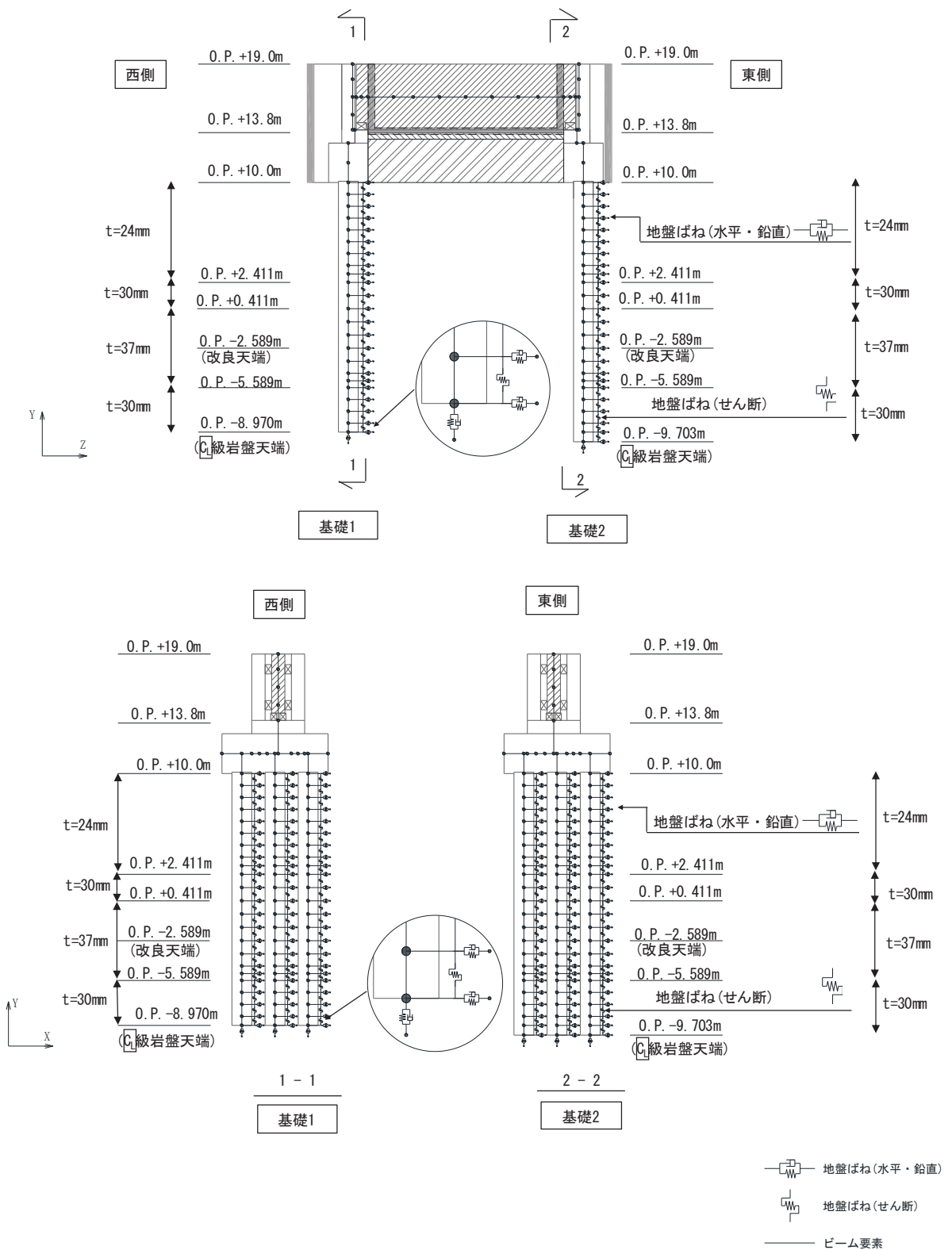
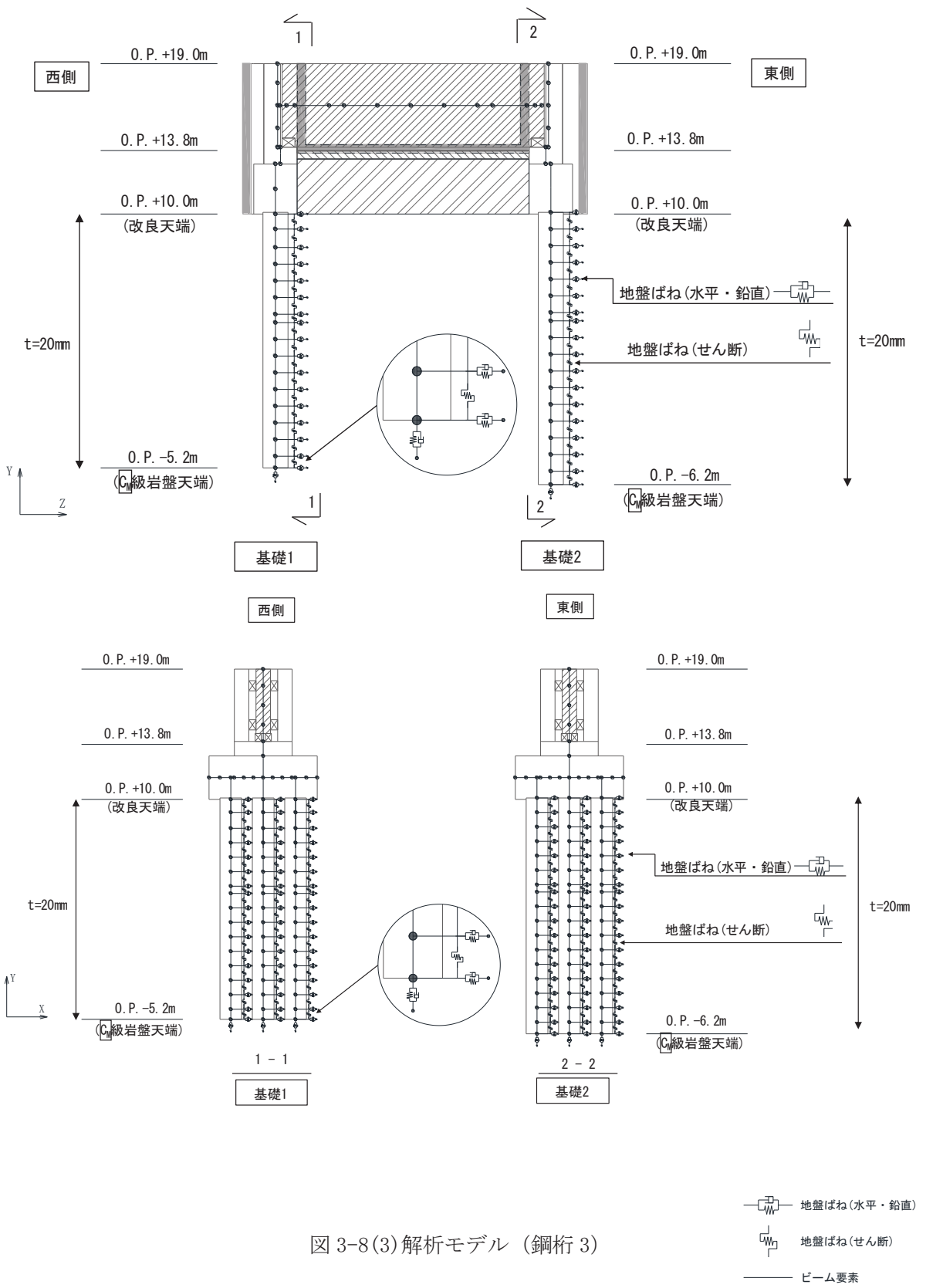


図 3-8(2) 解析モデル (鋼桁 2)



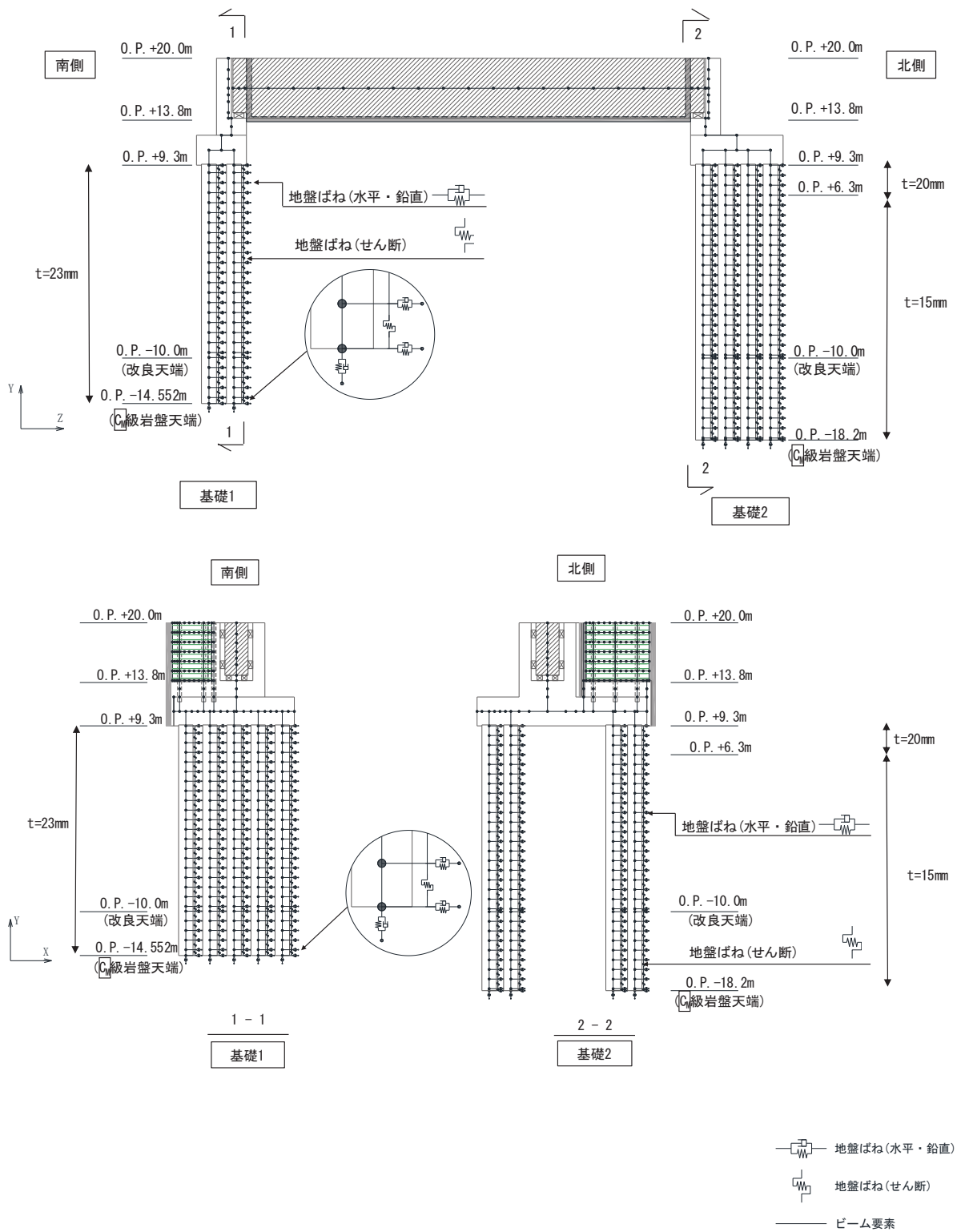


図 3-8(4) 解析モデル (鋼桁 4)



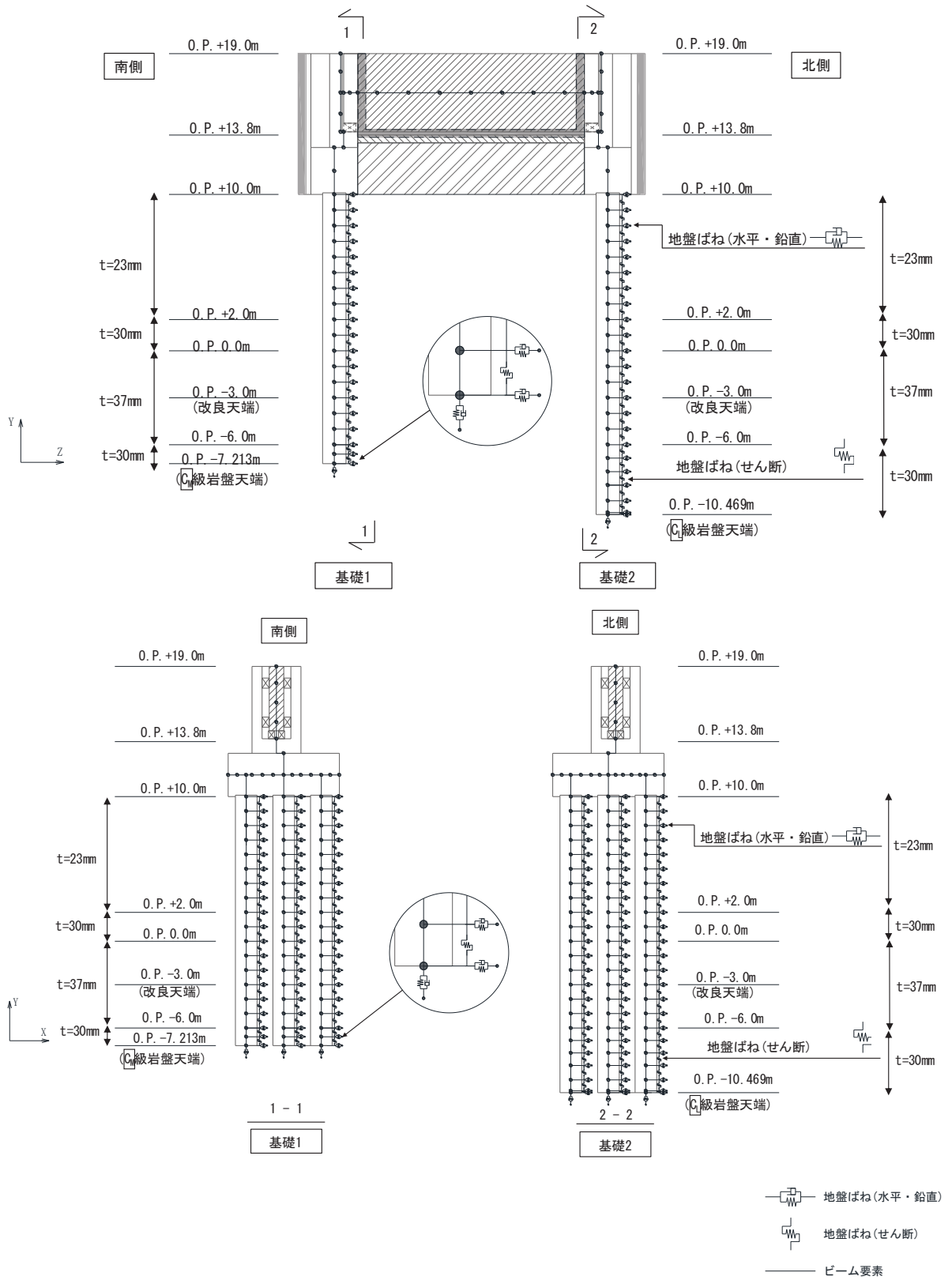


図 3-8(5) 解析モデル (鋼桁 5)

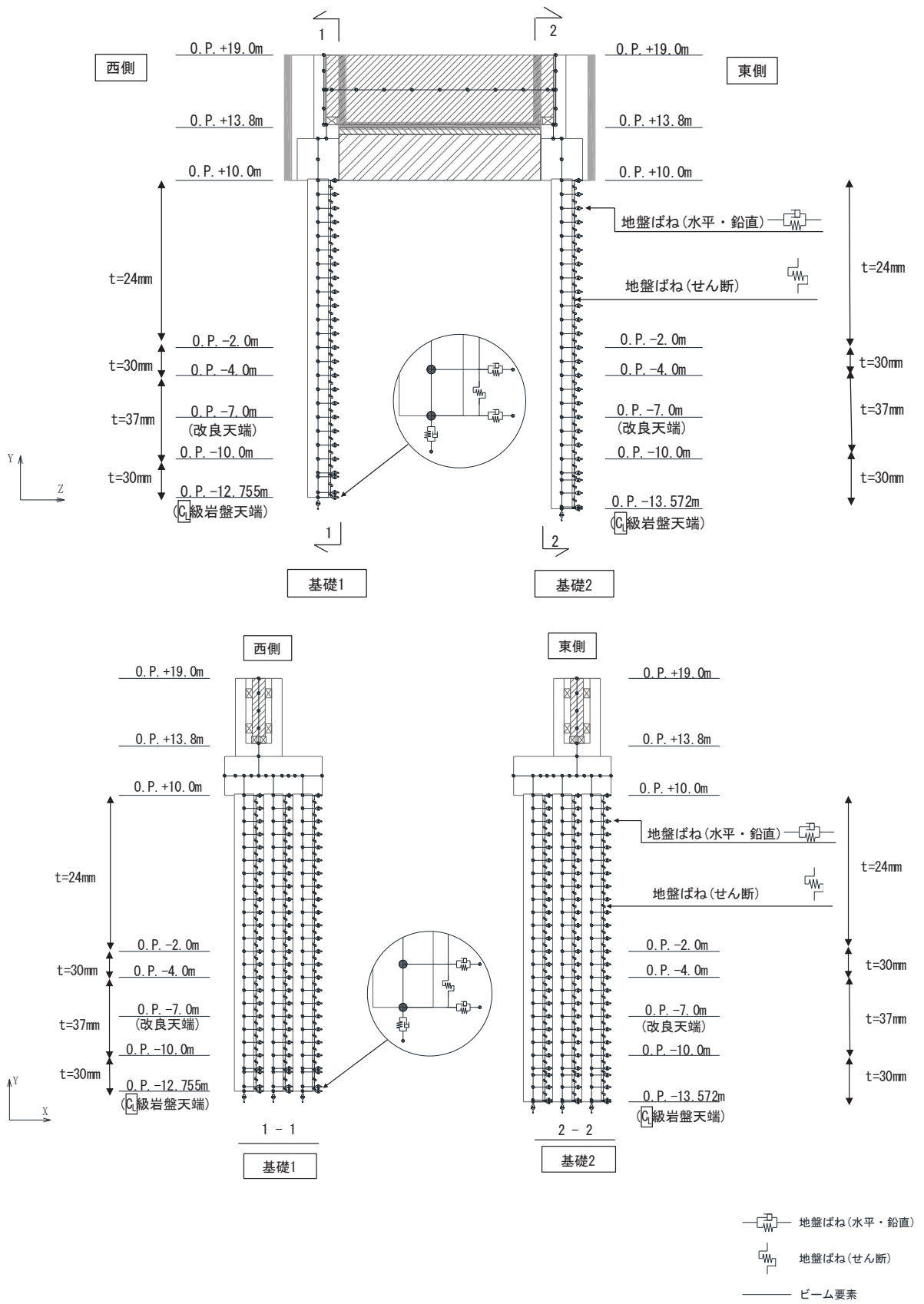


図 3-8(6) 解析モデル (鋼桁 6)

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-16 に、材料の物性値を表 3-17 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-16(1) 使用材料 (鋼桁 1)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 19mm, 22mm
	鋼管杭*	φ 1500, SKK490, SM570 t = 16mm, 22mm
		φ 1700, SKK490, t = 25mm
場所打ちコンクリート杭		φ 2000, SD345, SD490 設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(2) 使用材料 (鋼桁 2)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(3) 使用材料 (鋼桁 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 20mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(4) 使用材料 (鋼桁 4)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(5) 使用材料 (鋼桁 5)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 23mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(6) 使用材料 (鋼桁 6)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-17(1) 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	
コンクリート	f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

表 3-17(2) 材料の物性値

材料		水平剛性 (kN/mm) *	
		水平支承	鉛直支承
ゴム支承	鋼桁 1, 4	14. 117	11. 667
	鋼桁 2, 3, 5, 6	4. 200	4. 200

\* : 支承 1 基当たりの剛性

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-1 及び図 3-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 3-18 に示す。

表 3-18 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁 (鋼桁)	鋼桁 1	0. P. -4. 50m (基礎 1) 0. P. -12. 50m (基礎 2)
	鋼桁 2	0. P. -4. 50m
	鋼桁 3	0. P. +3. 50m
	鋼桁 4	0. P. -11. 00m
	鋼桁 5	0. P. -4. 00m
	鋼桁 6	0. P. -8. 00m

(3) 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 鋼桁

鋼桁は、スキンプレートとリブ、フランジで構成されている。鋼桁の構造図を図 3-9 に示す。

鋼桁の評価は、これらの各部材について、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

鋼桁の応力度算定は、解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

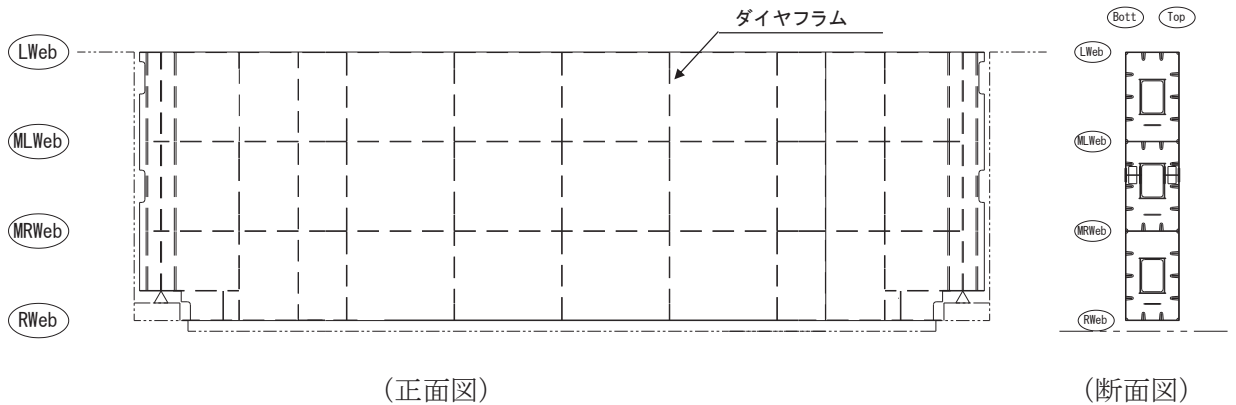


図 3-9 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

(a) 鋼桁のモデル化

水平（X 方向）隔壁及び鉛直（Z 方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化の概念を図 3-10 に示す。

- イ. 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X 方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図 3-10（1）の赤色表示部分）。
- ロ. 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z 方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図 3-10（1）の青色表示部分）。
- ハ. ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

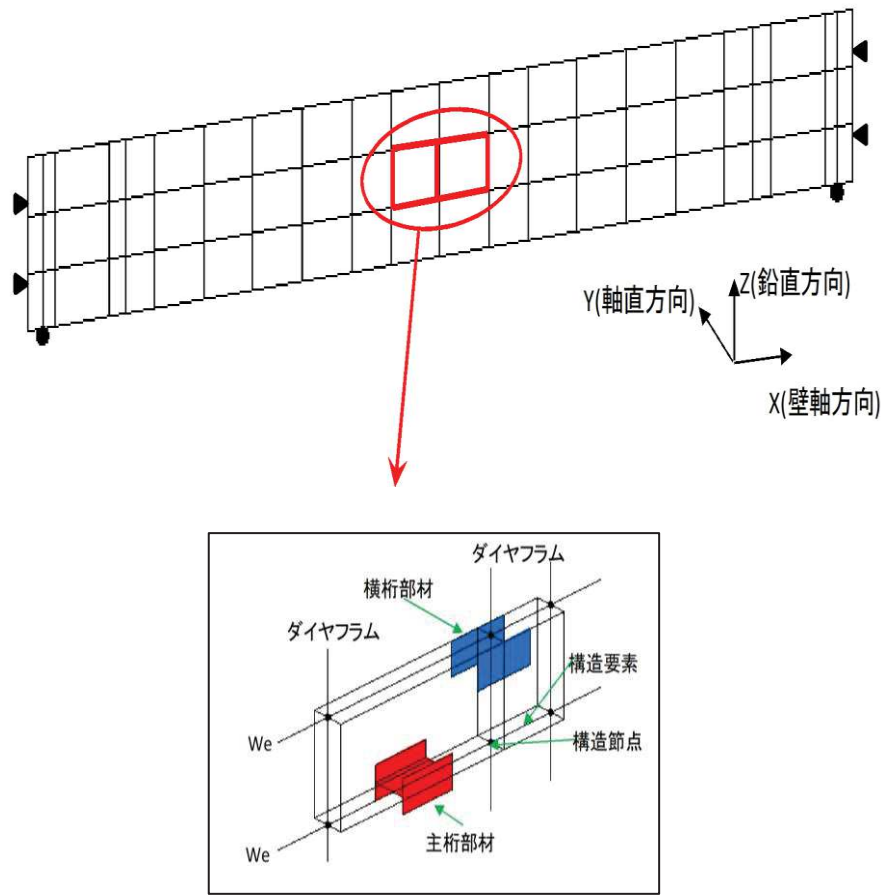


図 3-10(1) 鋼桁評価モデル (概念図)



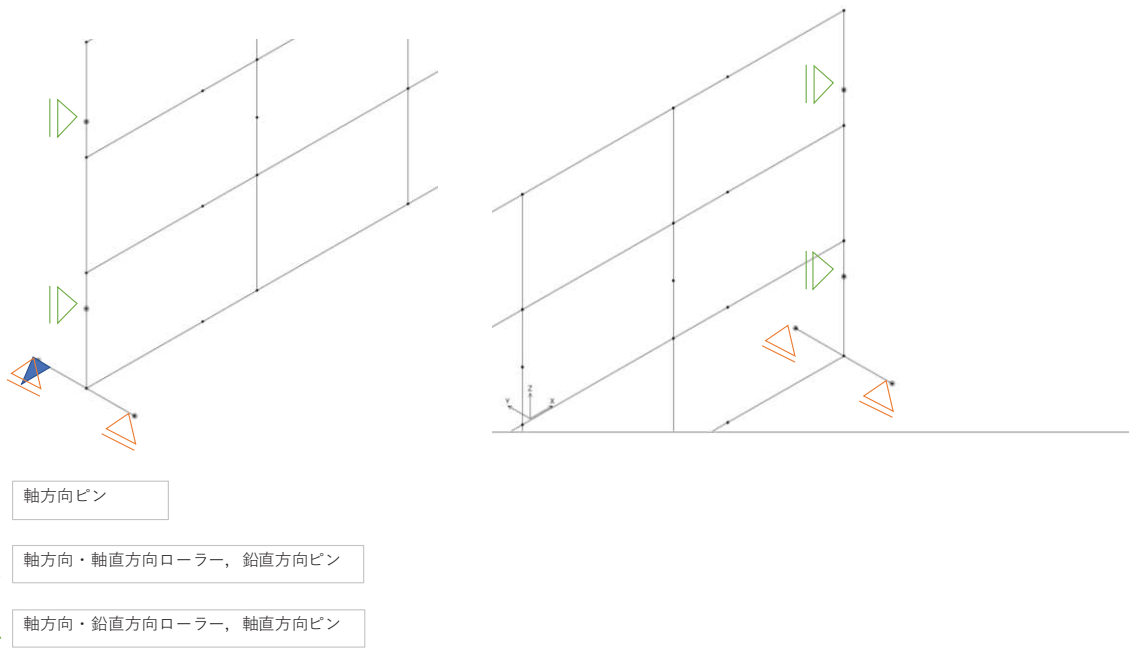


図 3-10(2) 鋼桁評価モデル (境界条件)

(b) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向 (桁軸直角方向)、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-19 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-20 に示す。

表 3-19 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$S_{dH}$  : 水平方向地震荷重 (自重  $\times K_{sdH}$ , 動水圧)

$S_{dV}$  : 鉛直方向地震荷重 (自重  $\times K_{sdV}$ , 動水圧)

表 3-20 鋼桁の照査に用いる設計震度

	地震による設計震度	
	桁軸直交方向 $K_{SdH}$	鉛直方向 $K_{Sdv}$
鋼桁 1	1.8 (S d-D 2 (-+))	1.5 (S d-D 2 (++)
鋼桁 2	1.0 (S d-D 2 (++)	0.7 (S d-D 2 (+-))
鋼桁 3	2.1 (S d-D 2 (++)	0.8 (S d-D 2 (-+))
鋼桁 4	1.5 (S d-D 2 (+-))	1.0 (S d-D 2 (++)
鋼桁 5	1.8 (S d-D 2 (-+))	0.6 (S d-D 2 (++)
鋼桁 6	1.3 (S d-D 2 (-+))	0.7 (S d-D 2 (++)

b. RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

c. 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力が許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、3.8.1 鋼桁の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。

(a) 圧縮応力度

圧縮力が作用したとき支承ゴム本体の座屈に対して安全でなければならない。座屈安定性は地震時のせん断変形時における圧縮に有効な面積より算出した圧縮応力により評価する。次式により座屈に対する安全性を確認する。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここに、

$\sigma_{ce}$  : 地震時の圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)

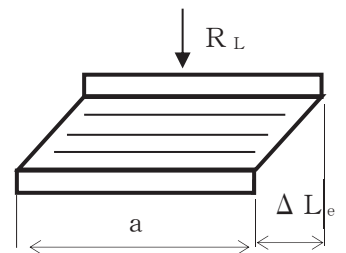
$R_L$  : 下向きの反力 (N)

$A_{ce}$  : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm<sup>2</sup>)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

$b$  : 有効幅(桁軸直交),  $a$  : 有効幅(桁軸),  $\Delta l_e$  : 地震時の支承変位量 (mm)

$\sigma_{cra}$  : 道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値 (N/mm<sup>2</sup>)



d. フーチング

(a) フーチング躯体に対する照査

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(b) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを次式により確認する。

$$F = \frac{2\gamma' D}{\gamma_w h_w} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

F : ボイリングに対する安全率

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

D : フーチングの根入れ長さ (地表面高さ\*1－フーチング下端高さ) (m)

$h_w$  : 水位差 (入力津波高さ－地表面高さ\*1, \*2) (m)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

注記\*1 : 杭周辺に旧表土, 盛土, 改良地盤が分布する断面 (鋼桁1～鋼桁6) においては, 地震による0.4mの地盤沈下を考慮する。

\*2 : ボイリングに対する保守的な評価として, 杭周辺の旧表土, 盛土が飽和状態にあることを仮定し, 地表面に地下水位があるものとして水位差を算定する。

e. 鋼管杭及び場所打ち杭

鋼管杭及び場所打ち杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査（鋼管杭：杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_1|}{A_1} \right) \cdot Z_1 \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

$M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_1$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の有効断面積 (m<sup>2</sup>)

$Z_1$  : 鋼管杭の有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

(b) せん断力照査（鋼管杭：杭体）

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

$$\tau_2 = \kappa_1 \frac{S_2}{A_2} \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

$\tau_2$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_2$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

$A_2$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa_2$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

- (c) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）  
 曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。  
 許容限界である降伏モーメントの算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。
- (d) せん断力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）  
 せん断力が許容限界以下であることを確認する。  
 許容限界であるせん断耐力は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- $P_s$  : 場所打ちコンクリート杭のせん断耐力 (N)
- $S_c$  : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)
- $S_s$  : 帯鉄筋の負担するせん断耐力 (N)
- $S_p$  : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

- (e) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）  
 杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、図 3-11 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、仮想鉄筋コンクリート断面に生じるモーメントが許容限界以下であることを確認する。  
 許容限界である降伏モーメントの算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。  
 解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

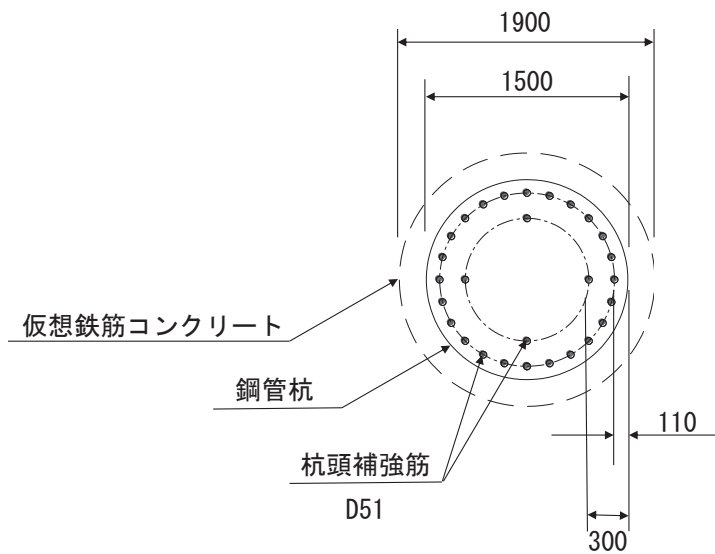


図 3-11 仮想鉄筋コンクリート断面

f. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について、開き方向（壁軸方向）及びせん断方向（壁軸直角方向）ともに、重畳時に生じる荷重による最大相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材の相対変位量については、鋼製遮水壁（鋼桁）における構造境界部のほか、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製扉又は異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との構造境界部も含めた照査を行う。止水ジョイント部材の評価結果については、「VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」にまとめて示す。

g. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

##### 4.1 重畳時

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 1) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	1950	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	2564	kN
	固定荷重 (フーチング)	12633	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	620	kN
	固定荷重 (場所打ちコンクリート杭)	6951	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	43.43	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	31	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	8771	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2887	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	235	N/mm <sup>2</sup>
$F_1$	ボイリングに対する安全率 (基礎 1)	1.49	—
$F_2$	ボイリングに対する安全率 (基礎 2)	1.37	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
$D_1$	フーチング (基礎 1) の根入れ長さ (地表面高さ-フーチング 下端高さ)	3.8	m
$D_2$	フーチング (基礎 2) の根入れ長さ (地表面高さ-フーチング 下端高さ)	3.5	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	4.7	m



表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 1) (2/2)

$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$M_{y_2}$	鋼管杭の降伏曲げモーメント	14807	kN・m
$M_2$	鋼管杭に発生する曲げモーメント	887	kN・m
$N_2$	鋼管杭の軸力	3192	kN
$\tau_2$	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度	20	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭に発生するせん断力	953	N
$A_2$	鋼管杭の断面積	$0.974 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭の断面係数	$0.355 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	4082	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1230	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	43.43	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	19	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	1627	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0881	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.22	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.7	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15468	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5061	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	5366	kN
$\tau_2$	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	51	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4170	N
$A_2$	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面積	$1.066 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面係数	$0.387 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>
$A_3$	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面積	$1.654 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	3197	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	675	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	21	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	1760	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0869	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	14138	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	2656	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	1000	kN
$\tau_2$	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	53	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	2325	N
$A_2$	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	$0.883 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	$0.322 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 4)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	2600	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	3625	kN
	固定荷重 (フーチング)	18502	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	4431	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.34	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	38	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	10939	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2954	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	235	N/mm <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	5.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15492	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5309	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3310	kN
$\tau_2$	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	77	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	3909	kN
$A_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	$1.020 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	$0.371 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	9912	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	4051	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	2406	kN
$\tau_2$	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	107	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	3473	kN
$A_2$	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	$0.653 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	$0.240 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 5)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1280	kN
	固定荷重 (フーチング)	3776	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1176	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	41.41	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	18	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	1559	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0876	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.1	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15391	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	4559	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3588	kN
$A_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	$1.020 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	$0.371 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>
$\tau_3$	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	54	N/mm <sup>2</sup>
$S_3$	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	4395	N
$A_3$	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	$1.654 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_3$	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	$5.901 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 6)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1531	kN
	固定荷重 (フーチング)	3707	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1394	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	41.41	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ce}$	地震時の圧縮応力	19	N/mm <sup>2</sup>
$R_L$	下向きの反力	1630	kN
$A_{ce}$	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0874	m <sup>2</sup>
$\sigma_{cra}$	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.1	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$My_2$	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	25473	kN・m
$M_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	7613	kN・m
$N_2$	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3032	kN
$\tau_2$	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	55	N/mm <sup>2</sup>
$S_2$	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4510	N
$A_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	$1.654 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_2$	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	$5.901 \times 10^{-1}$	m <sup>3</sup>

## 5. 評価結果

### 5.1 重畳時

#### 5.1.1 鋼桁の評価結果

鋼桁における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-6に示す。この結果から、鋼桁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1(1) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	290	382	0.76
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	181	217	0.84
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.73	1.2	0.61
鋼桁2 (SM490Y)	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	107	261	0.41
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	81	180	0.45
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.21	1.2	0.18
鋼桁3 (SM490Y)	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	112	261	0.43
	1 (G+1.0S <sub>SH</sub> +0.4S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	92	180	0.52
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22
鋼桁4 (SM570)	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	303	382	0.80
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	172	217	0.80
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -0.4S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.70	1.2	0.59

表 5-1(2) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	116	261	0.45
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	95	180	0.53
	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.30	1.2	0.25
鋼桁 6 (SM490Y)	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	91	261	0.35
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	76	180	0.43
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.22	1.2	0.19

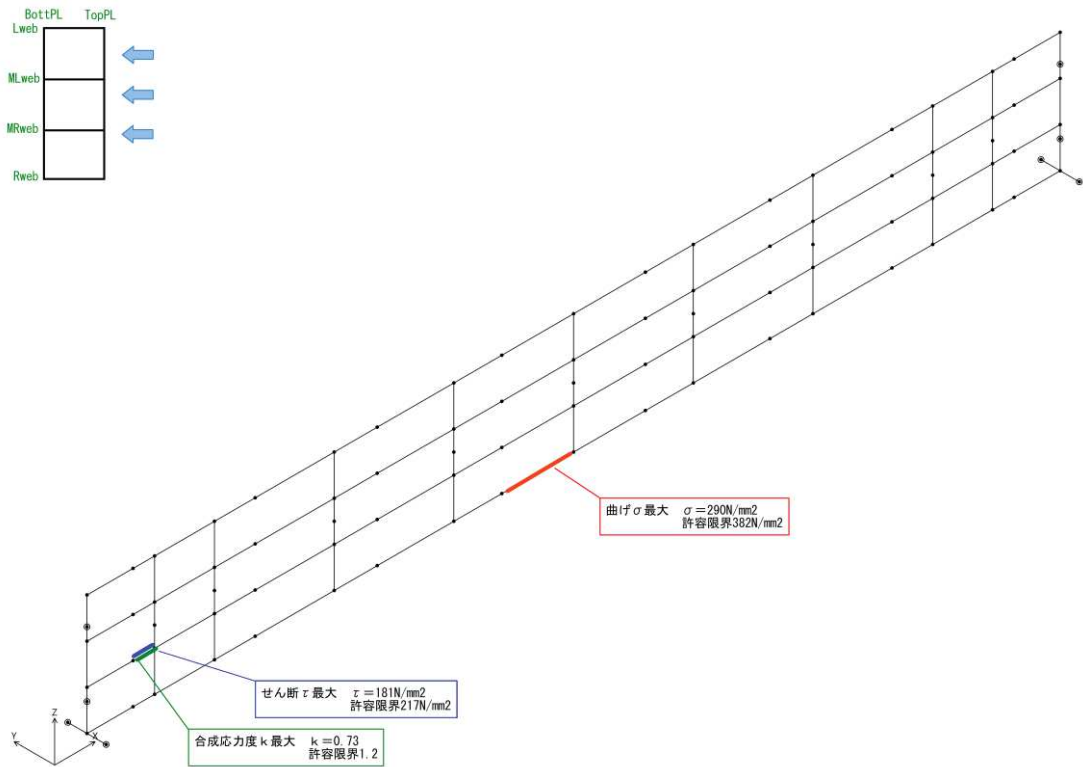


図 5-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所 (鋼桁 1)



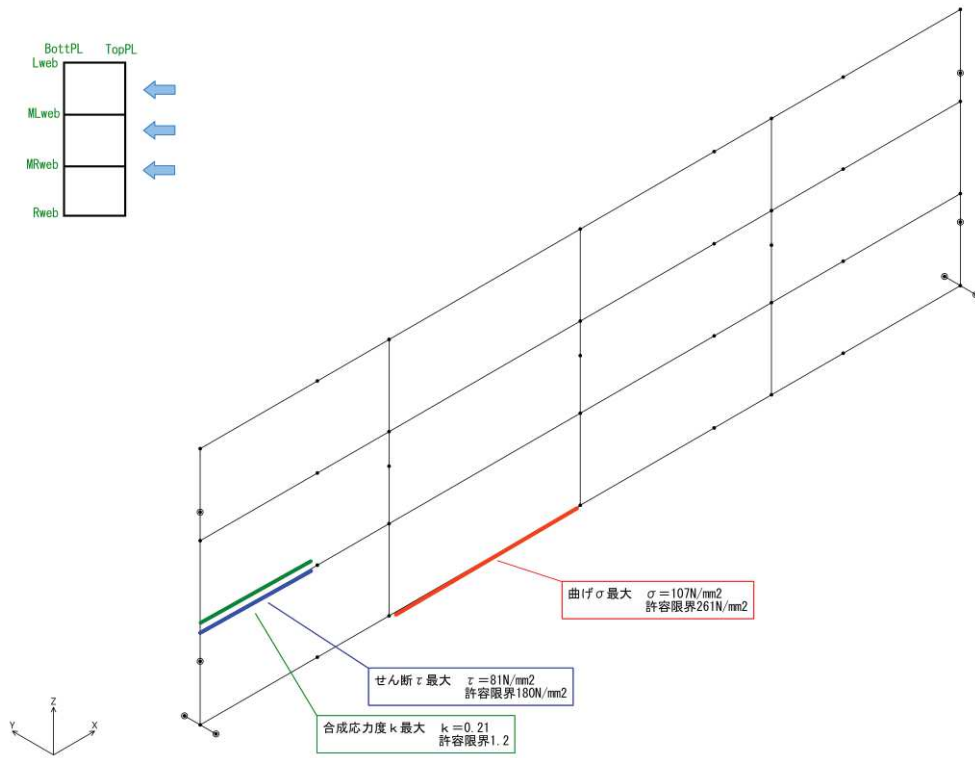


図 5-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 2)

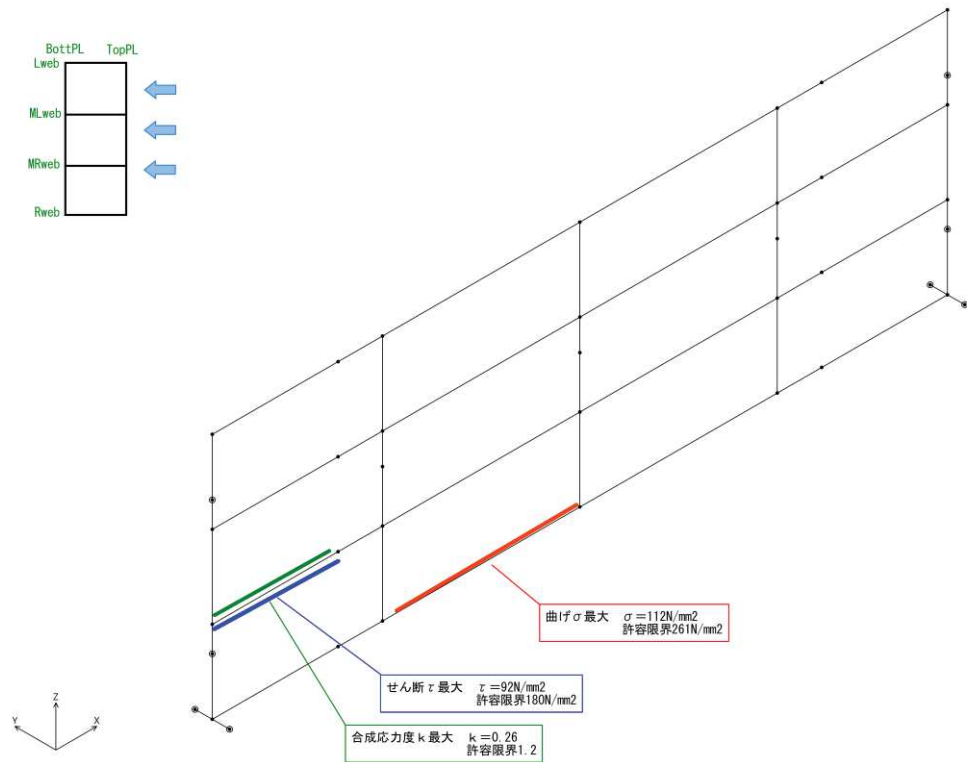


図 5-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 3)

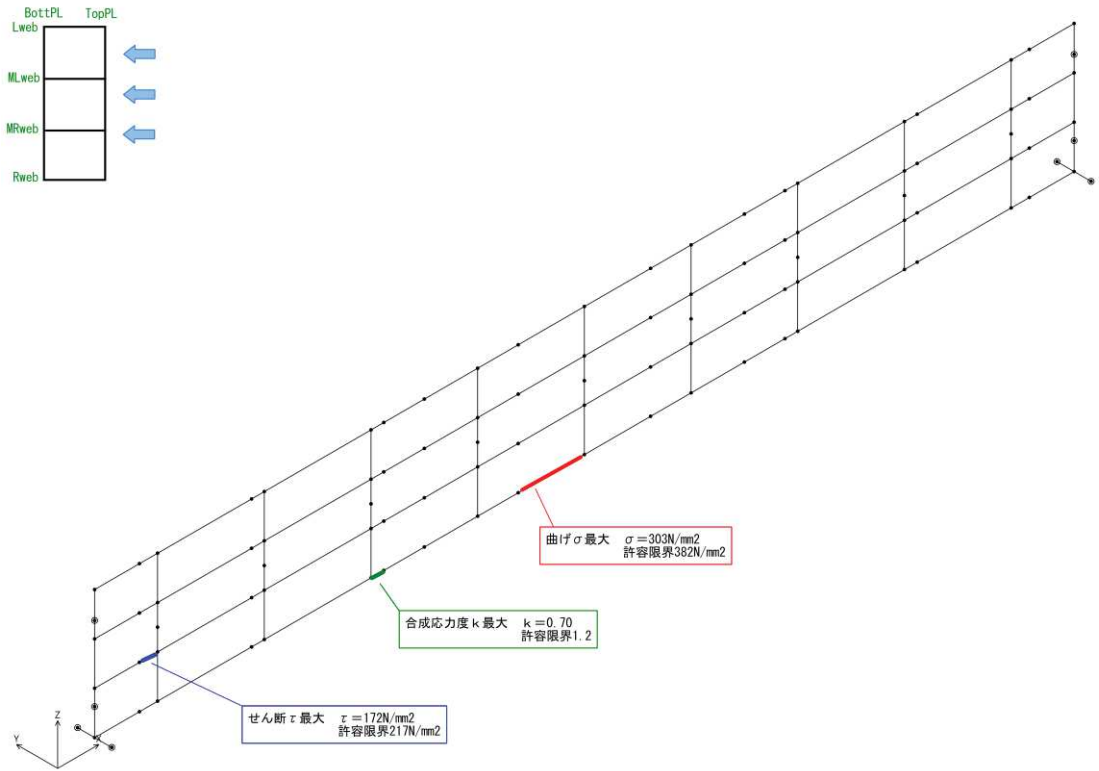


図 5-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 4)

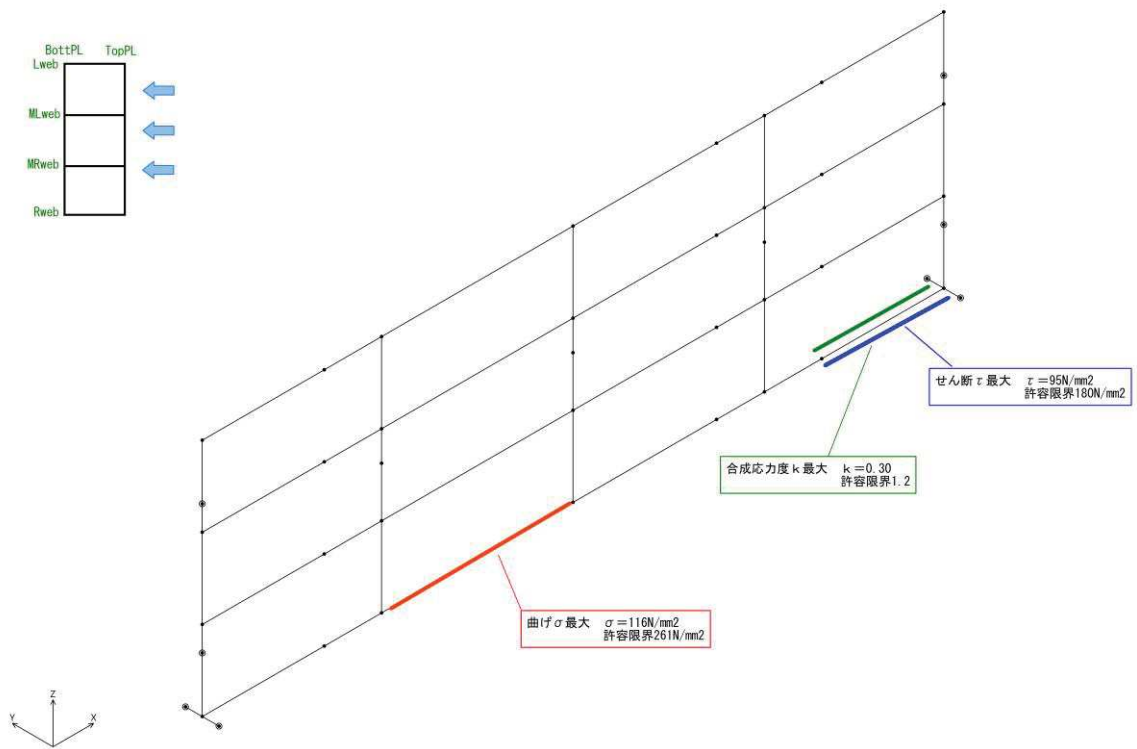


図 5-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 5)

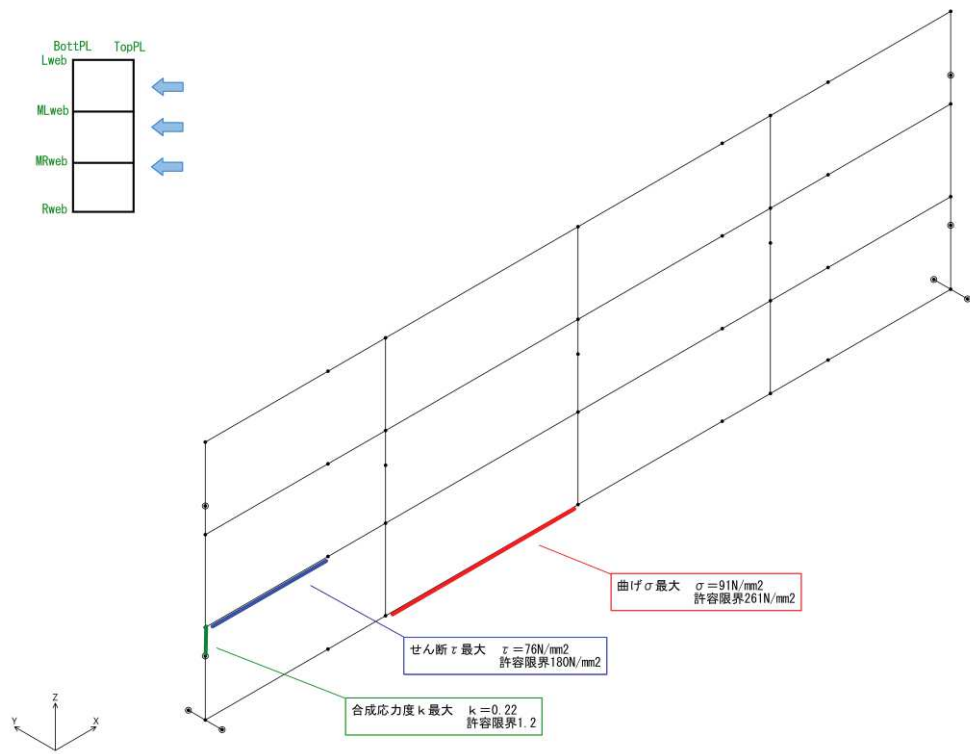


図 5-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（鋼桁 6）

### 5.1.2 RC 支柱の評価結果

RC 支柱における評価時刻での断面力図を図 5-7～図 5-12 に、照査結果を表 5-2～表 5-4 に示す。また、配筋概要図を図 5-13 に示す。なお、曲げモーメントの  $M_y$  は図 5-13 に示す  $y$  軸周りのモーメントを、 $M_z$  は  $z$  軸周りのモーメントを示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

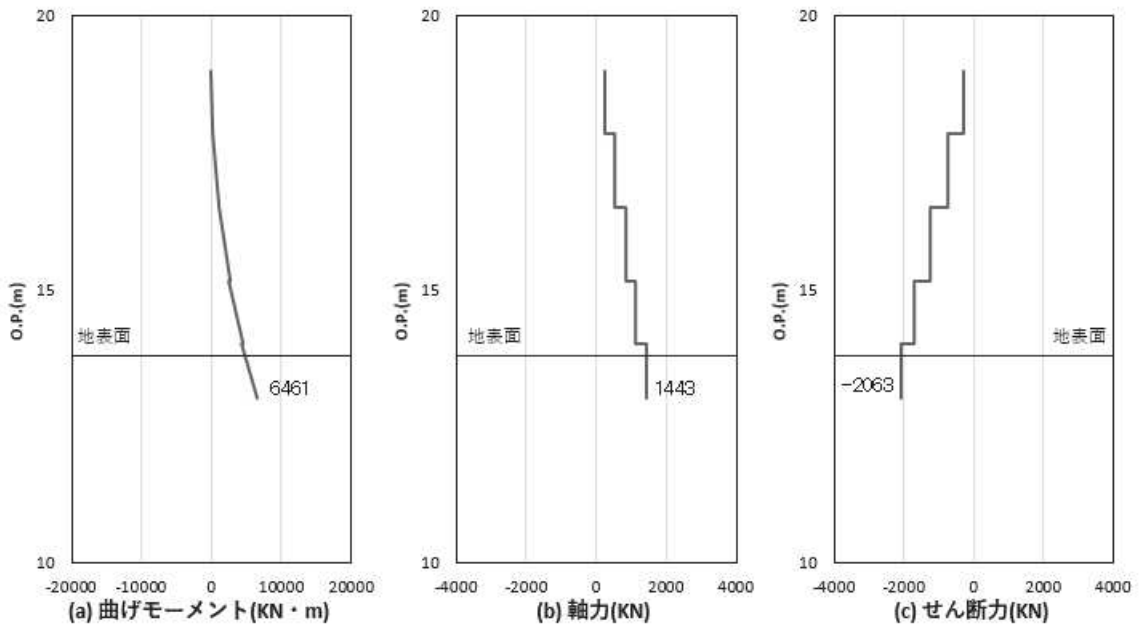


図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) , t = 17.73s) (鋼桁 1 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

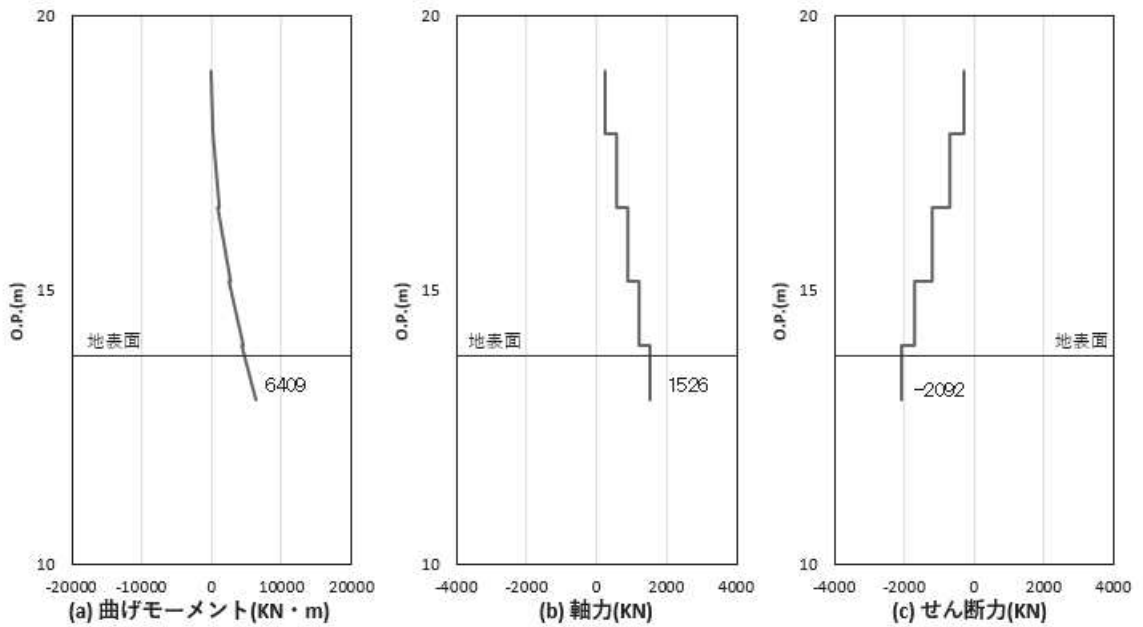


図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (+) , t = 20.4s) (鋼桁 1 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

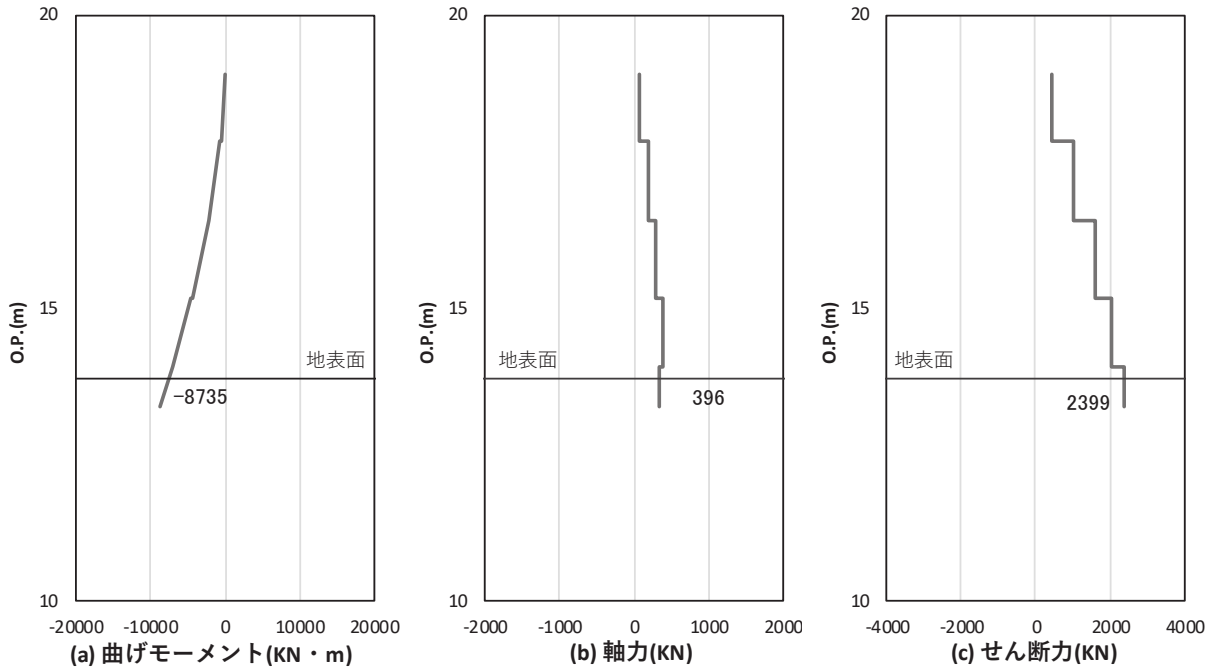


図 5-7(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) , t = 8.54s) (鋼桁 1 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

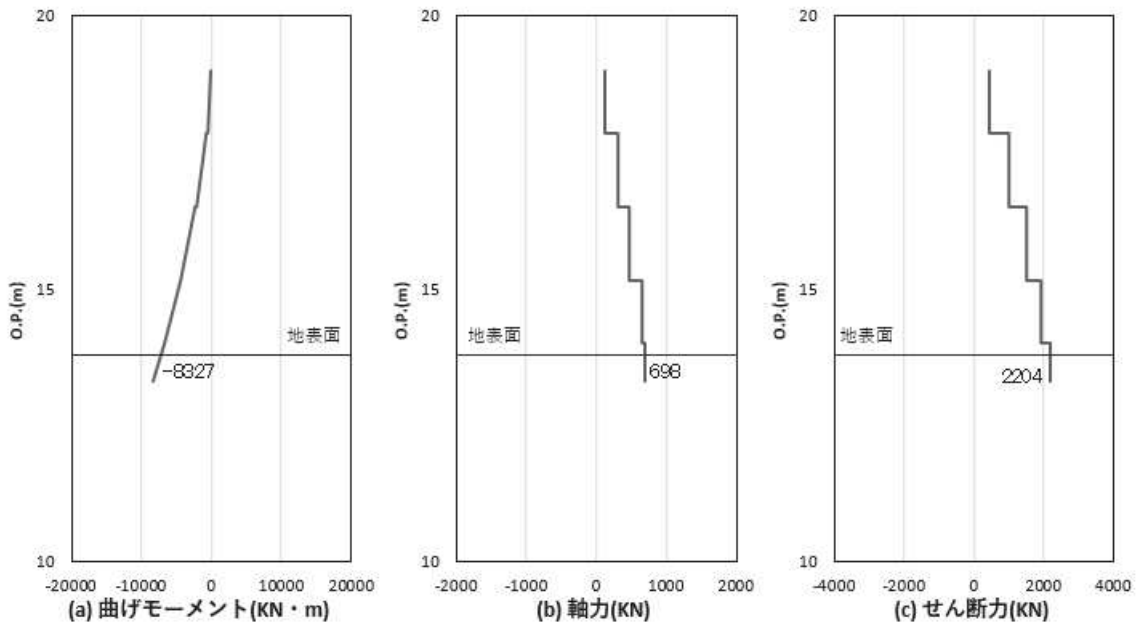


図 5-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (+-) , t = 25.53s) (鋼桁 1 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

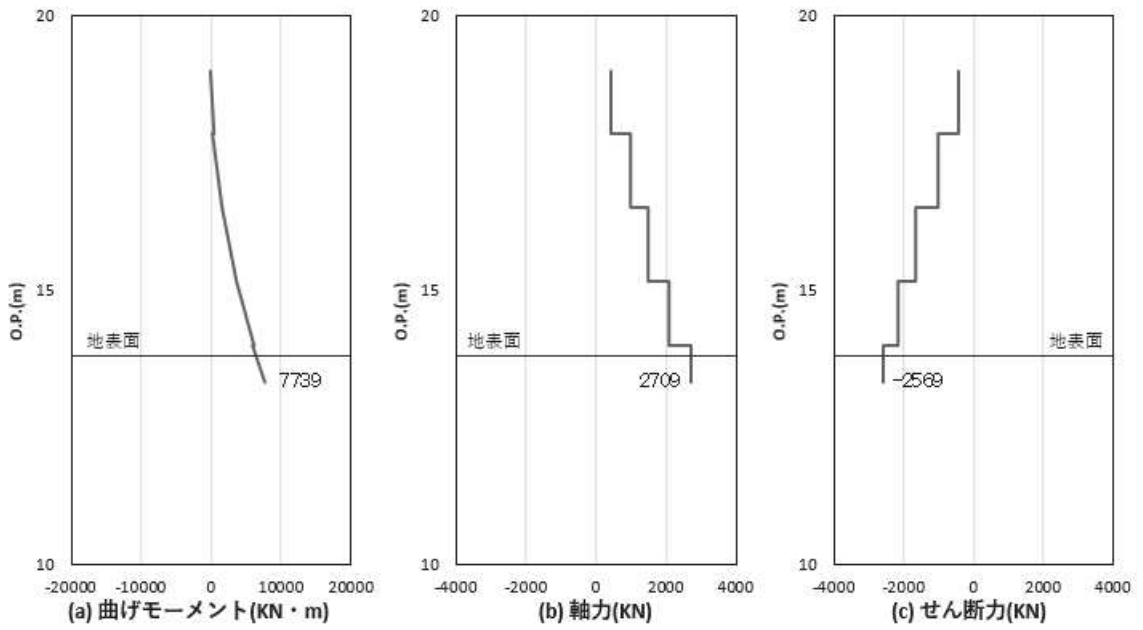


図 5-7(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (---),  $t = 8.54s$ ) (鋼桁 1 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

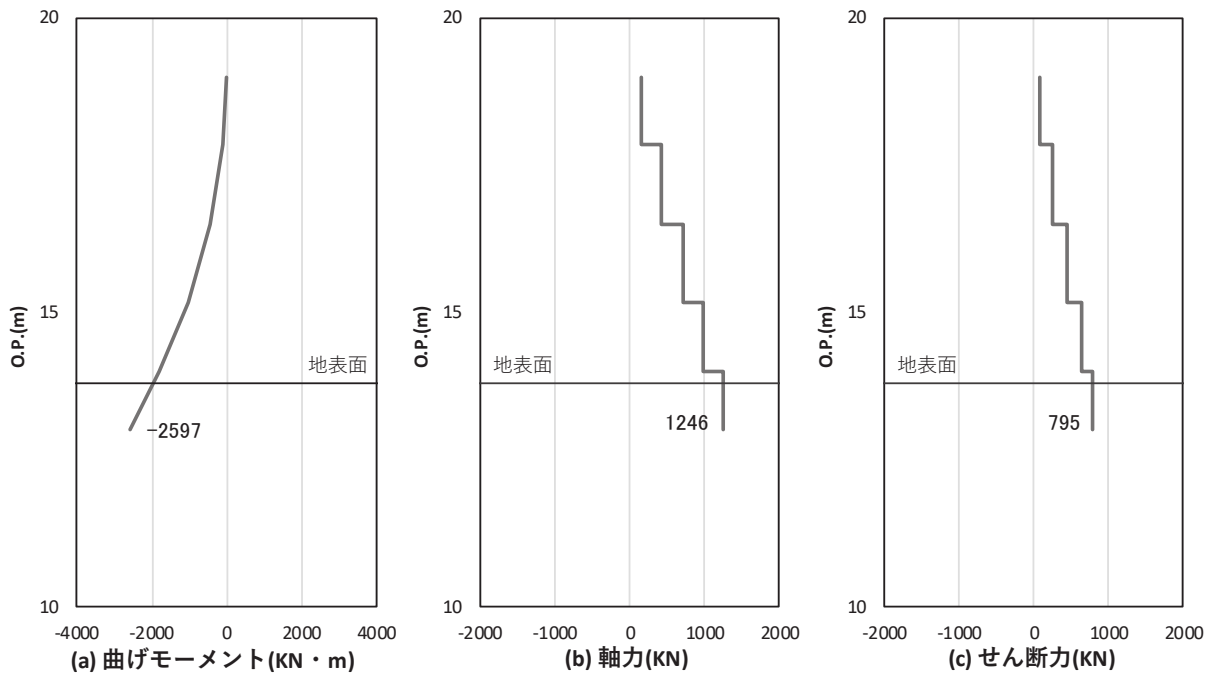


図 5-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) ,  $t = 30.07s$ ) (鋼桁 2 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

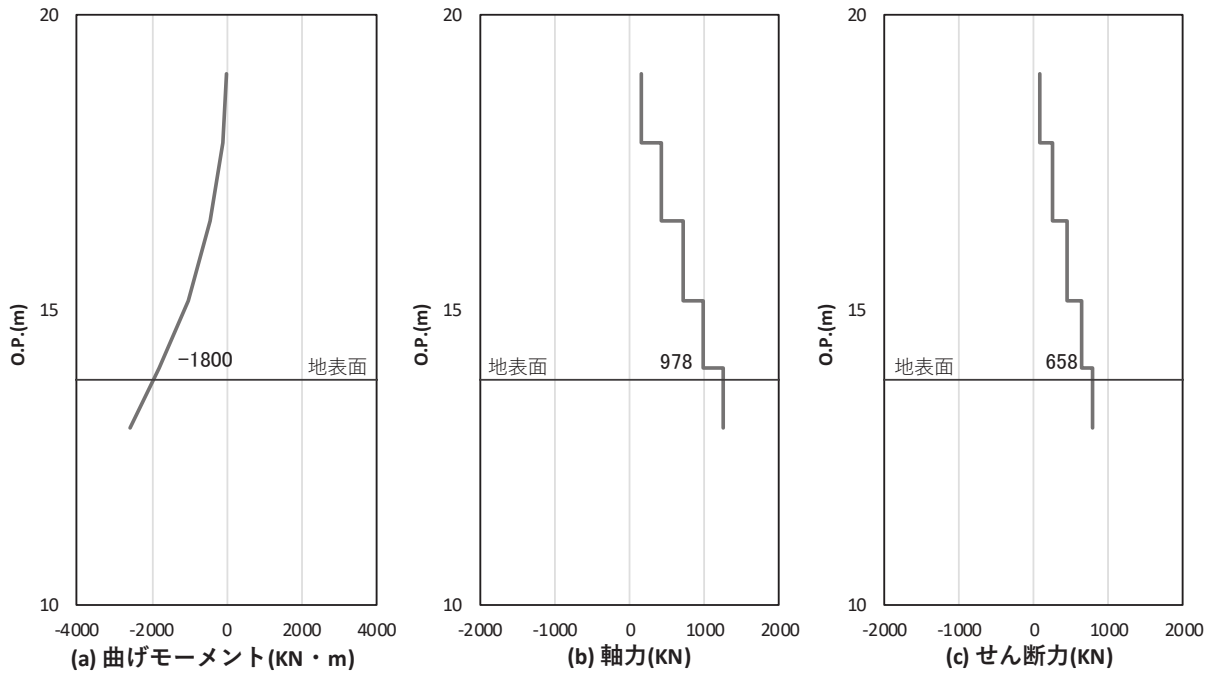


図 5-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) , t = 30.07s) (鋼桁 2 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

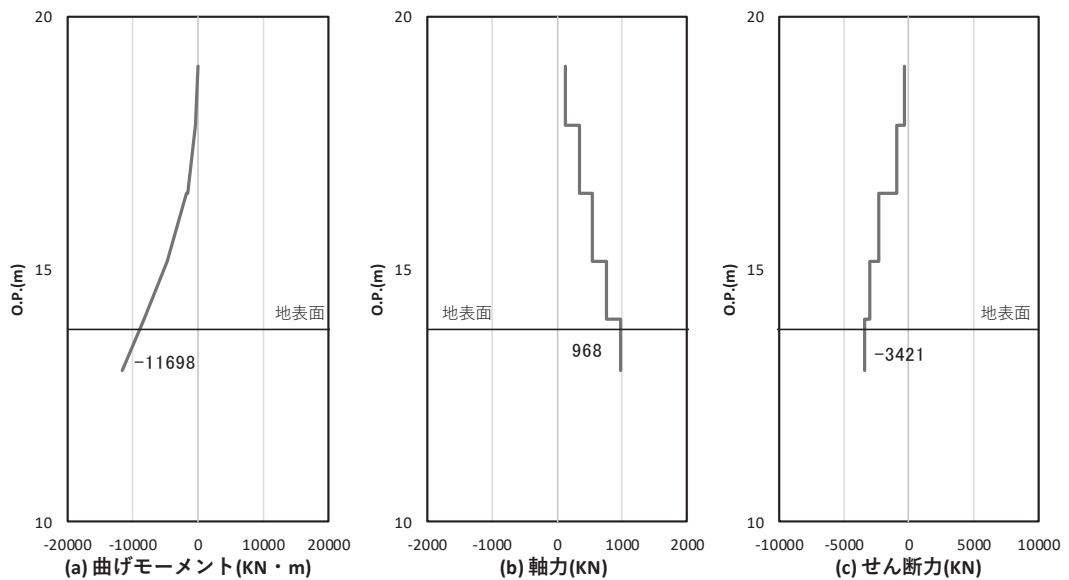


図 5-9(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (-+) , t = 17.79s) (鋼桁 3 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

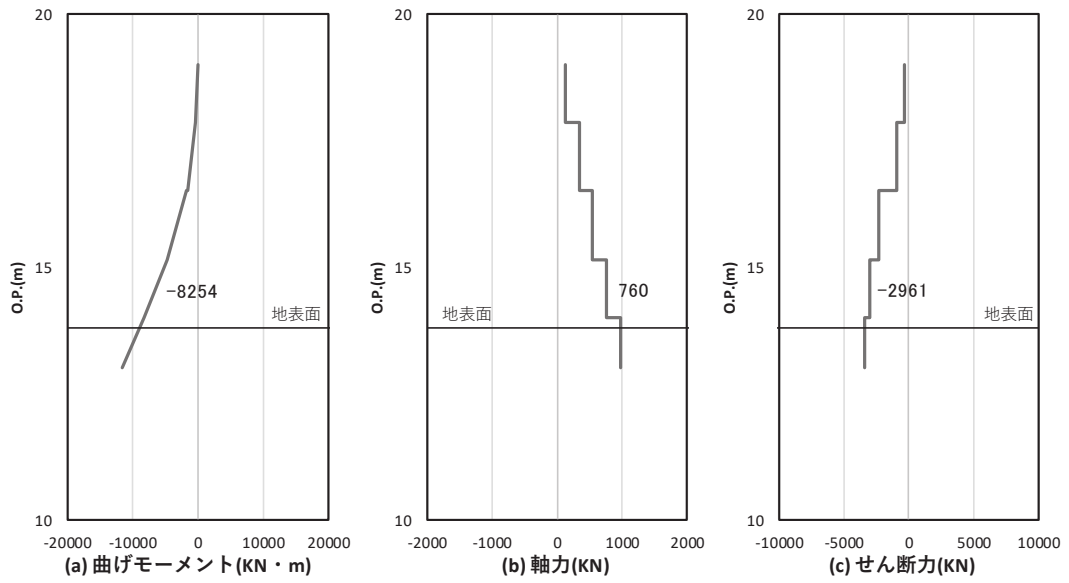


図 5-9(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (一+), t = 17.79s) (鋼桁 3 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

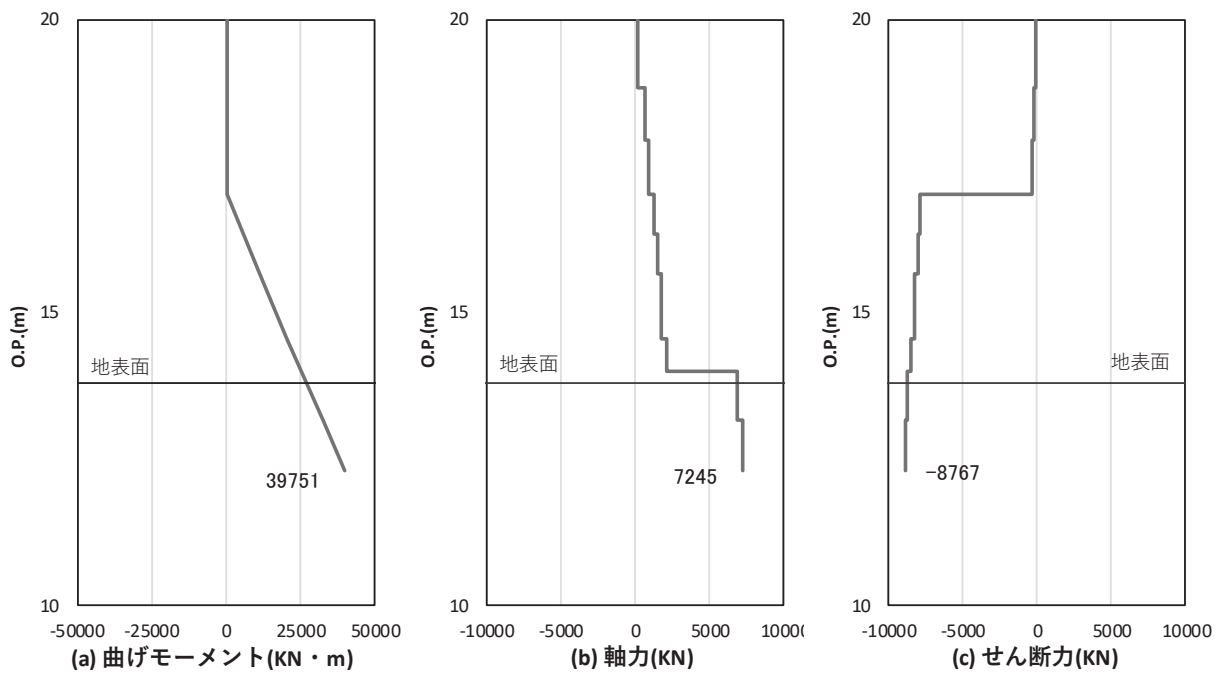


図 5-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) , t = 7.94s) (鋼桁 4 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース



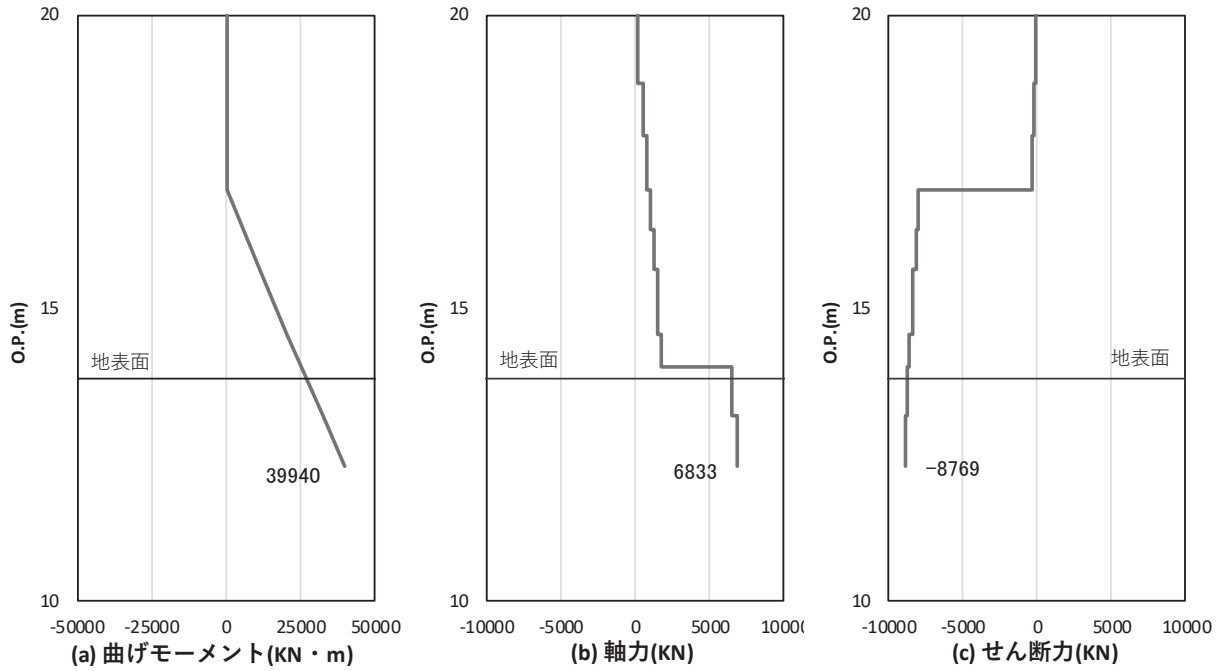


図 5-10(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (---), t = 7.61s) (鋼桁 4 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

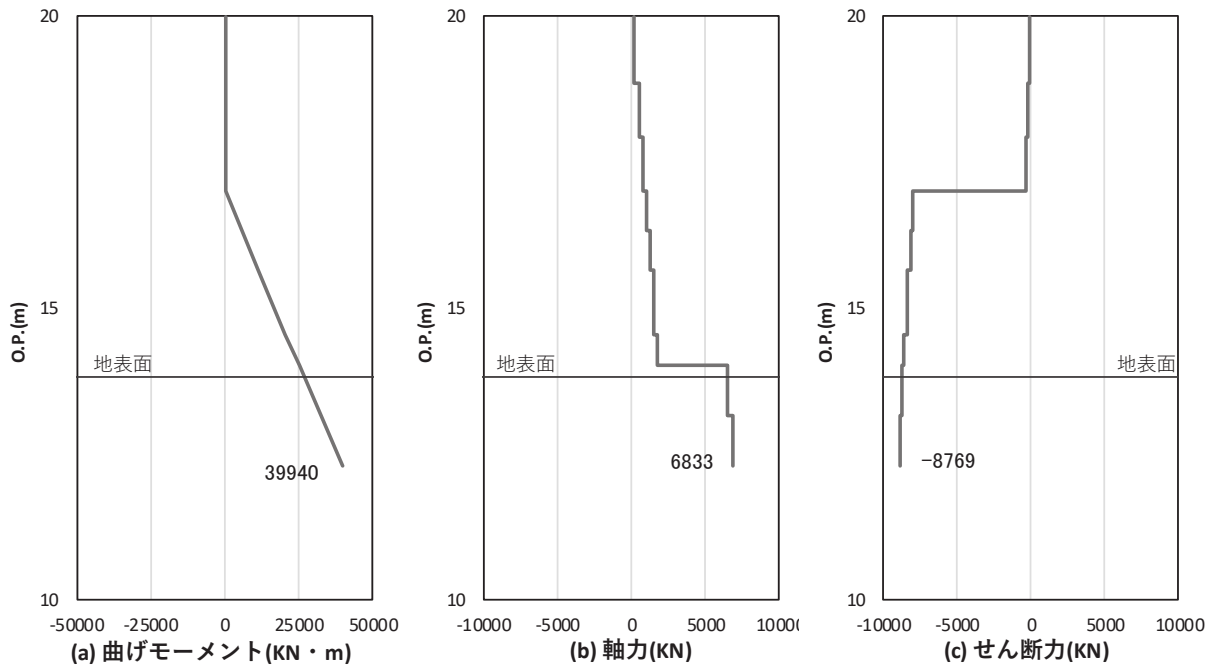


図 5-10(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (---), t = 7.61s) (鋼桁 4 : 基礎 1)  
 解析ケース① : 基本ケース

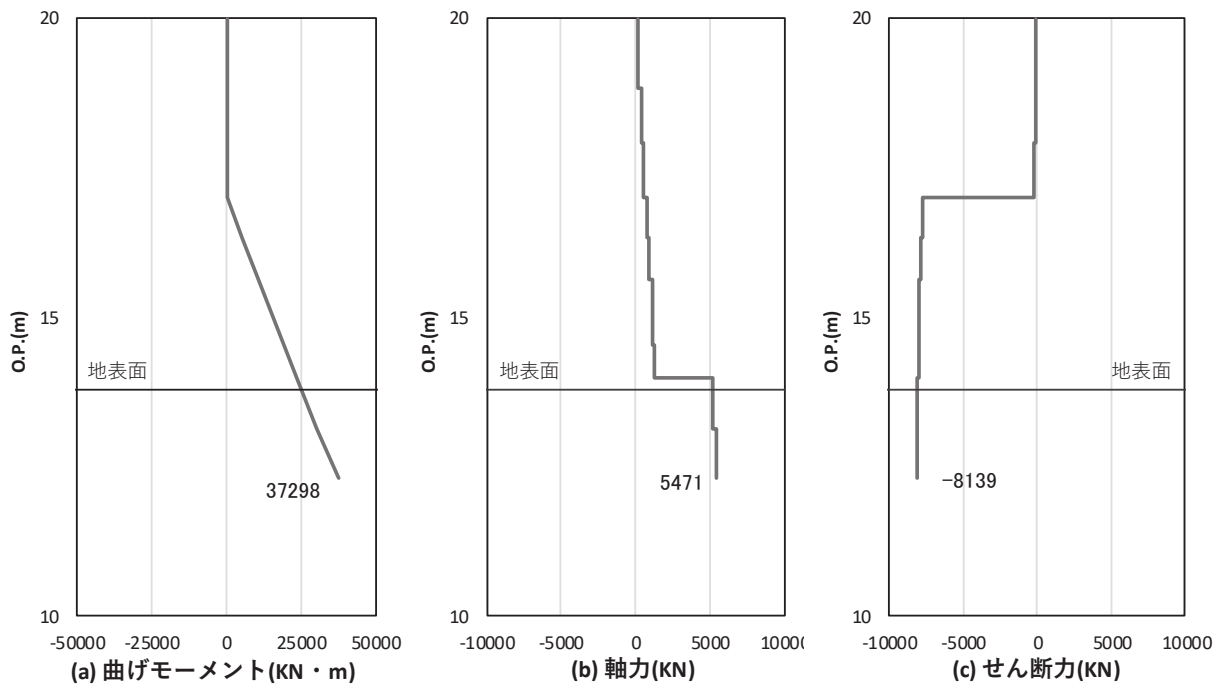


図 5-10(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (+), t = 7.96s) (鋼桁 4 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

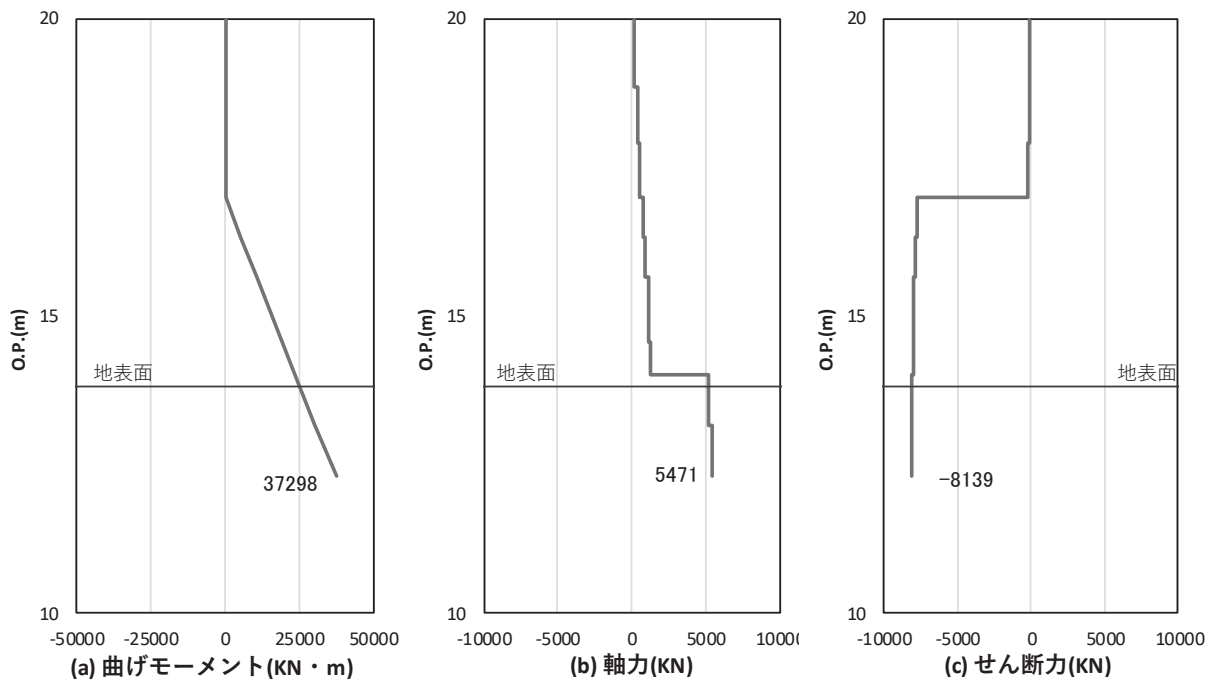


図 5-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (+), t = 7.96s) (鋼桁 4 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

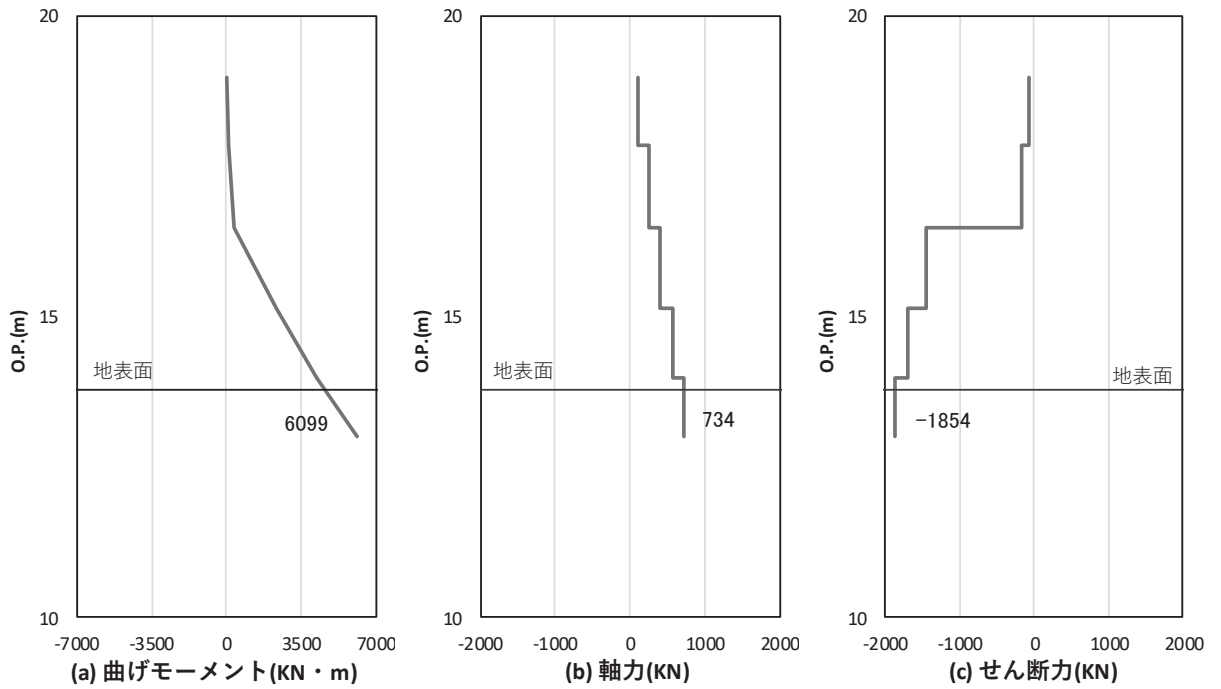


図 5-11(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (一+), t = 13.66s) (鋼桁 5 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

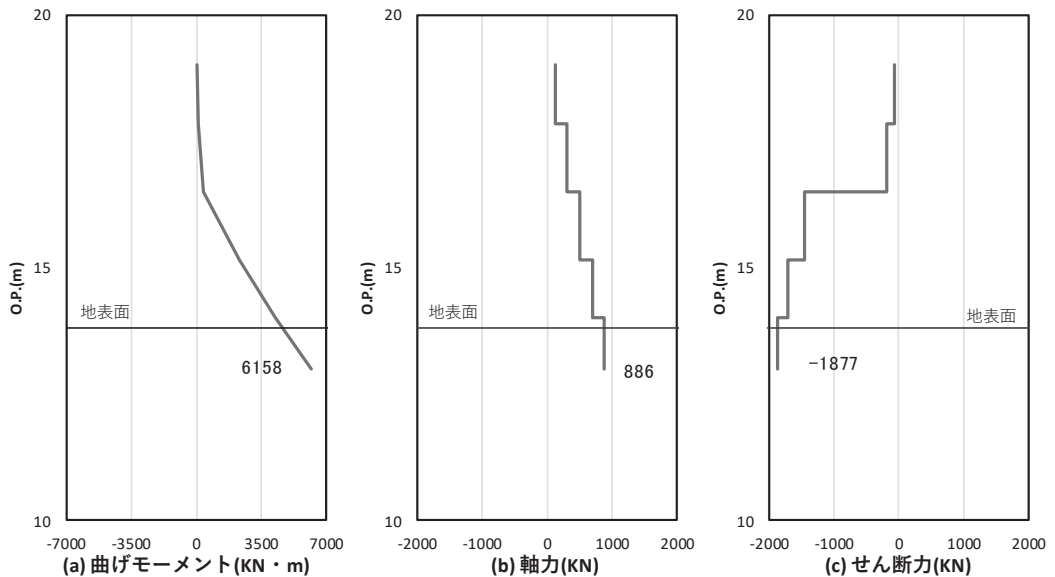


図 5-11(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (一一), t = 13.65s) (鋼桁 5 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

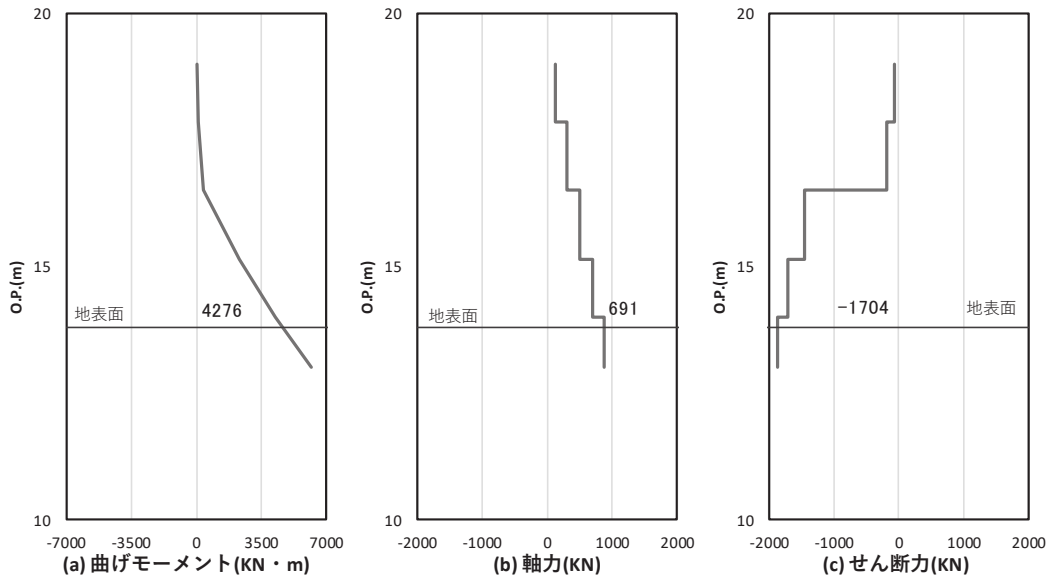


図 5-11(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (—),  $t = 13.65s$ ) (鋼桁 5 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

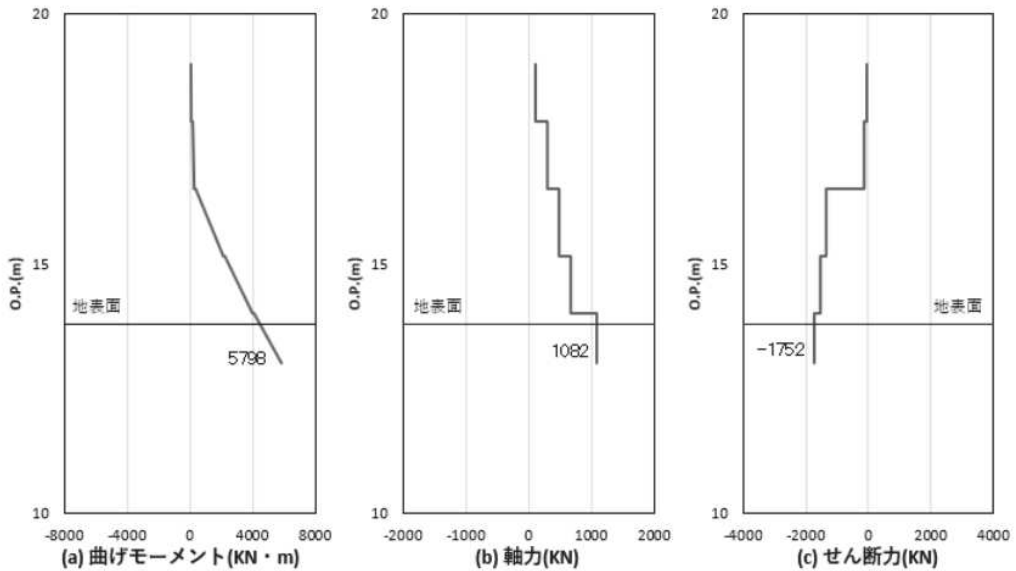


図 5-12(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) ,  $t = 13.71s$ ) (鋼桁 6 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

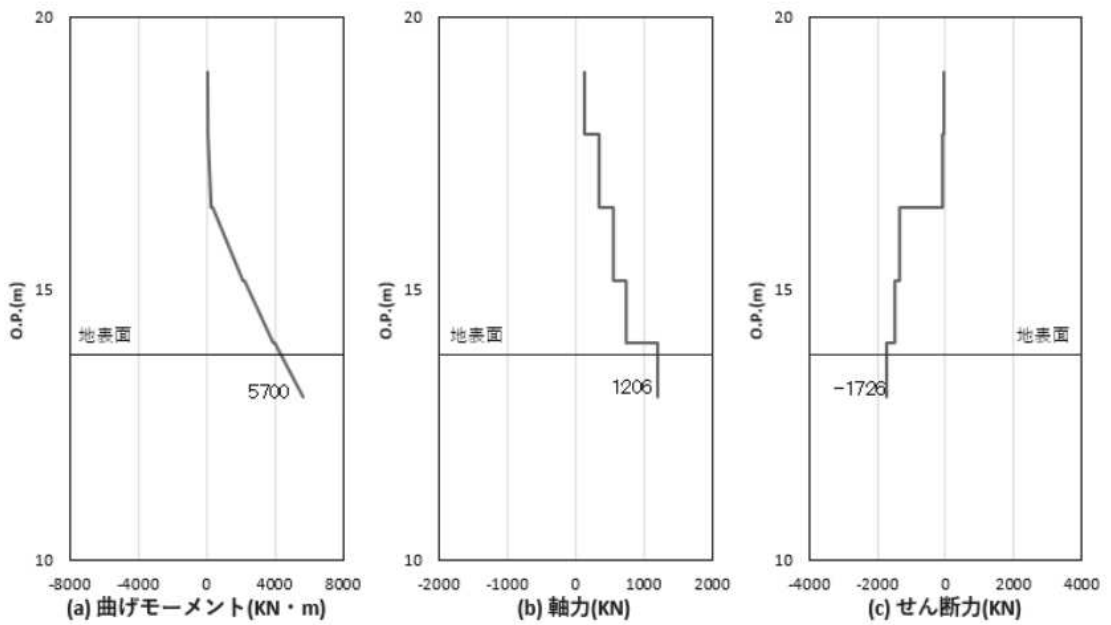


図 5-12(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (S d - D 2 (+ -), t = 13.71s) (鋼桁 6 : 基礎 2)  
 解析ケース① : 基本ケース

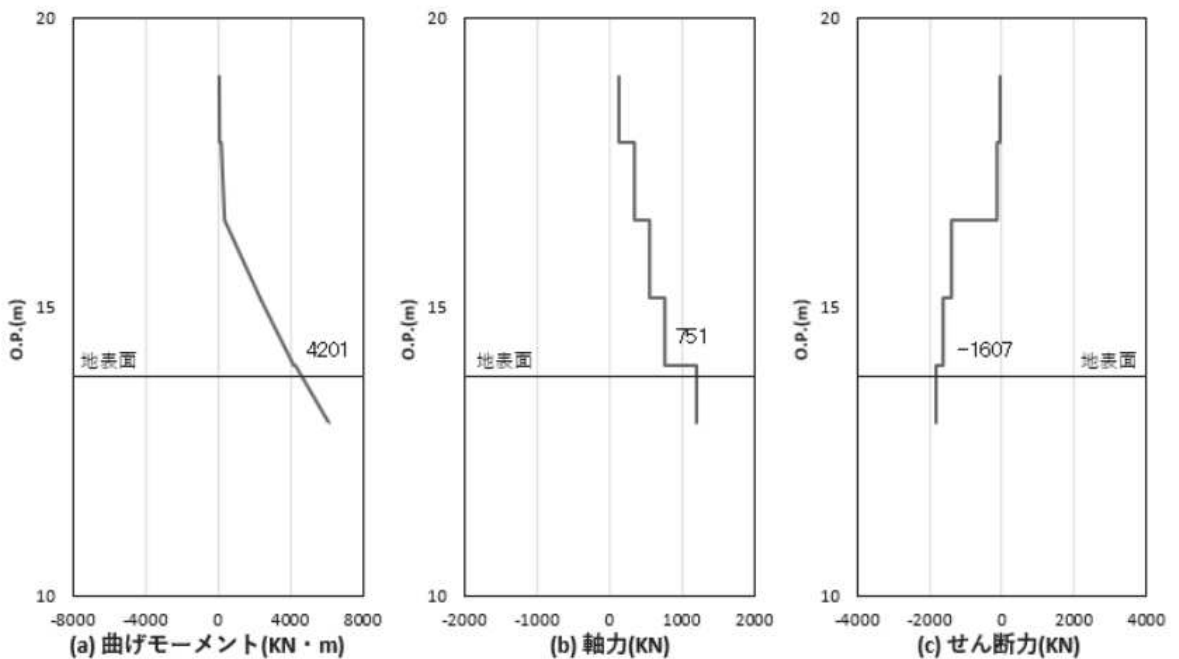


図 5-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (S d - D 2 (++) , t = 13.70s) (鋼桁 6 : 基礎 2)  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	6461	2456	0.8	16.5	0.05
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	8735	3133	1.0	16.5	0.07
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	2597	1782	0.7	16.5	0.05
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	-11698	1442	3.0	16.5	0.19
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	39751	8448	3.8	16.5	0.24
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	37298	8768	3.5	16.5	0.22
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	6099	1245	2.5	16.5	0.16
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	5798	1754	2.3	16.5	0.14

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また，曲げモーメントについては，全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し，軸力については全時刻の最大値を抽出した上で，曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D41 @150	6461	621	24	435	0.06
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D41 @150	-8327	-502	42	435	0.10
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D32 @300	2597	575	19	294	0.07
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D51 @150	-11698	680	87	294	0.30
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D35 @150	39940	-318	181	294	0.62
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D35 @150	37298	-784	174	294	0.60
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D51 @150	6158	420	72	294	0.25
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D32 @150	5700	462	72	294	0.25

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-4 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D19, D32 @150	2092	2197	24425	0.09
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D19, D32 @150	2569	2698	24425	0.11
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @300	658	691	5598	0.13
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D25 @300	2961	3109	9473	0.33
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @300	8769	9208	19264	0.48
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D32 @300	8139	8546	19264	0.45
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D25 @300	1704	1790	6303	0.29
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	②	D25 @300	1607	1688	6522	0.26

注記\* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

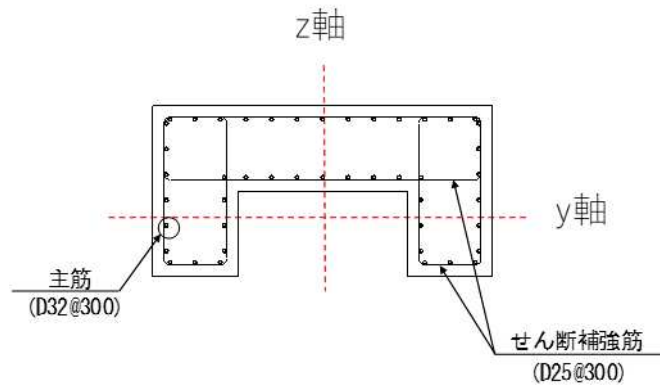


図 5-13 RC 支柱配筋概要図 (鋼桁 2 の例)



### 5.1.3 水平支承・鉛直支承の評価結果

水平支承・鉛直支承の照査結果を表5-5に示す。この結果から、水平支承・鉛直支承の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-5 水平支承・鉛直支承の照査結果

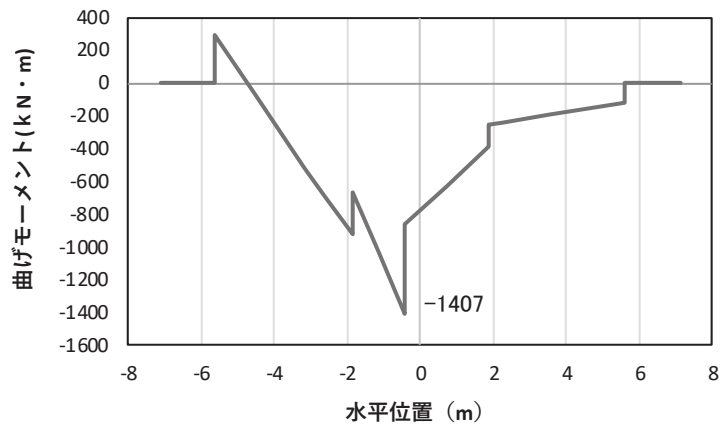
部位	地震動	発生断面力	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
		地震時鉛直力 (kN)			
鋼桁1 (水平支承)	S d - D 2 (-+)	8771	31	235	0.14
鋼桁2 (水平支承)	S d - D 2 (++)	1627	19	70	0.28
鋼桁3 (水平支承)	S d - D 2 (++)	1760	21	70	0.30
鋼桁4 (水平支承)	S d - D 2 (+-)	10939	38	235	0.17
鋼桁5 (鉛直支承)	S d - D 2 (++)	1559	18	70	0.26
鋼桁6 (水平支承)	S d - D 2 (-+)	1630	19	70	0.28

#### 5.1.4 フーチングの評価結果

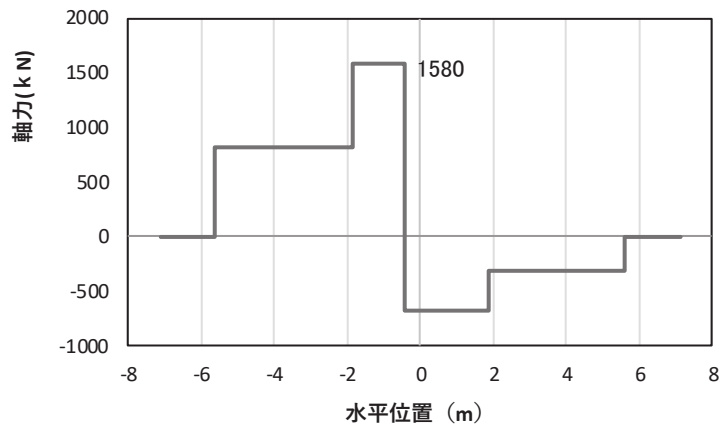
##### (1) フーチング（本体）に対する照査

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-14～図 5-19 に、照査結果を表 5-6～表 5-8 に示す。また、配筋概要図を図 5-20 に示す。なお、曲げモーメントの $M_y$ は図 5-20 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_z$ は z 軸周りのモーメントを示す。

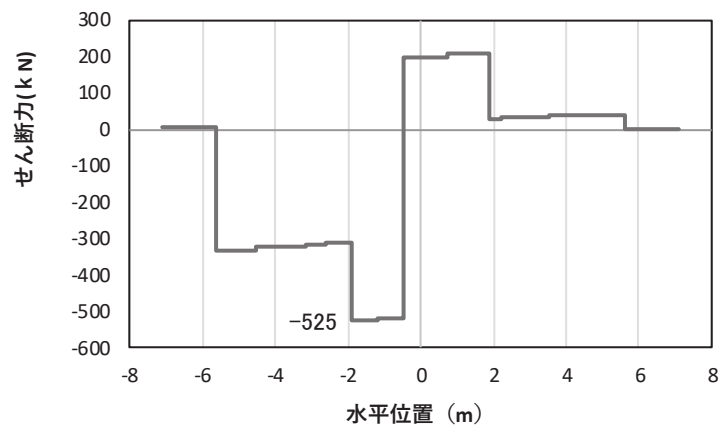
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

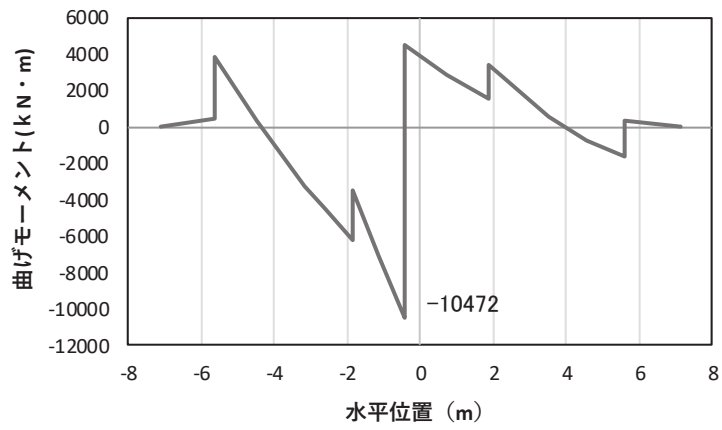
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

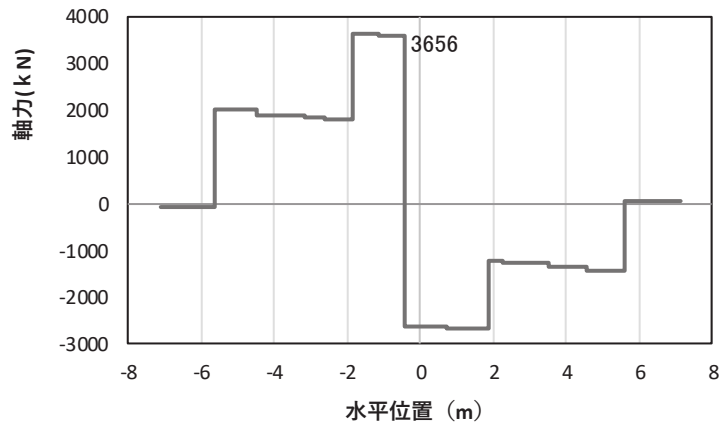
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+), t=23.44s, My最大)

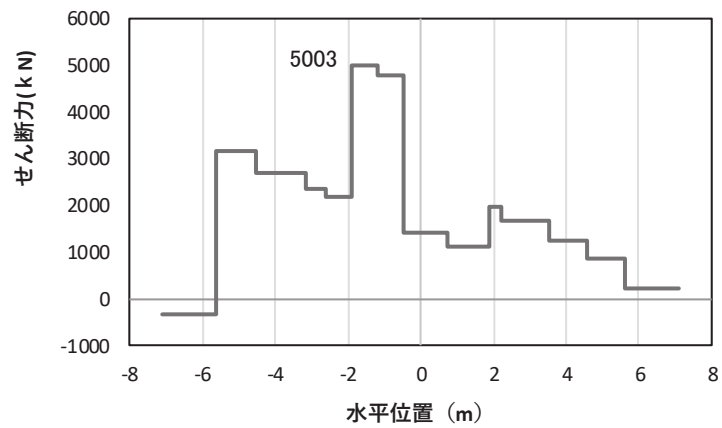
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

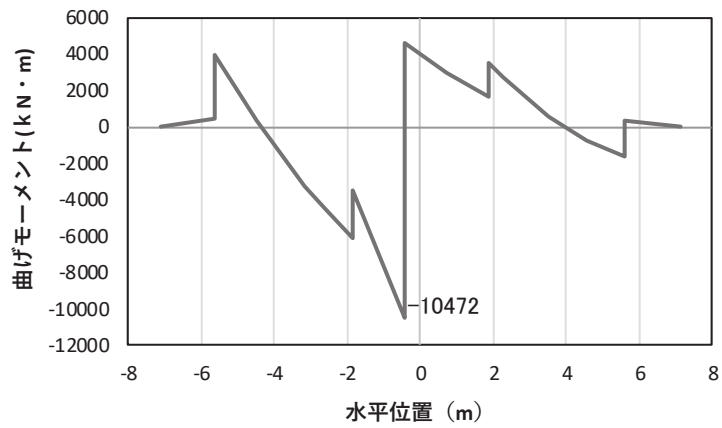
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

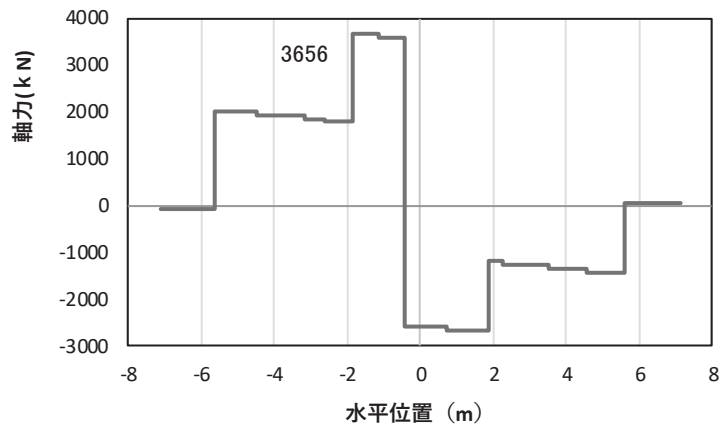
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+),  $t=10.43\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

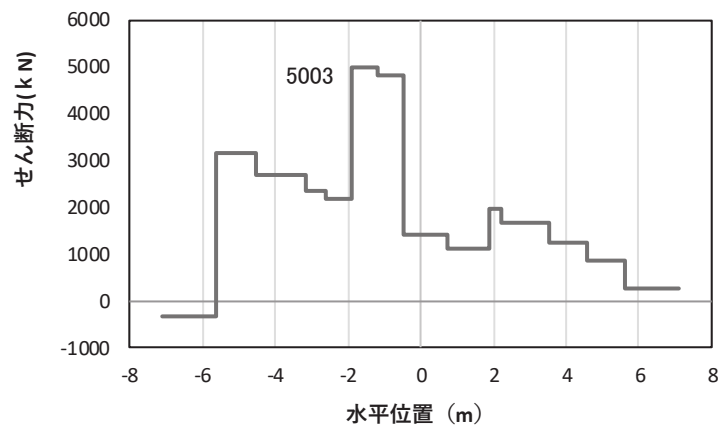
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

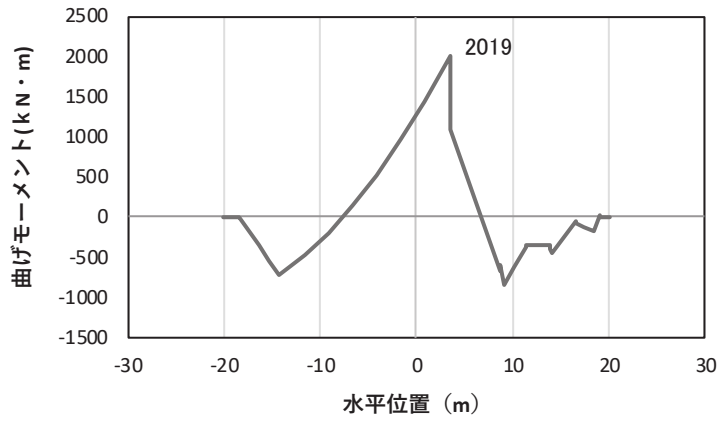
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-14(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における

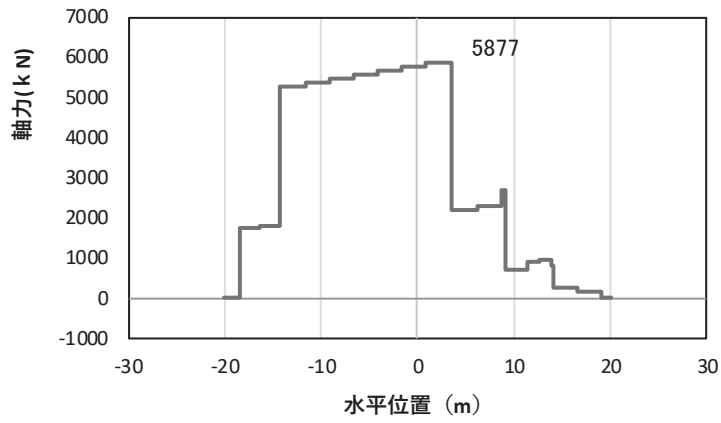
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S d-D 2 (-+),  $t = 10.43\text{s}$ )

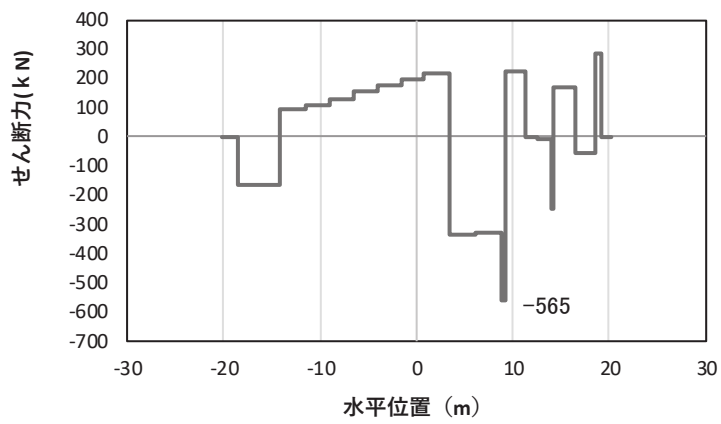
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

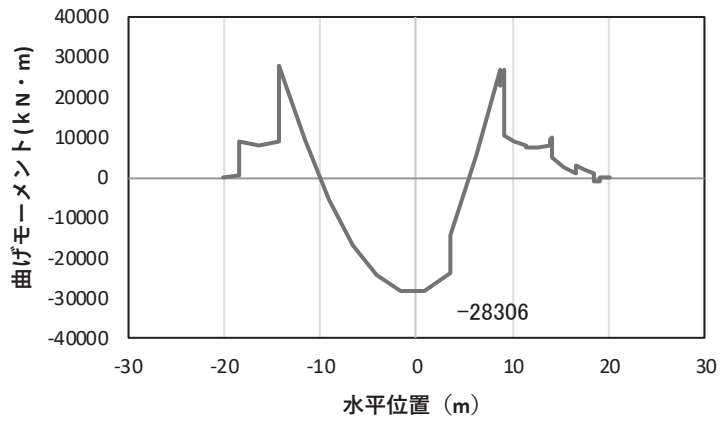
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

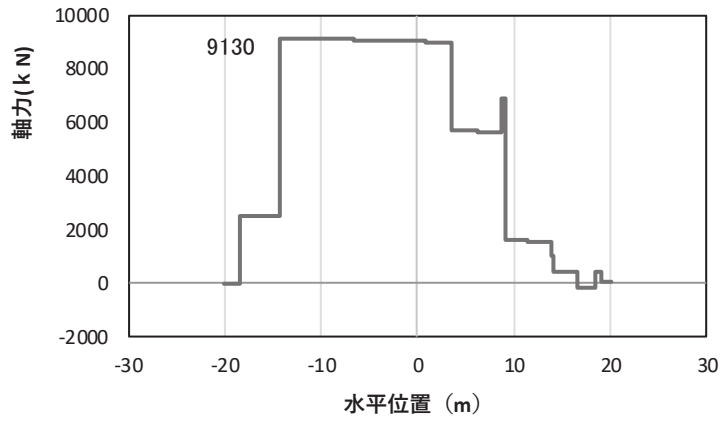
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎2, S d - D 2 (-+),  $t = 27.06\text{s}$ ,  $M_y$  最大)

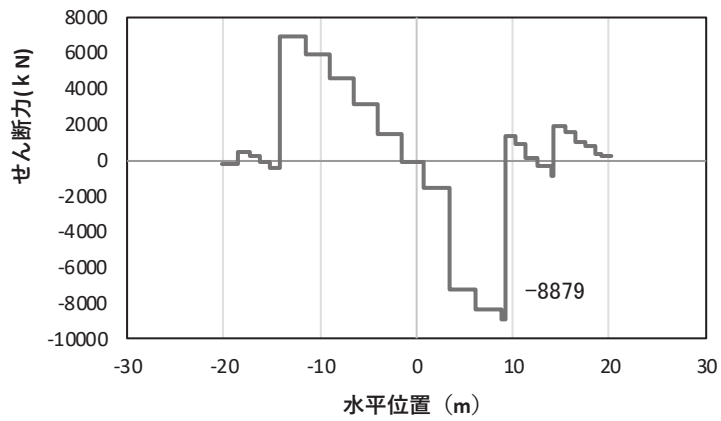
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

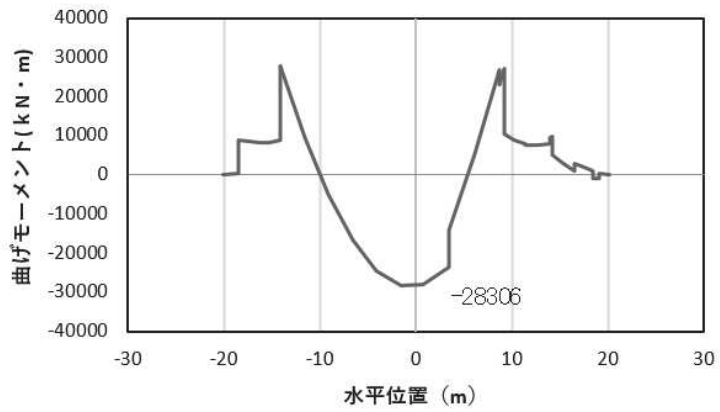
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

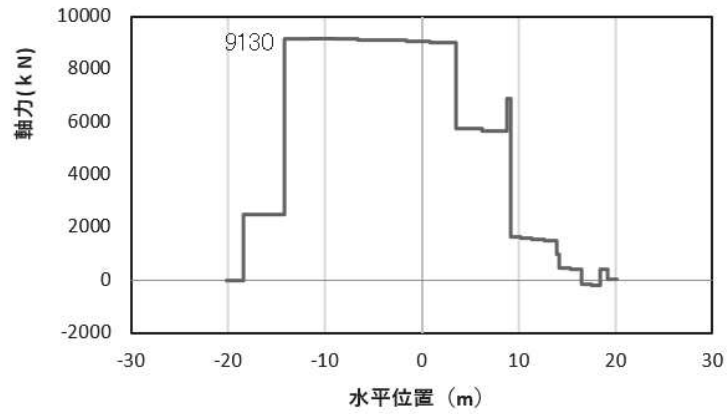
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎2, S d-D 2 (-+), t=23.57s, Mz 最大)

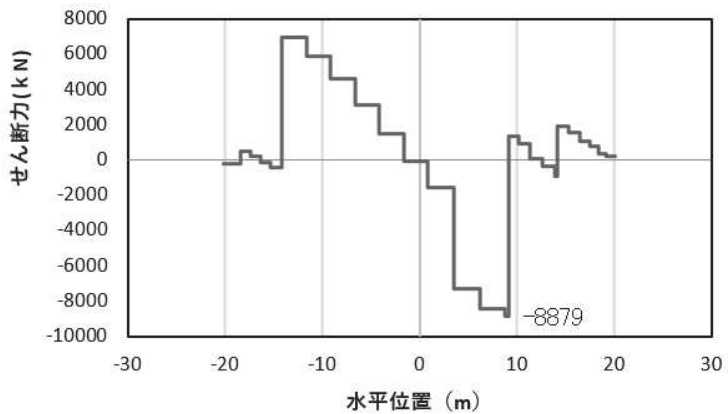
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



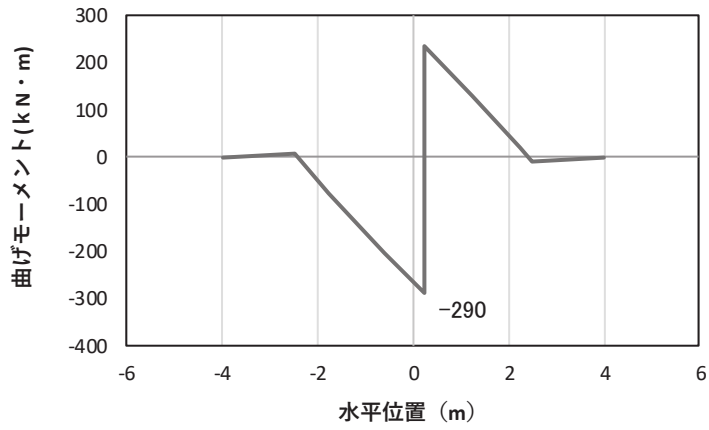
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

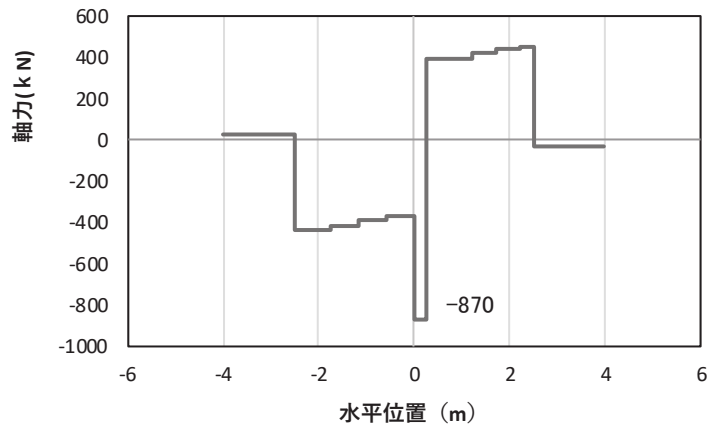
図 5-14(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 1, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t = 23.57s)

解析ケース①：基本ケース

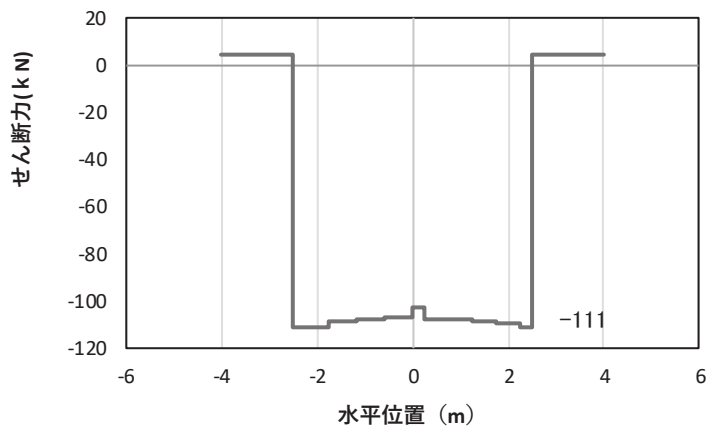




(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力



(c) せん断力

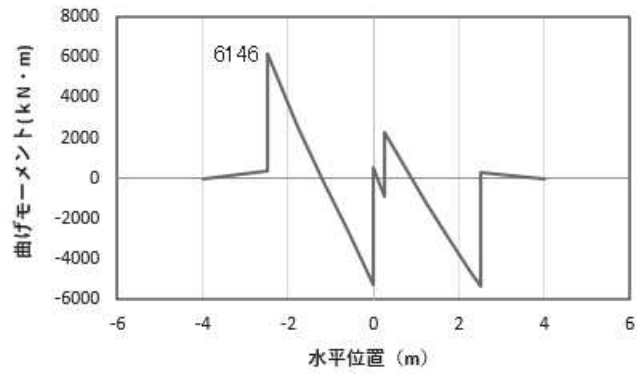
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

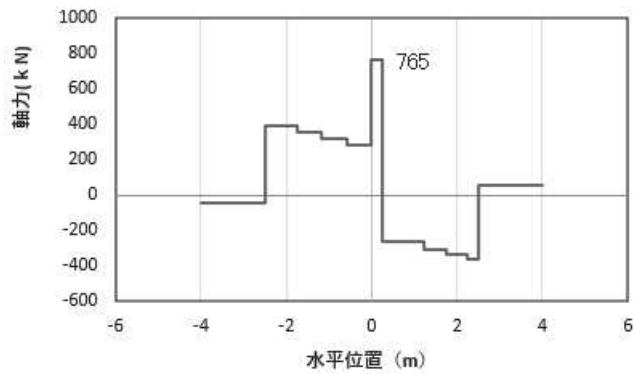
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁2, 基礎1, S d-D 2 (—), t=14.02s, My最大)

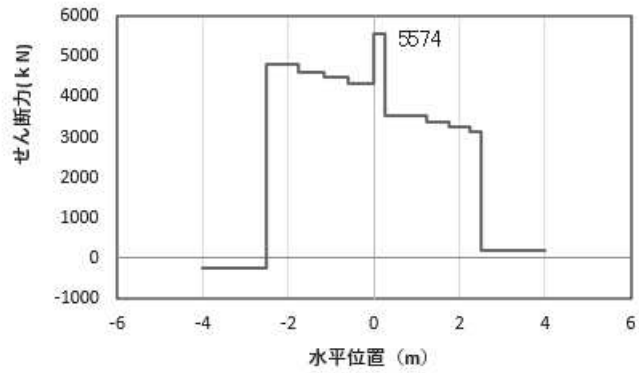
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



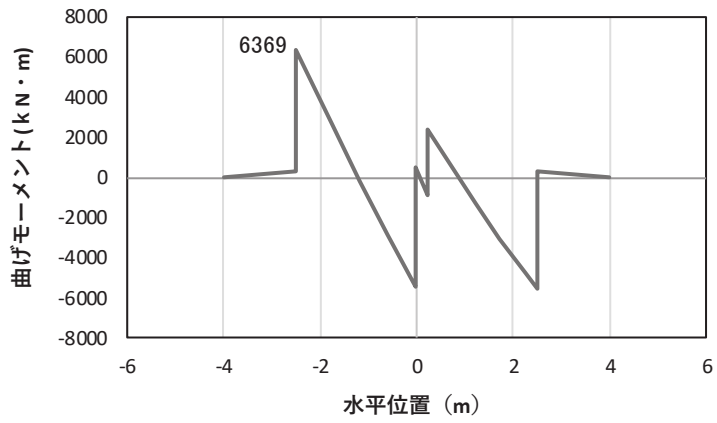
(c) セン断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

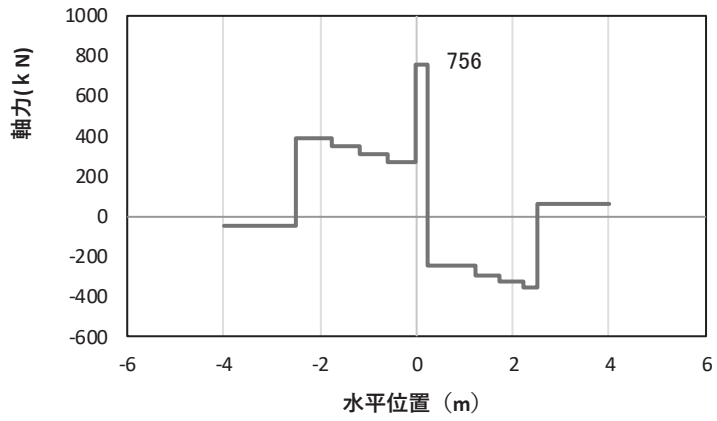
図5-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁2, 基礎1, S d - D 2 (---),  $t = 25.43\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

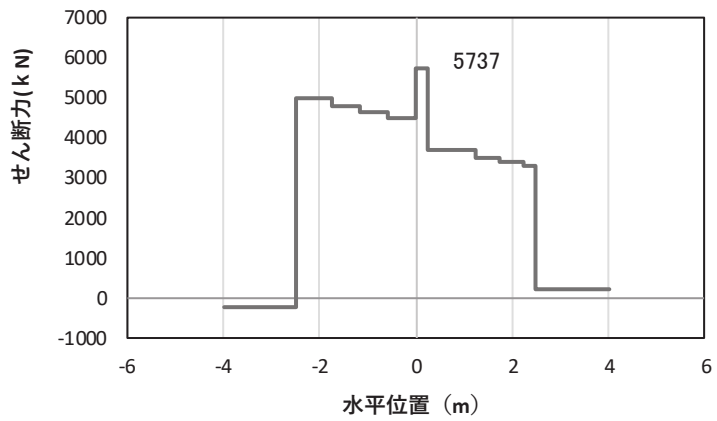
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

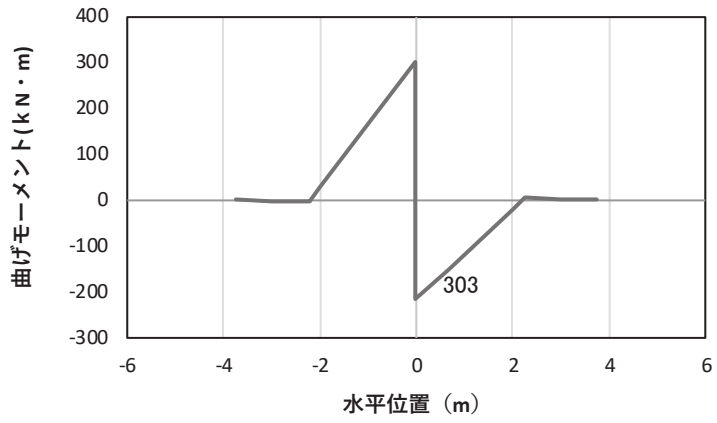


(c) せん断力

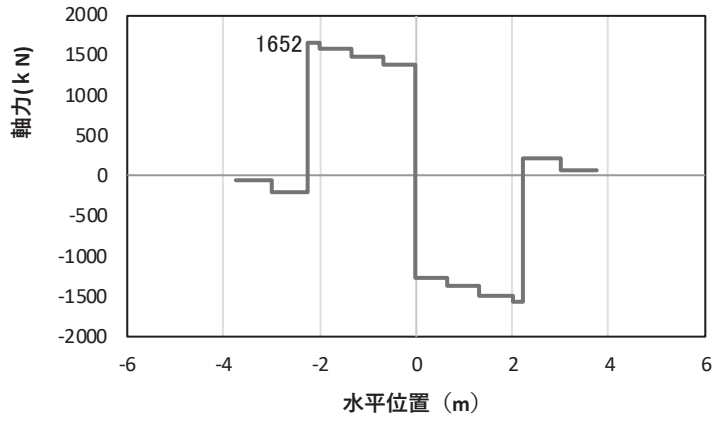
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 2, 基礎 1, S d - D 2 (---), t = 25.43s)

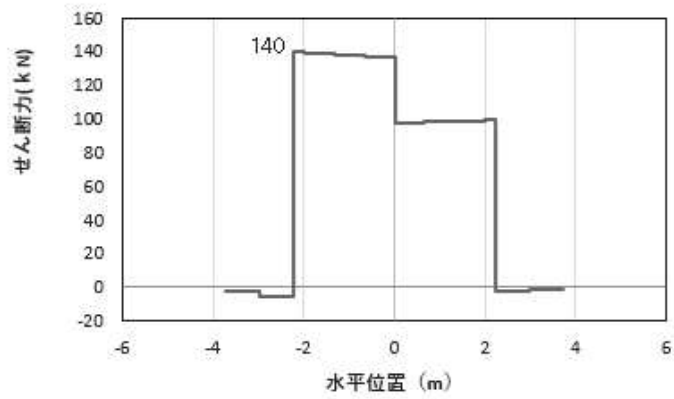
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



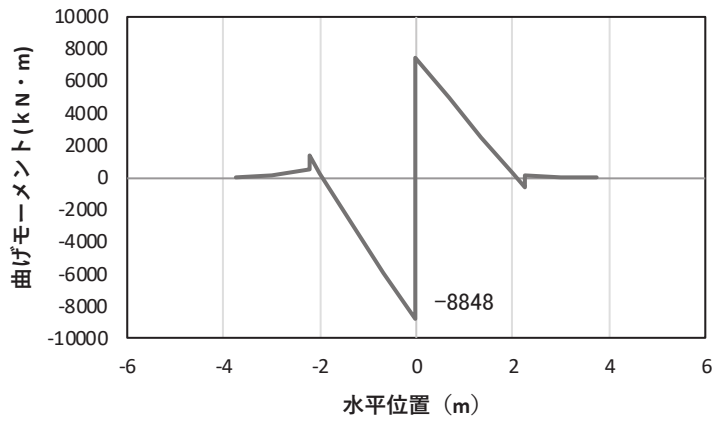
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

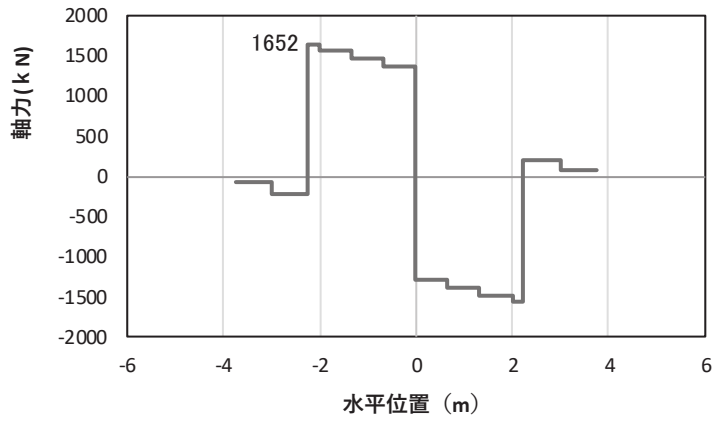
図5-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁3, 基礎2, S d-D 2 (---),  $t = 17.79s$ ,  $M_y$  最大)

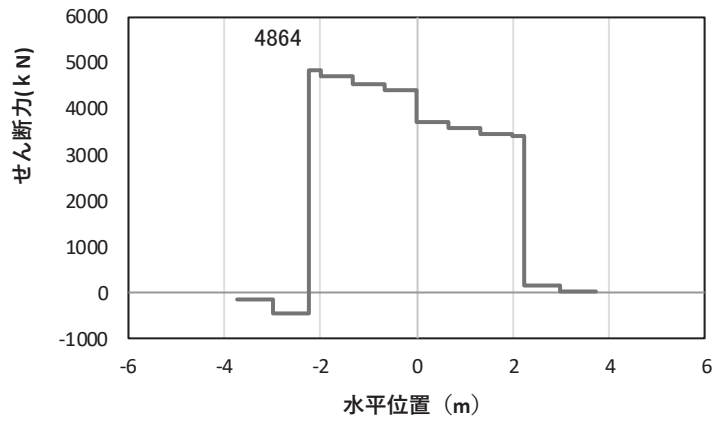
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

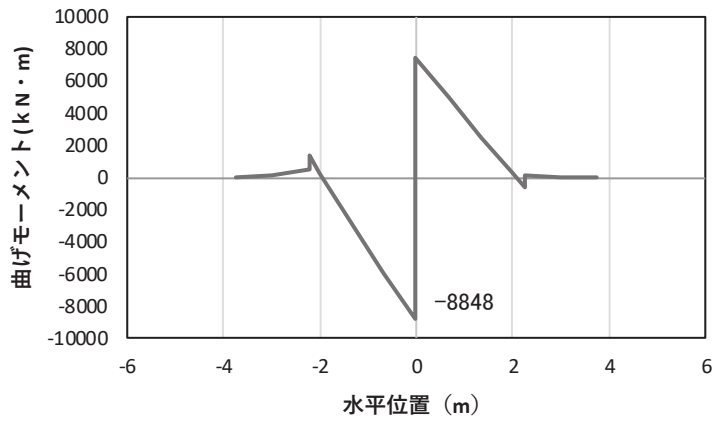
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

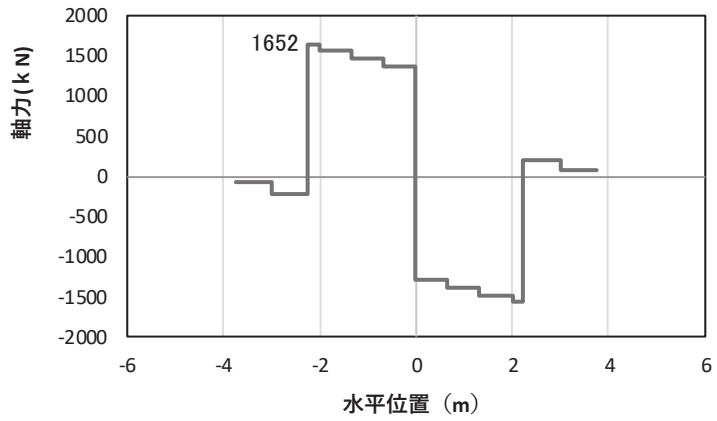
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁3, 基礎2, S d-D 2 (---), t = 17.79s, M<sub>z</sub> 最大)

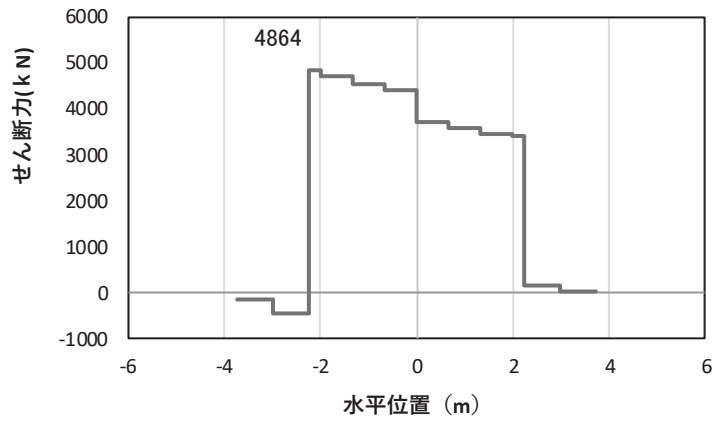
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



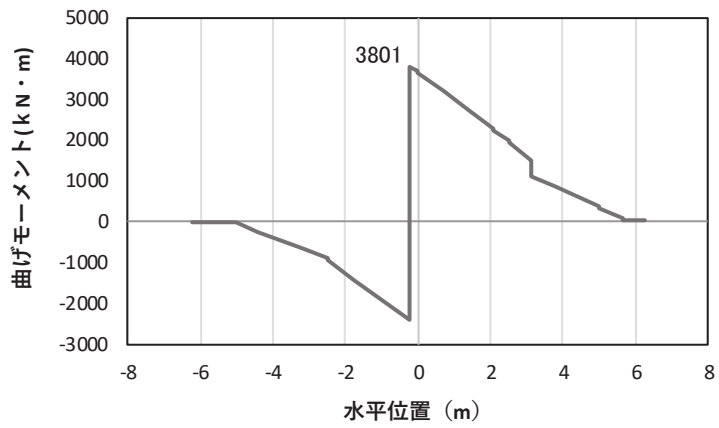
(b) 軸力



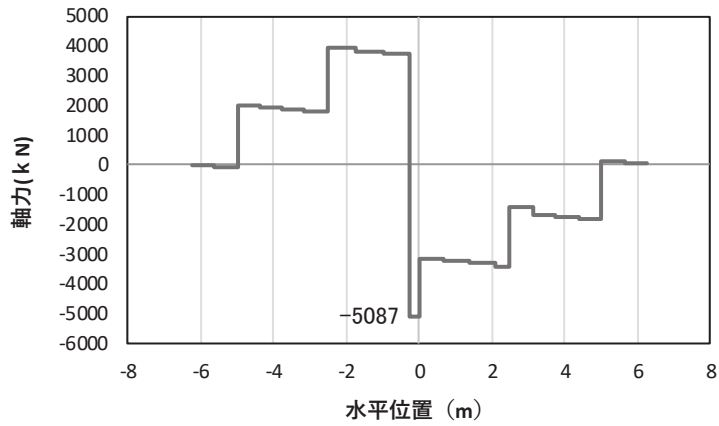
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

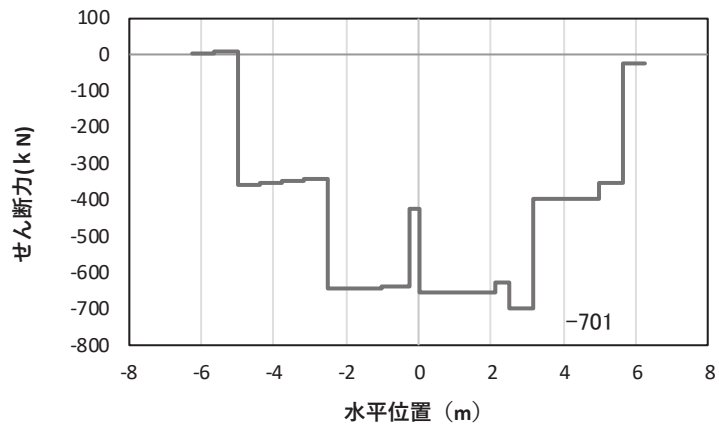
図 5-16(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (---), t = 17.79s)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

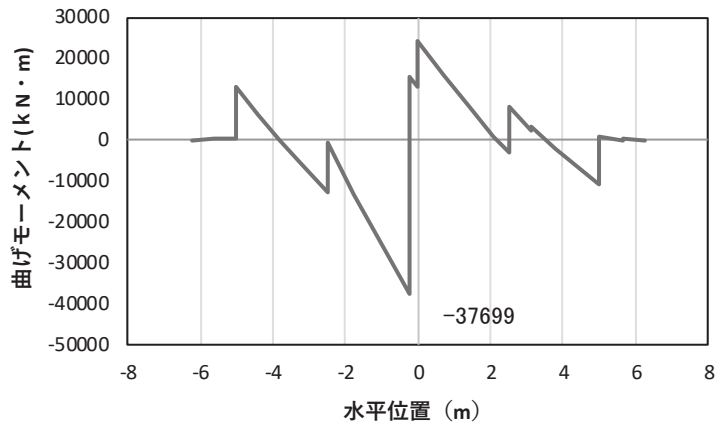
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

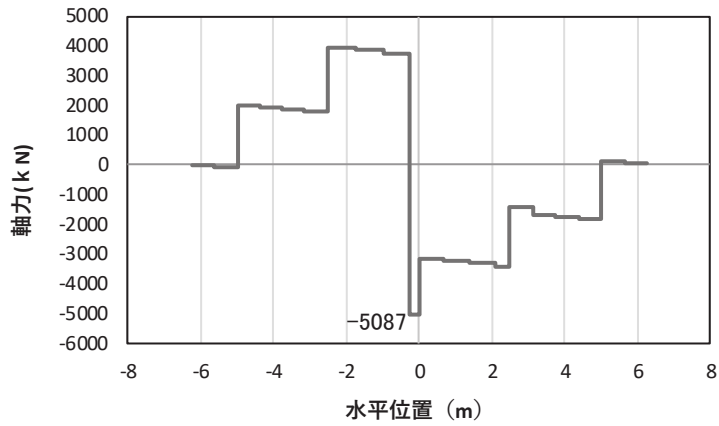
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 7.94s, M<sub>y</sub> 最大)

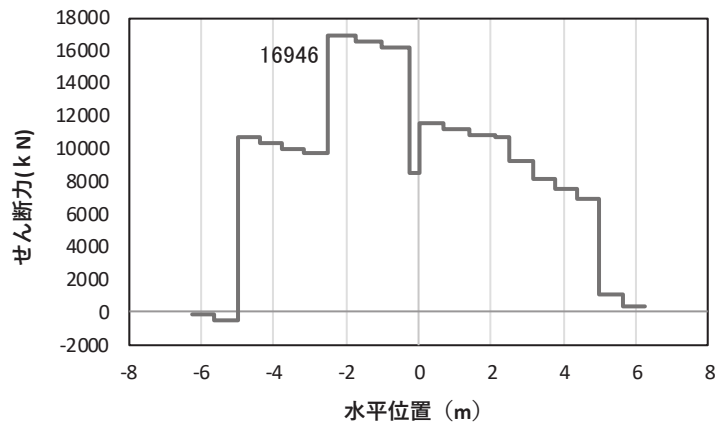
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

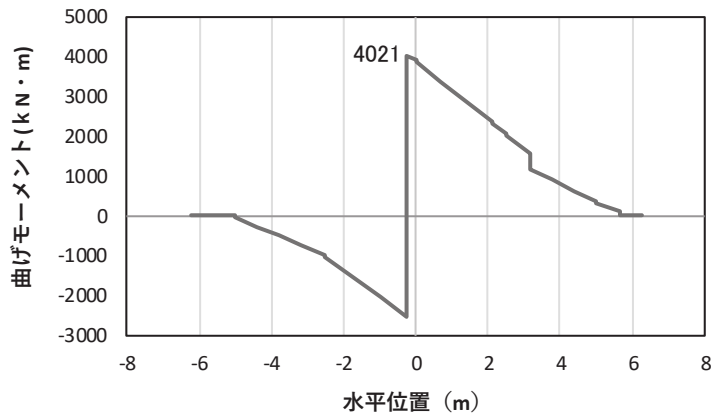
図 5-17(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

曲げモーメント最大時刻での断面力

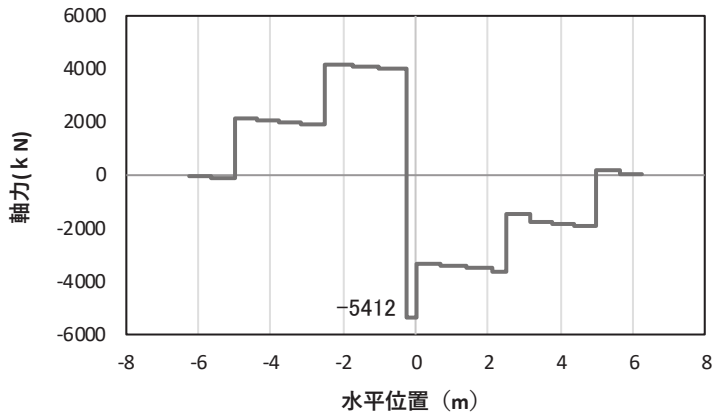
(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) ,  $t = 7.94\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース① : 基本ケース

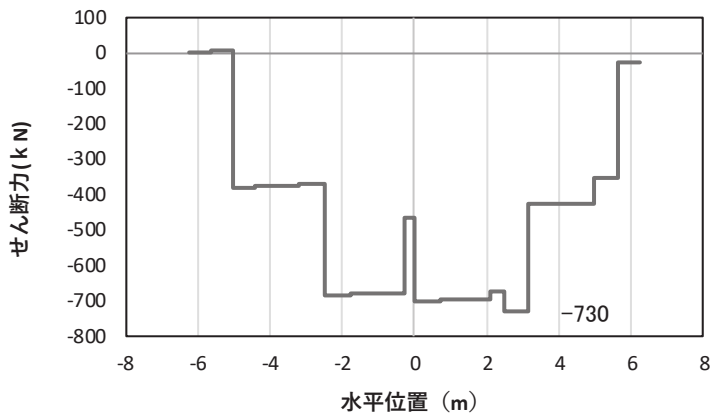




(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



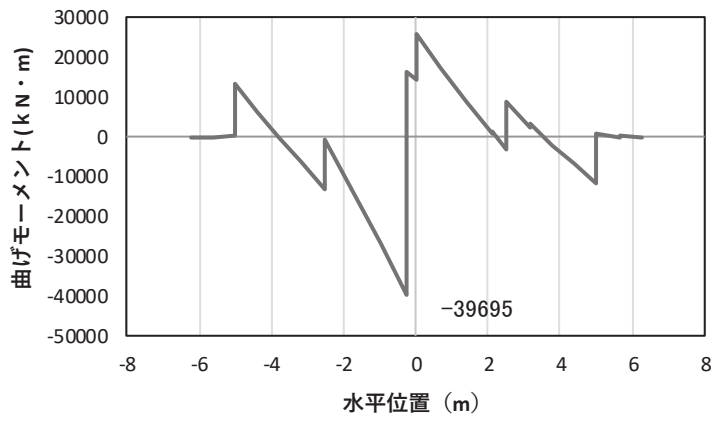
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

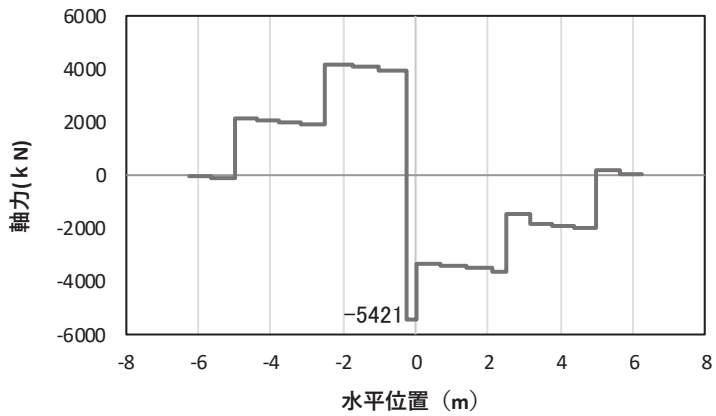
図 5-17(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) ,  $t=7.94\text{s}$ ,  $M_y$  最大)

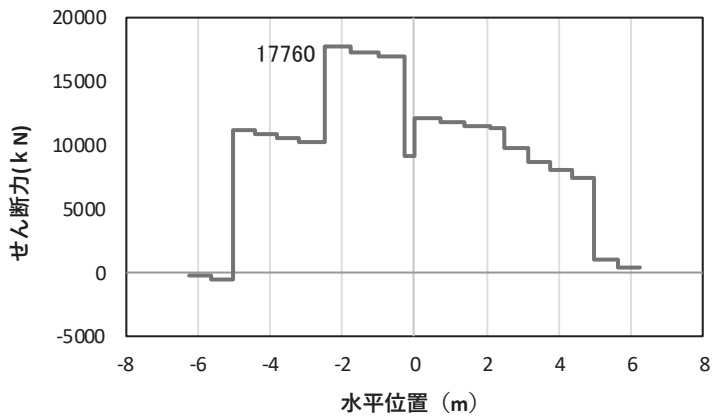
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



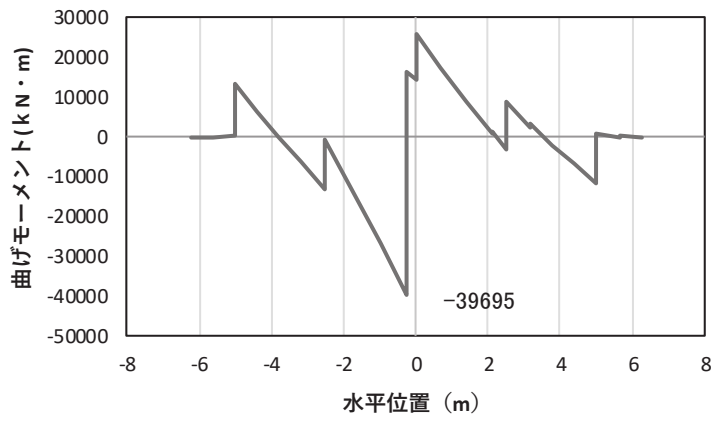
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

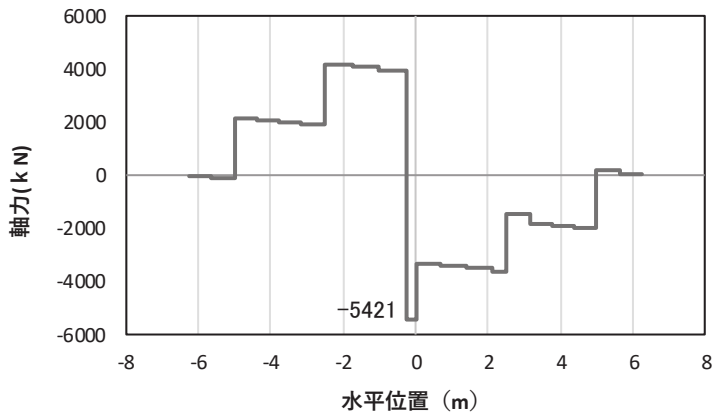
図5-17(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎1, S d-D 2 (++) ,  $t = 7.93\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

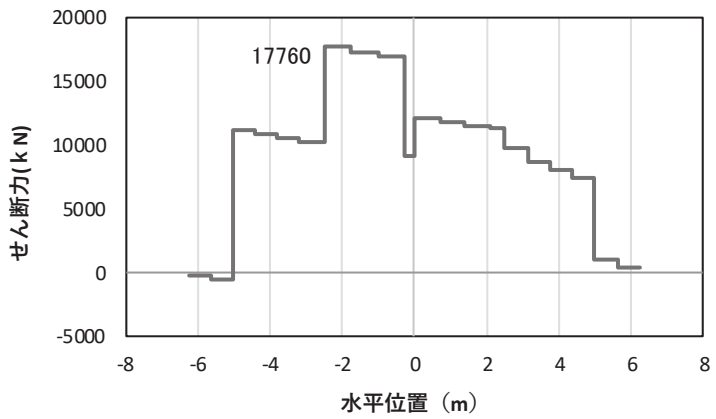
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

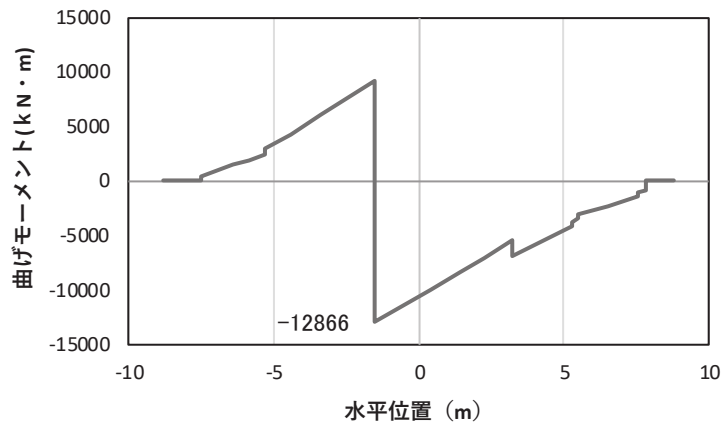


(c) せん断力

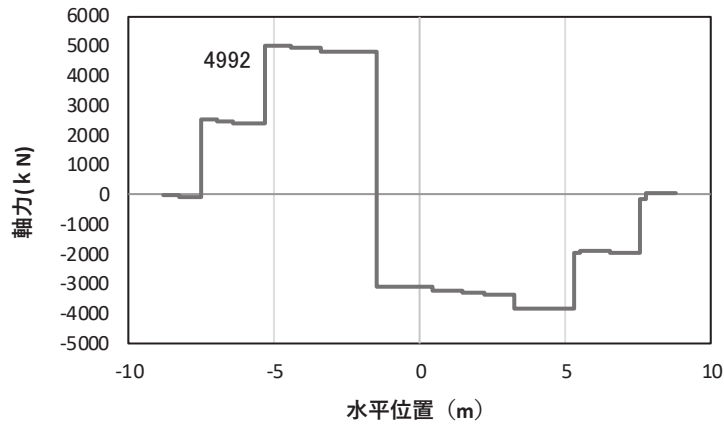
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁4, 基礎1, S d-D 2 (++) , t = 7.93s)

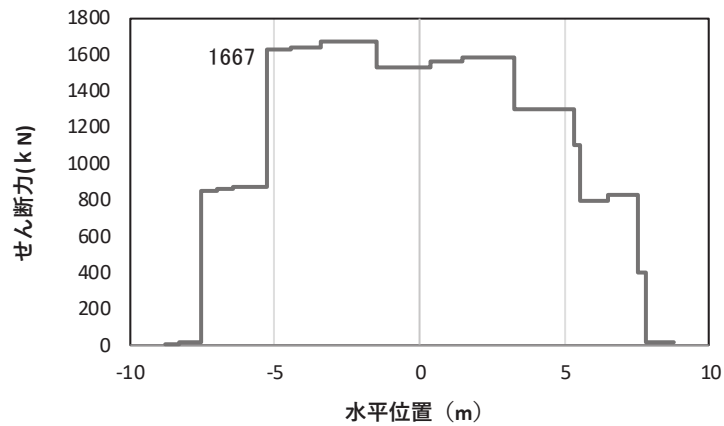
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

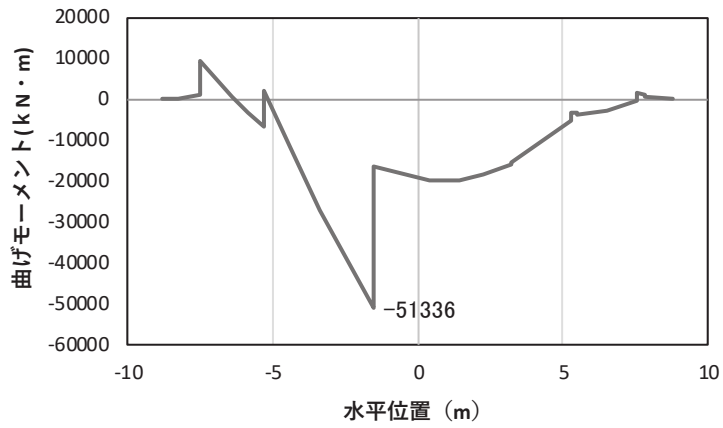
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-17(6) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

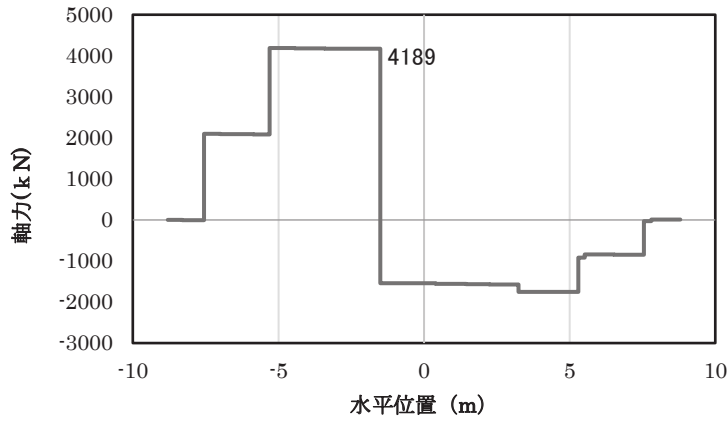
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) ,  $t = 7.99s$ ,  $M_y$  最大)

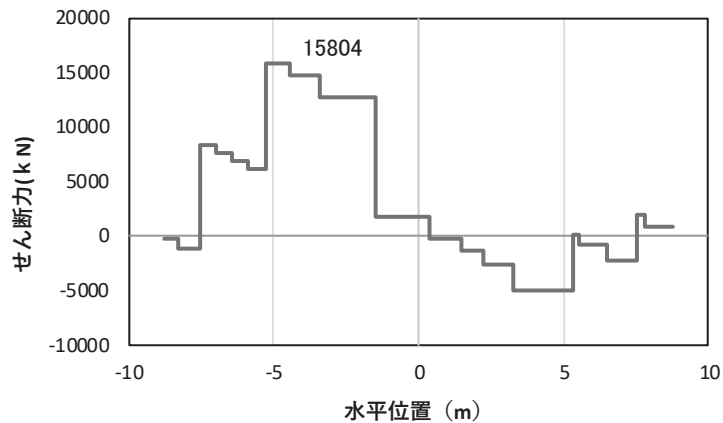
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

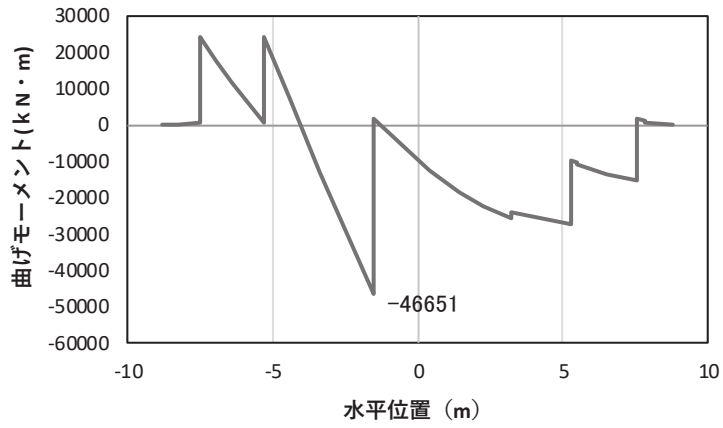
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-17(7) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

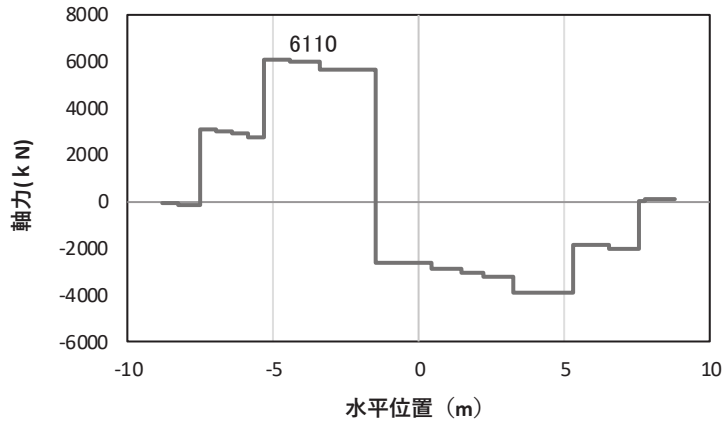
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) , t=9.88s, Mz 最大)

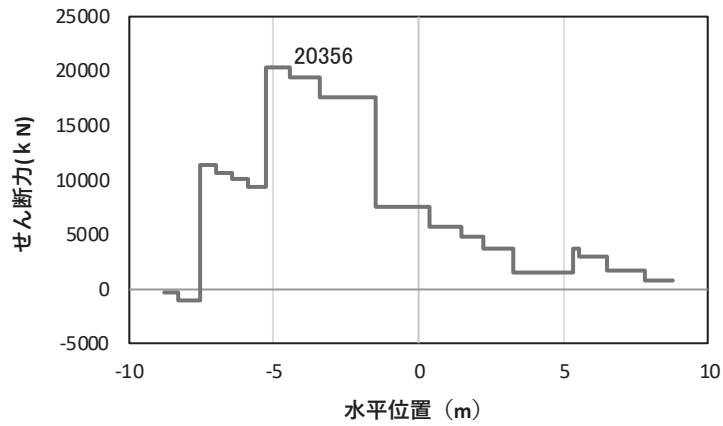
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

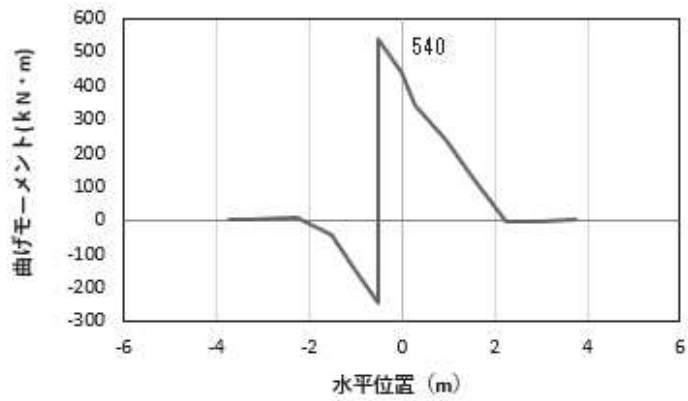


(c) せん断力

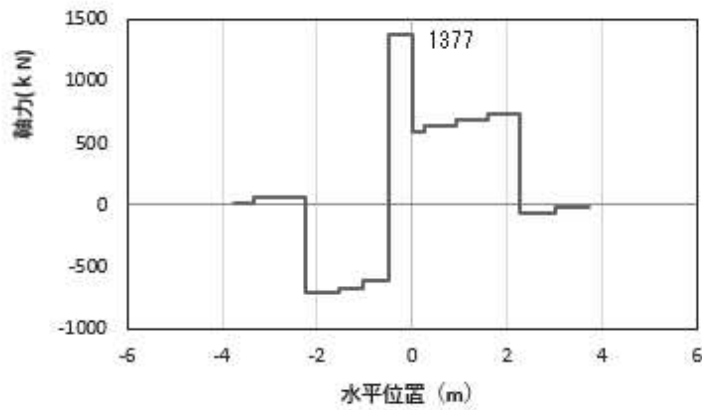
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(8) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) , t = 7.95s)

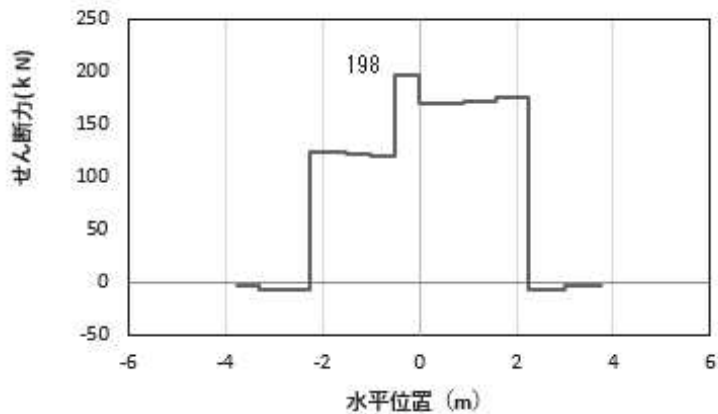
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

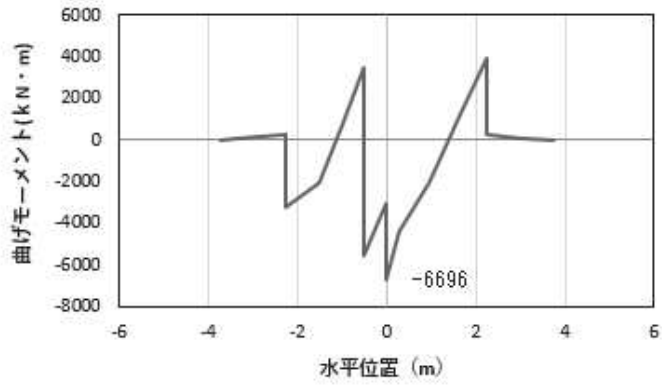
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

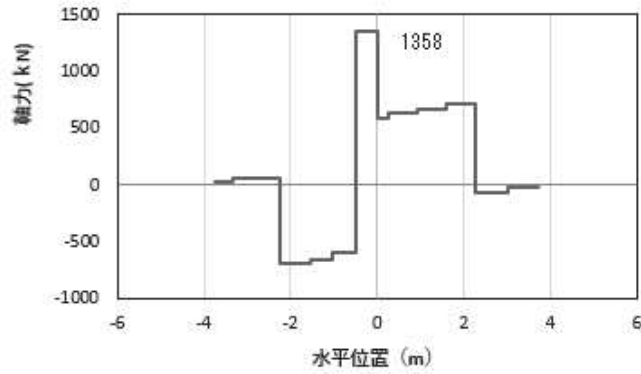
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁5, 基礎2, S d-D 2 (---),  $t=13.65s$ ,  $M_y$  最大)

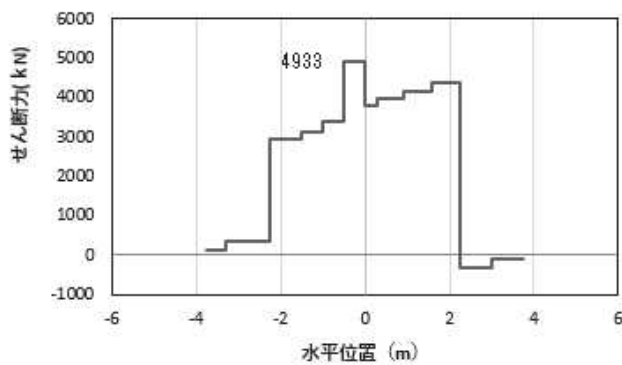
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

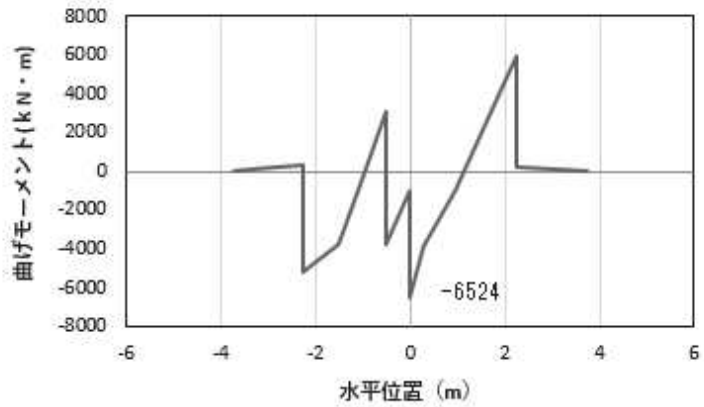
図5-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

曲げモーメント最大時刻での断面力

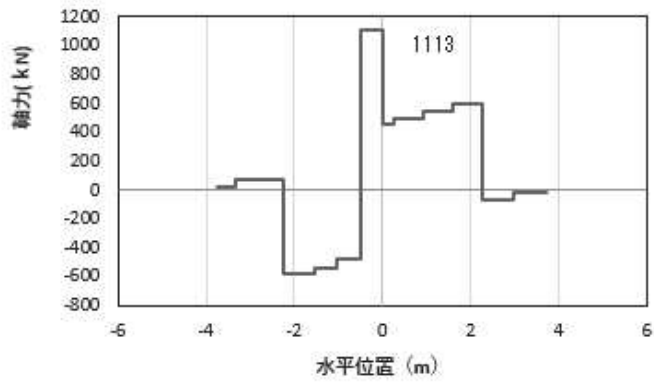
(鋼桁5, 基礎2, S d-D 2 (---), t=13.66s, Mz最大)

解析ケース①: 基本ケース

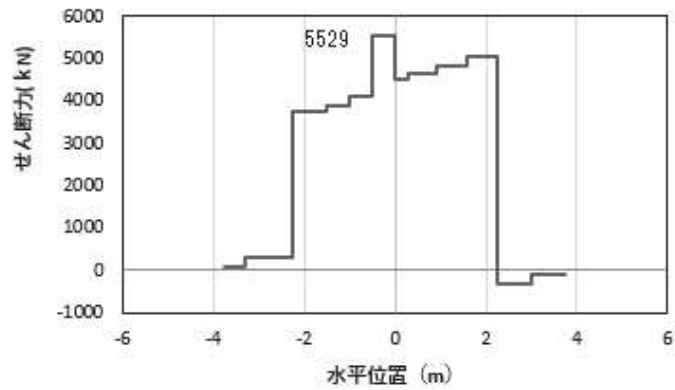




(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



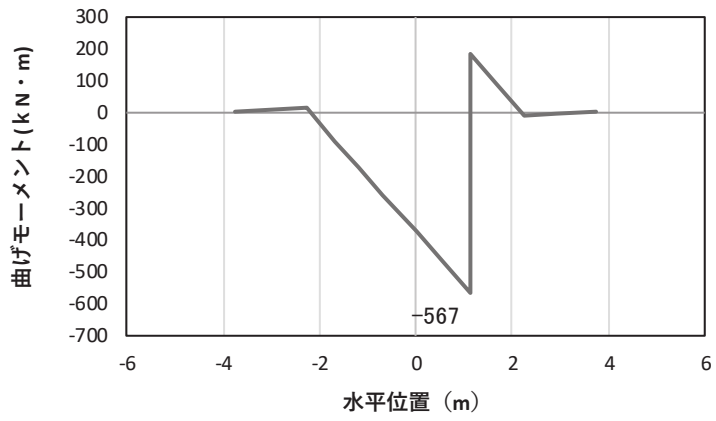
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

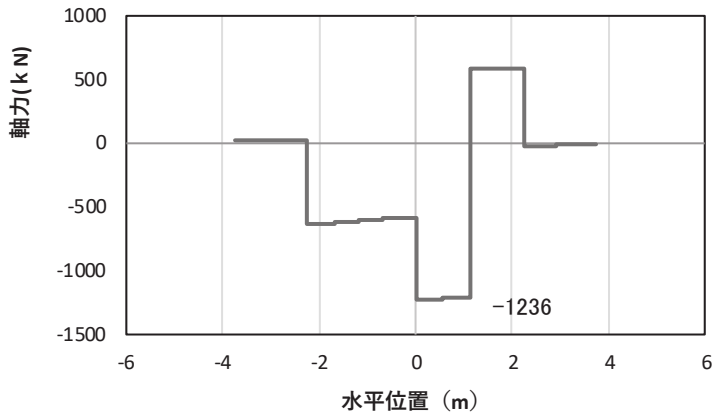
図 5-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(鋼桁 5, 基礎 1, S d-D 2 (-+),  $t = 25.39s$ )

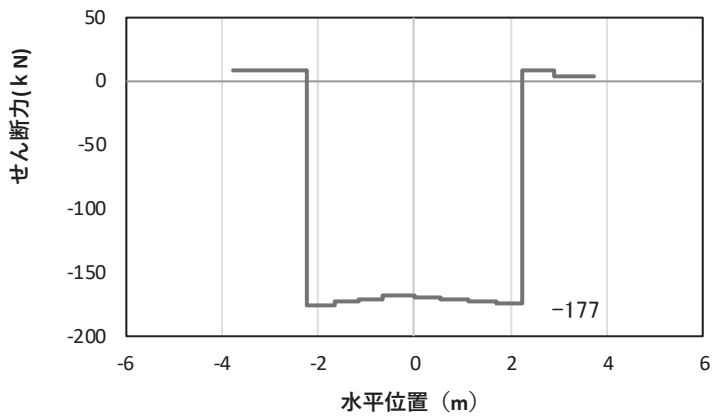
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

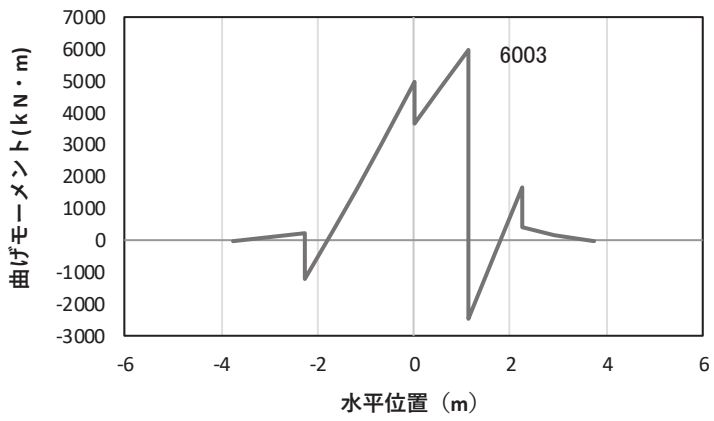
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

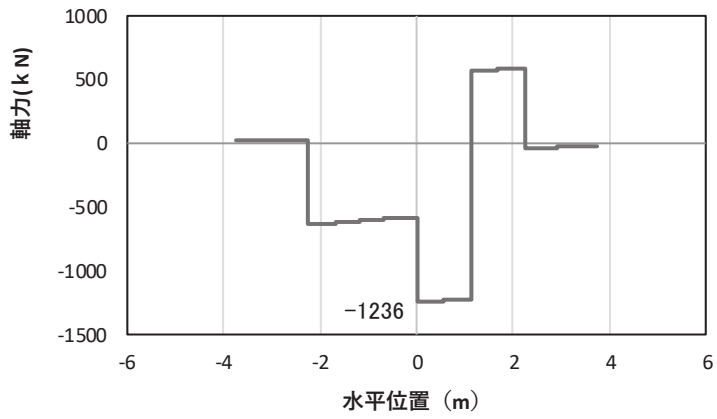
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (++) , t = 13.71s, My 最大)

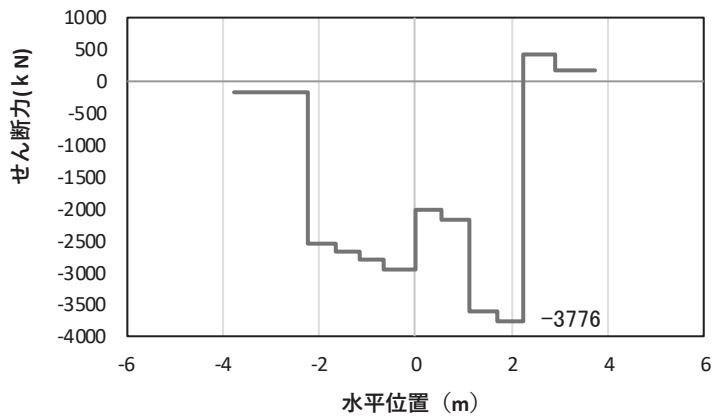
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

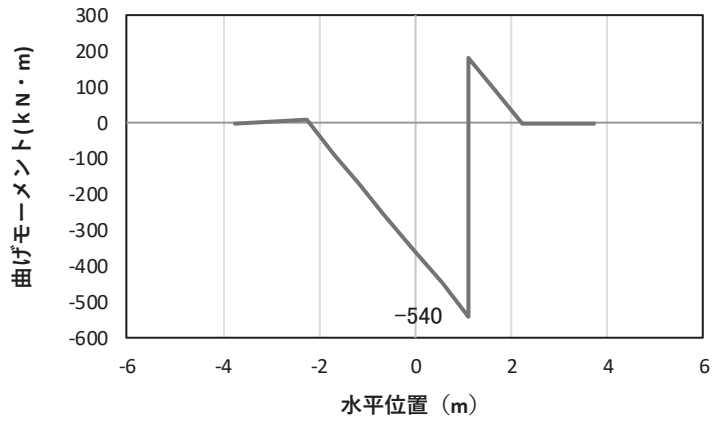
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

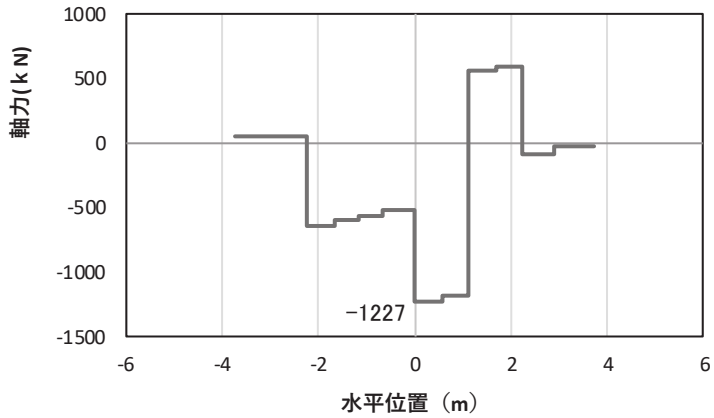
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (++) ,  $t = 13.71\text{s}$ ,  $M_z$  最大)

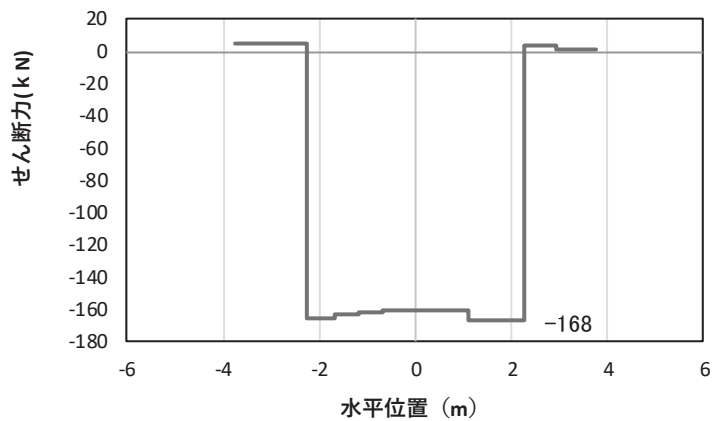
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力



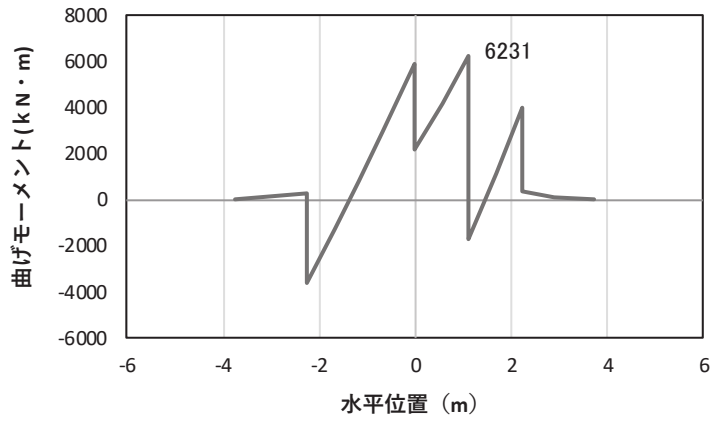
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

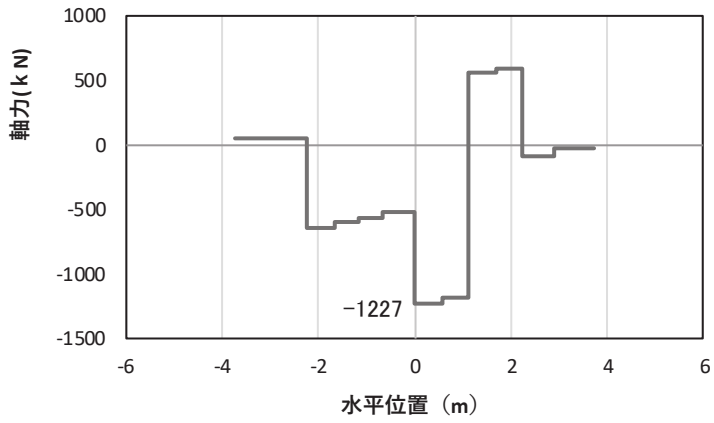
図5-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁6, 基礎2, S d-D 2 (---), t=7.95s, My最大)

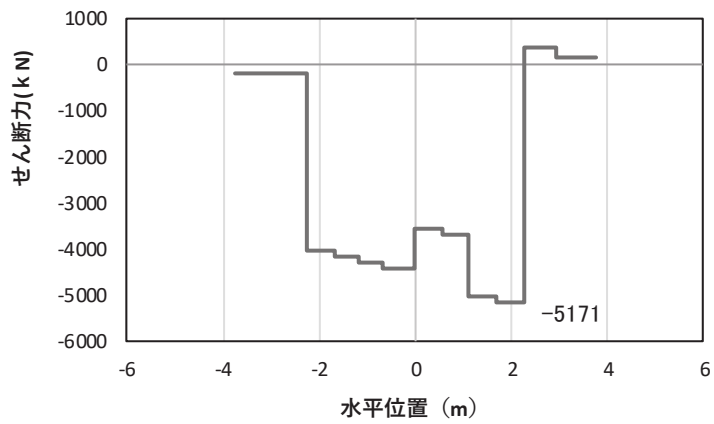
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

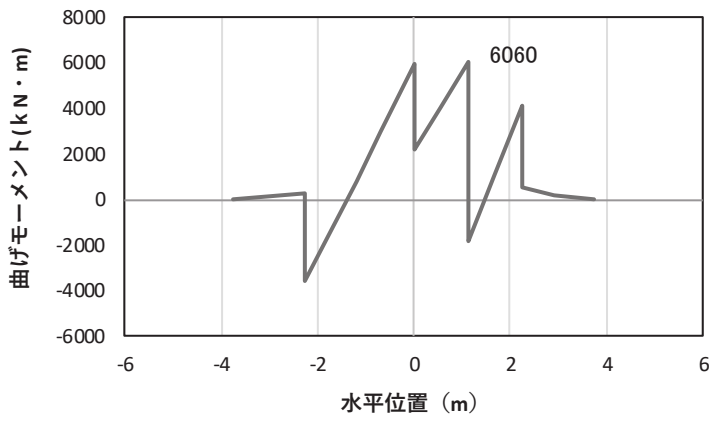
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

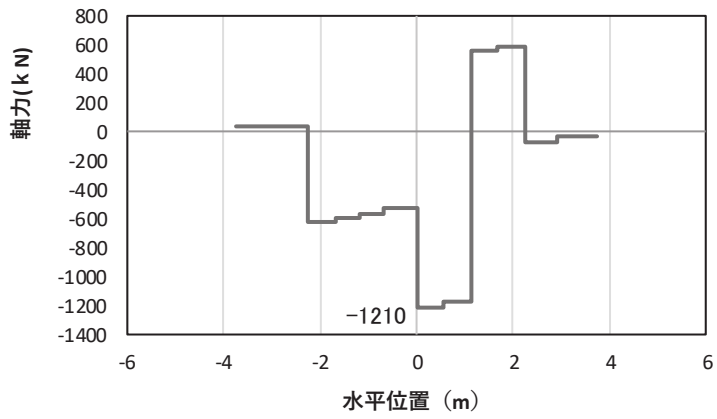
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁6, 基礎2, S d-D 2 (---), t=7.95s, Mz最大)

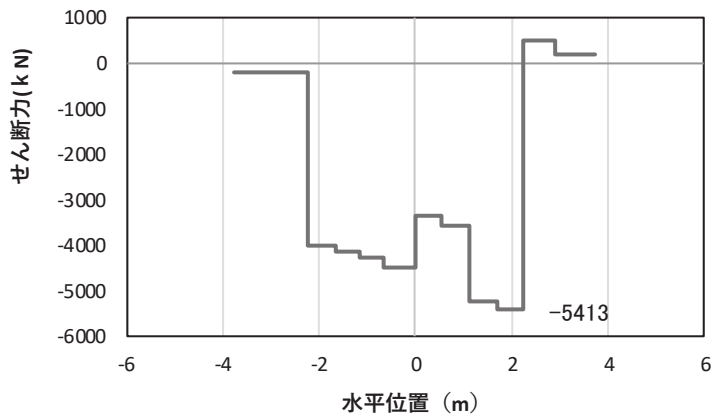
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 6, 基礎 1, S d - D 2 (-+),  $t = 7.95\text{s}$ )

解析ケース①：基本ケース

表 5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	①	M <sub>y</sub> : -1407 M <sub>z</sub> : 10472	3656	3.7	24	0.16
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	M <sub>y</sub> : 2019 M <sub>z</sub> : -28306	9646	6.7	24	0.28
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	M <sub>y</sub> : 290 M <sub>z</sub> : 6146	852	2.3	24	0.10
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M <sub>y</sub> : 303 M <sub>z</sub> : 8848	1652	3.4	24	0.15
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 3801 M <sub>z</sub> : 37699	3921	7.6	24	0.32
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : -12866 M <sub>z</sub> : 51336	6216	4.9	24	0.21
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M <sub>y</sub> : 540 M <sub>z</sub> : 6696	1377	2.4	24	0.10
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	M <sub>y</sub> : 567 M <sub>z</sub> : 6003	594	2.2	24	0.10

注記\* : 軸力は、正 : 圧縮、負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	①	D41@150	M <sub>y</sub> : -1407 M <sub>z</sub> : 10472	-2683	154	435	0.36
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D51@150 2 段	M <sub>y</sub> : 2019 M <sub>z</sub> : 28306	-806	162	435	0.38
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 290 M <sub>z</sub> : 6146	-870	107	435	0.25
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 303 M <sub>z</sub> : 8848	-1563	153	435	0.36
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D41@150	M <sub>y</sub> : 4021 M <sub>z</sub> : 39695	-5421	358	435	0.83
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D51@150	M <sub>y</sub> : -12866 M <sub>z</sub> : 51336	-4349	183	435	0.43
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 540 M <sub>z</sub> : 6696	-708	99	435	0.23
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 540 M <sub>z</sub> : 6231	-1227	100	435	0.23

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。



表 5-8 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断補 強筋	発生断面力	照査用 せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN) (a)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	①	D29@300	5003	5253	16998	0.31
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (- +)	①	D29@300	8879	9323	18023	0.52
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (- -)	②	D25@300	5737	6024	19739	0.31
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (- -)	①	D32@300	4864	5108	17678	0.29
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+ +)	②	D19@300	17760	18648	33039	0.57
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+ +)	①	D19@300	20356	21374	71574	0.30
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	②	D32@300	5529	5806	18504	0.32
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	①	D32@300	5413	5684	23700	0.24

注記\* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

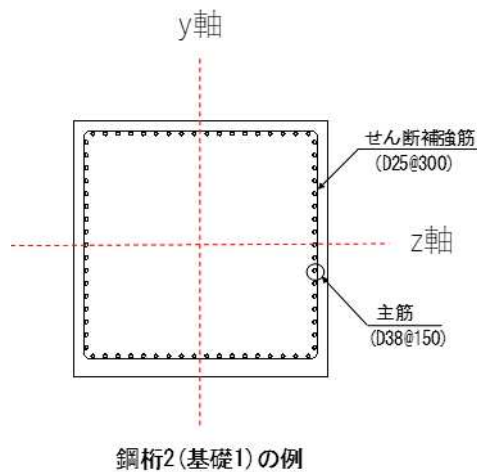


図 5-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

(2) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する照査結果を表 5-9 に示す。ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを確認した。

表 5-9 ボイリングに対する照査結果

部位	入力津波高さ (m)	地表面高さ (m)	フーチング高さ (m)	ボイリングに 対する安全率
鋼桁 1	O. P. +18. 1	O. P. +13. 8	O. P. +10. 3	1. 37
			O. P. +10. 0	1. 49
鋼桁 2	O. P. +18. 1	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 22
鋼桁 3	O. P. +17. 4	O. P. +13. 8	O. P. +10. 0	1. 78
鋼桁 4	O. P. +19. 0	O. P. +13. 4	O. P. +9. 3	1. 23
鋼桁 5	O. P. +17. 5	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 40
鋼桁 6	O. P. +17. 5	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 40

5.1.5 鋼管杭の評価結果

(1) 鋼桁 1

断面計算に用いた断面諸元を表 5-10 及び表 5-11 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-21 に、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-12～表 5-16 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-22 に示す。

この結果から、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-10 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭断面諸元 (鋼桁 1)

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 1 (基礎 1)	φ 1500	SM570 ( t = 22mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +7. 1m	22	0. 974×10 <sup>5</sup>	0. 355×10 <sup>8</sup>
		SKK490 ( t = 22mm)	(中杭) O. P. +7. 1m～ O. P. +4. 6m	22	0. 974×10 <sup>5</sup>	0. 355×10 <sup>8</sup>
		SKK490 ( t = 16mm)	(下杭) O. P. +4. 6m～ O. P. -14. 965m	16	0. 699×10 <sup>5</sup>	0. 256×10 <sup>8</sup>
鋼桁 1 (基礎 2)	φ 1700	場所打ち コンクリート杭 (鋼管杭巻立)	(上杭) O. P. +10. 3m～ O. P. +1. 9m	25 (鋼管杭)	1. 264×10 <sup>5</sup>	0. 521×10 <sup>8</sup>
	φ 2000	場所打ち コンクリート杭	(下杭) O. P. +1. 9m～ O. P. -15. 408m	-	3. 142×10 <sup>6</sup>	9. 251×10 <sup>8</sup>

注記\* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-10(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	杭頭補強筋			
				材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 1 (基礎 1)	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440
鋼桁 1 (基礎 2)	1700	2100	50	SD490	D51	38 (24-14)	740, 470

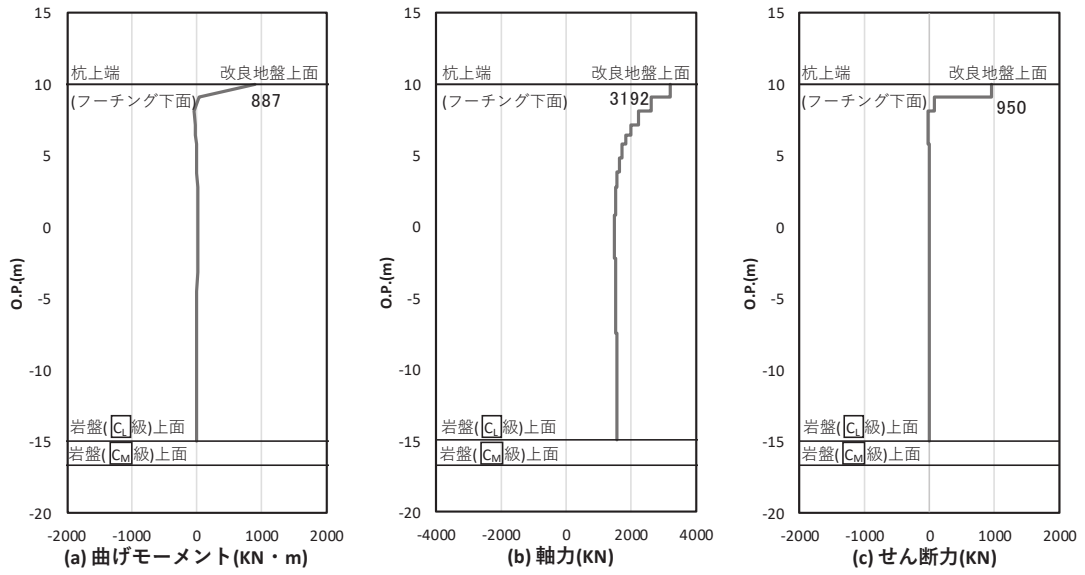


図 5-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 10.43s)  
 解析ケース①: 基本ケース

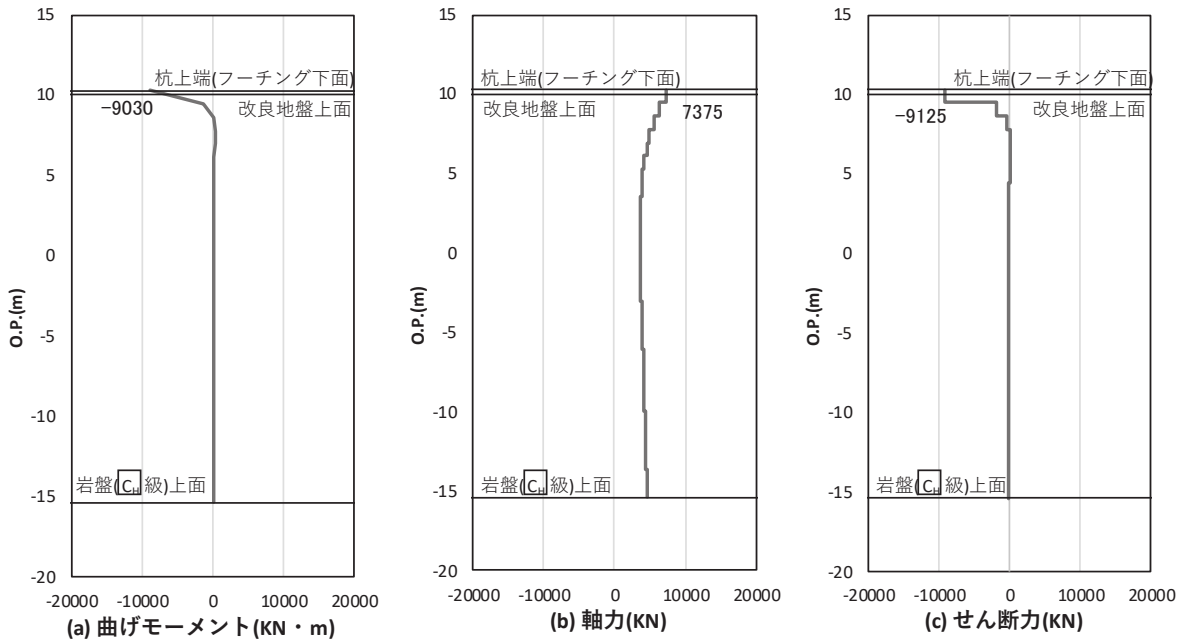


図 5-21(2) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 2, S d - D 2 (-+) , t = 23.57s)  
 解析ケース①: 基本ケース

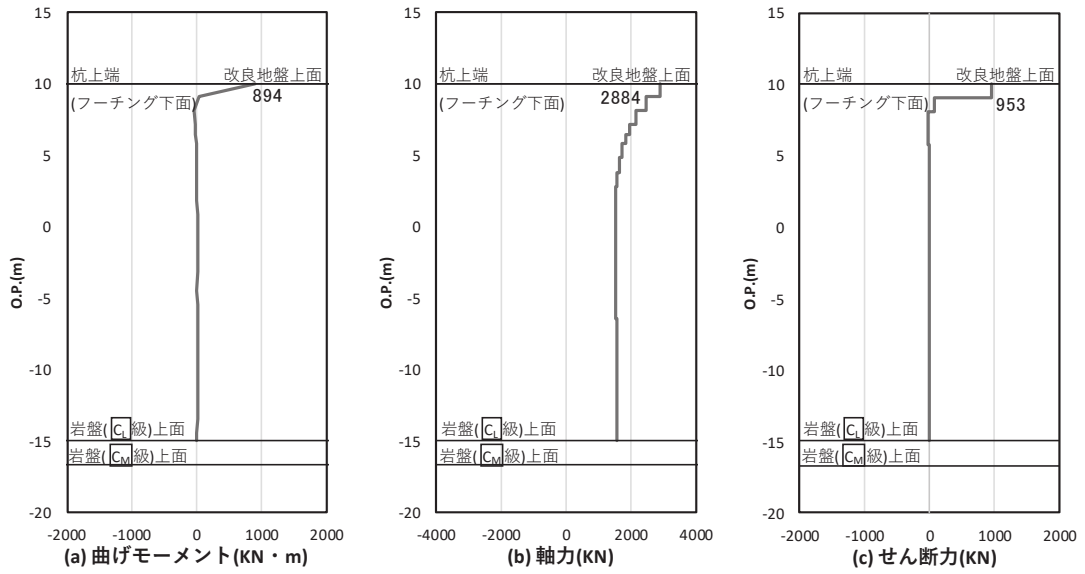


図 5-21 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 10. 44s)  
 解析ケース① : 基本ケース

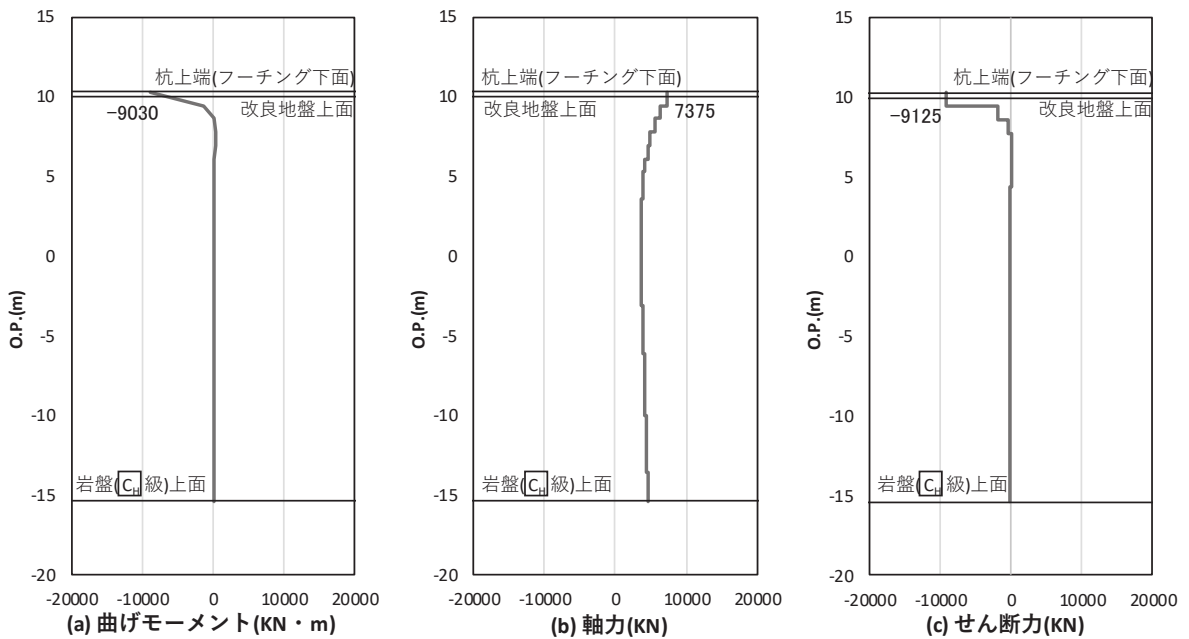


図 5-21 (4) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S d - D 2 (-+) , t = 23. 57s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-12 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-4 (上杭)	S d - D 2 (++)	①	887	3192	14807	0.06

表 5-13 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-2 (上杭)	S d - D 2 (-+)	①	9030	-1130	26787	0.34

注記\* : 曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、  
 軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的  
 となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照  
 査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-4 (上杭)	S d - D 2 (++)	①	953	20	260	0.08

表 5-15 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN) (a)		
基礎 2-2 (上杭)	S d - D 2 (-+)	①	9125	17125	0.54

表 5-16 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 1）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	
基礎 1-4	S d - D 2 (++)	①	894	12928	0.07
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	③	9431	18038	0.53

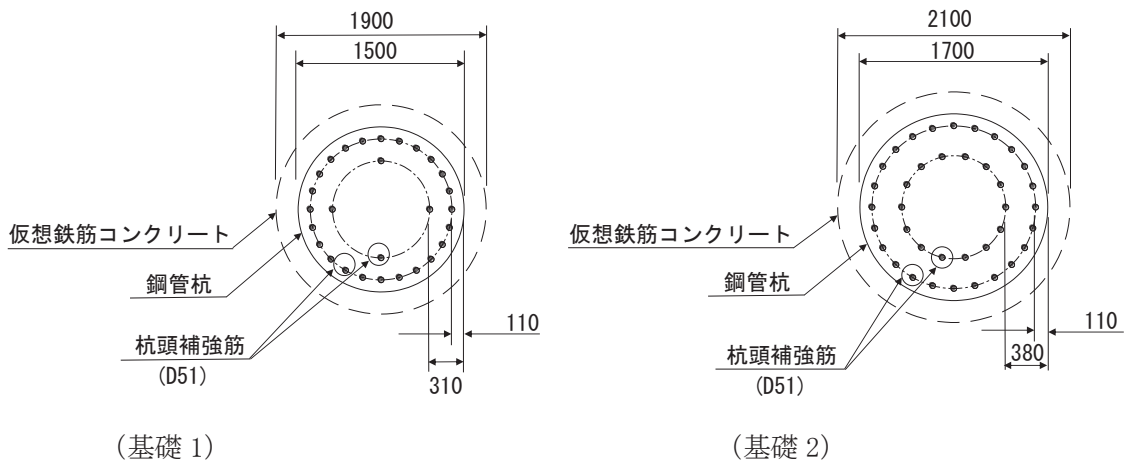
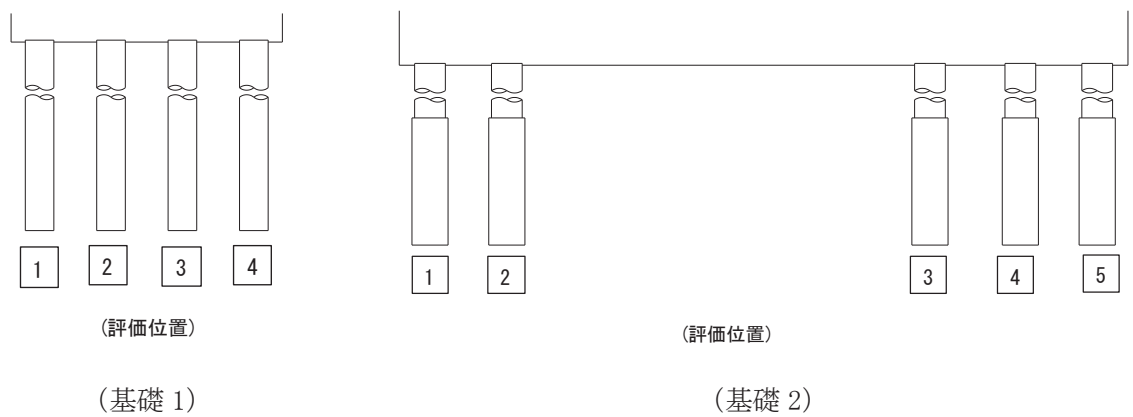


図 5-22 杭頭配筋概要図（鋼桁 1）

(2) 鋼桁 2

断面計算に用いた断面諸元を表 5-17 及び表 5-18 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-23 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-19～表 5-21 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-24 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-17 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 2	φ 1500	SM570 ( t =24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 411m	23	1. 066×10 <sup>5</sup>	0. 387×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(中杭①) O. P. +2. 411m～ O. P. +0. 411m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =37mm)	(中杭②) O. P. +0. 411m～ O. P. -5. 589m	36	1. 654×10 <sup>5</sup>	5. 901×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(下杭) O. P. -5. 589m～ O. P. -9. 703m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-18 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 2	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440



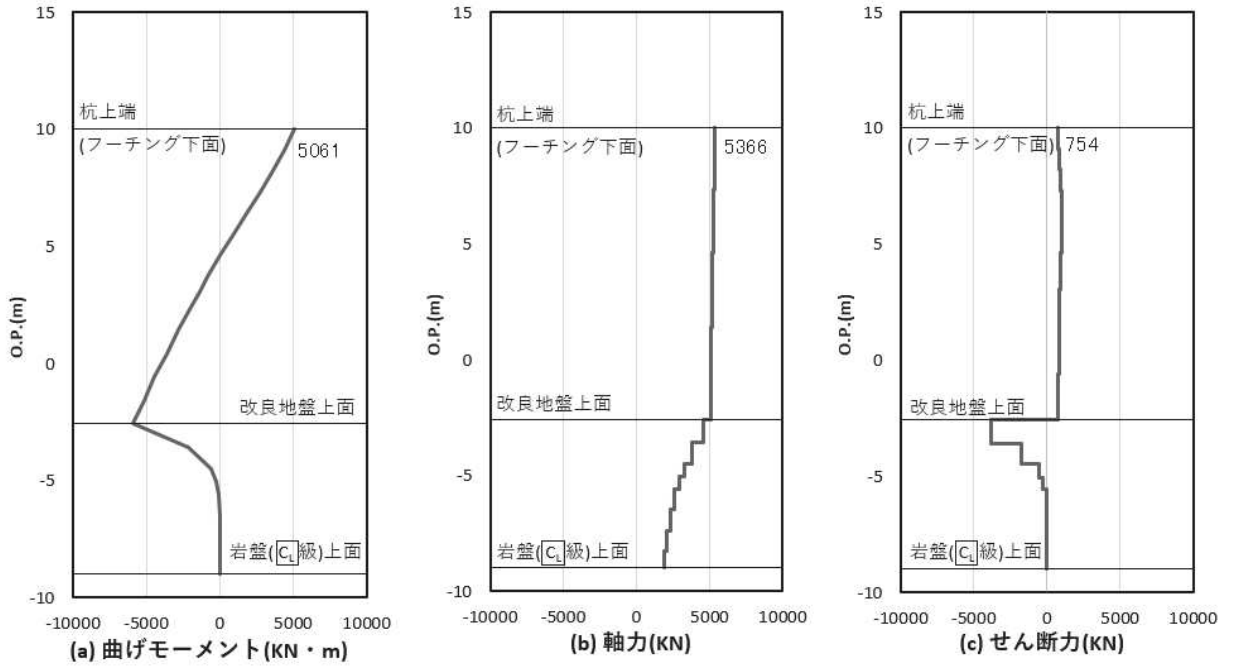


図 5-23(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S d - D 2 ( - - ), t = 25. 43s)  
 解析ケース① : 基本ケース

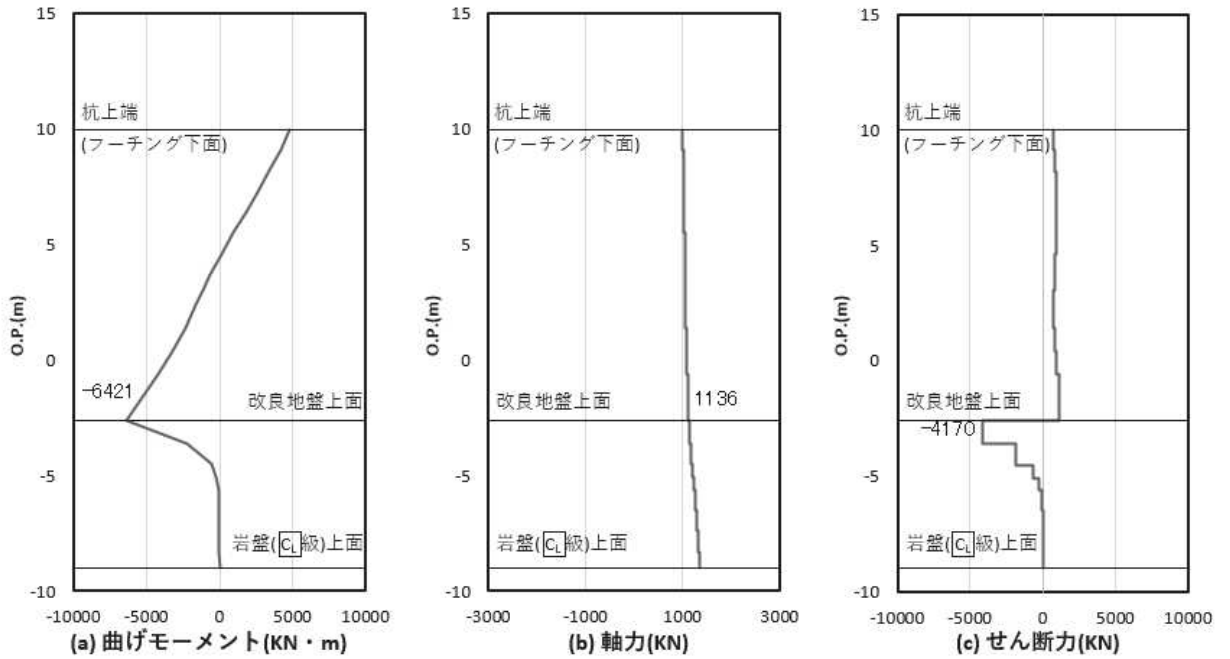


図 5-23(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S d - D 2 ( - - ), t = 25. 41s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 2）

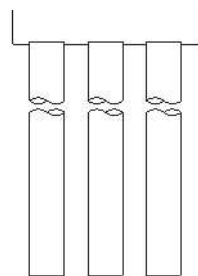
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-1 (上杭)	S d - D 2 (--)	①	5061	5366	15468	0.33

表 5-20 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	4170	51	260	0.20

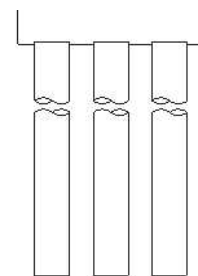
表 5-21 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 2）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-1	S d - D 2 (--)	②	5282	14137	0.38



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

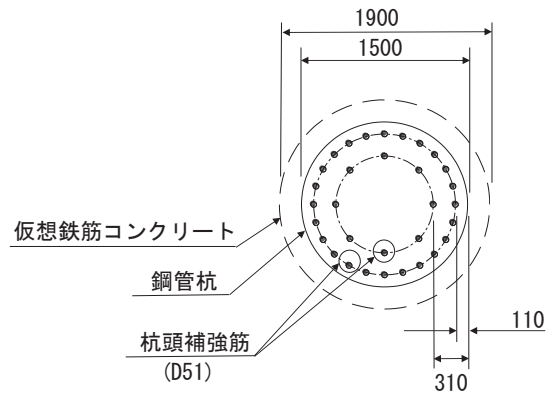


図 5-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

(3) 鋼桁 3

断面計算に用いた断面諸元を表 5-22 及び表 5-23 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-25 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-24～表 5-26 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-26 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-22 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 3	φ 1500	SM570	O. P. 10. 0m～ O. P. -6. 2m	19	0. 883×10 <sup>5</sup>	0. 322×10 <sup>8</sup>

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-23 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 3	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	640, 440

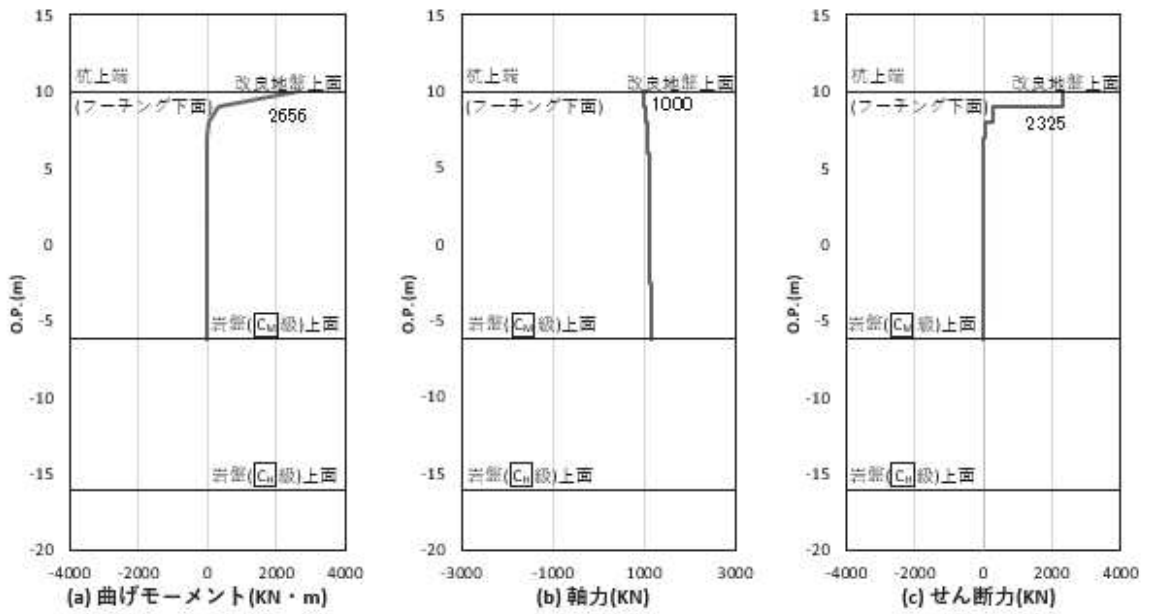


図 5-25(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S d - D 2 ( - + ), t = 17.79s)  
 解析ケース① : 基本ケース

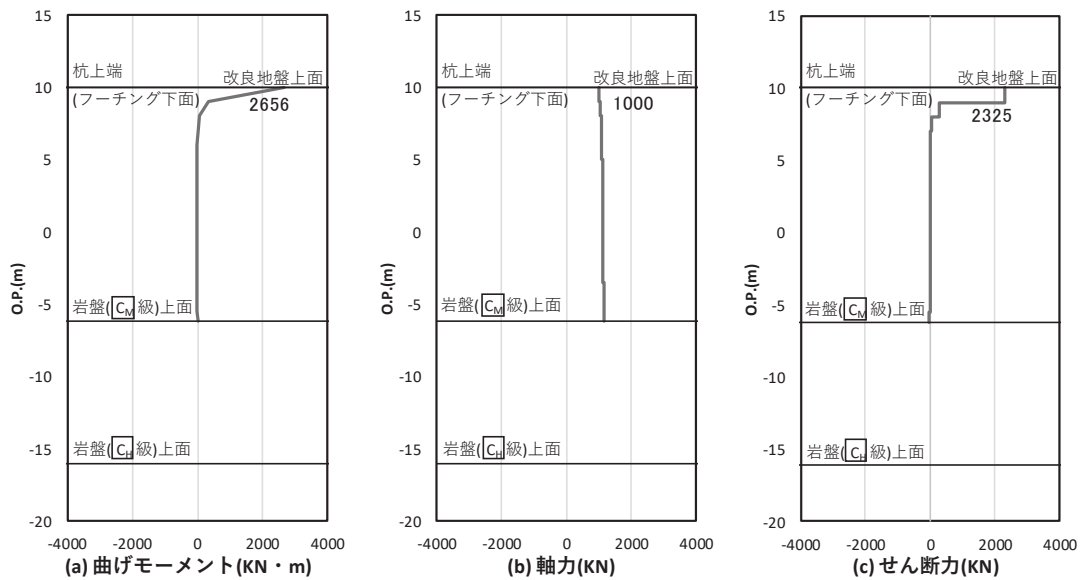


図 5-25(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S d - D 2 ( - + ), t = 17.79s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

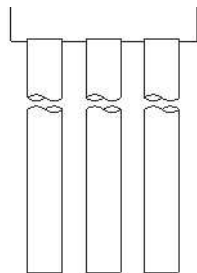
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2656	1000	14138	0.19

表 5-25 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 3）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2325	53	260	0.21

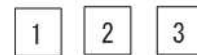
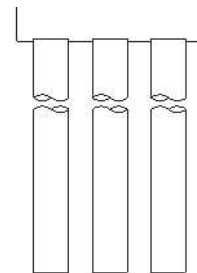
表 5-26 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 3）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2656	12928	0.21



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

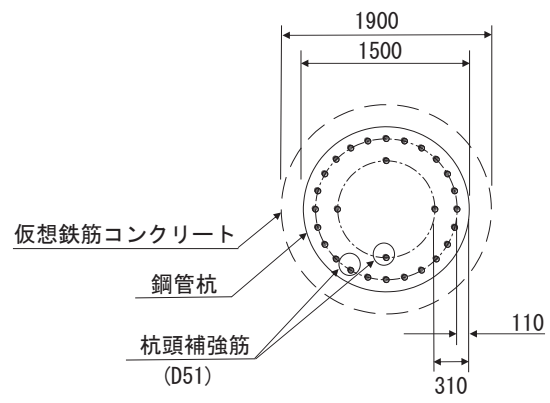


図 5-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

(4) 鋼桁 4

断面計算に用いた断面諸元を表 5-27 及び表 5-28 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-27 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-29～表 5-31 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-28 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-27 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 4 (南側)	φ 1500	SM570	O. P. +9. 3m～ O. P. -14. 552m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
鋼桁 4 (北側)	φ 1500	SM570 ( t =20mm)	(上杭) O. P. 9. 3m～ O. P. +6. 3m	19	0. 883×10 <sup>5</sup>	0. 322×10 <sup>8</sup>
	φ 1500	SM570 ( t =15mm)	(下杭) O. P. +6. 3m～ O. P. -18. 2m	14	0. 653×10 <sup>5</sup>	0. 240×10 <sup>8</sup>

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-28 鋼管杭断面諸元（杭頭部）

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 4	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440



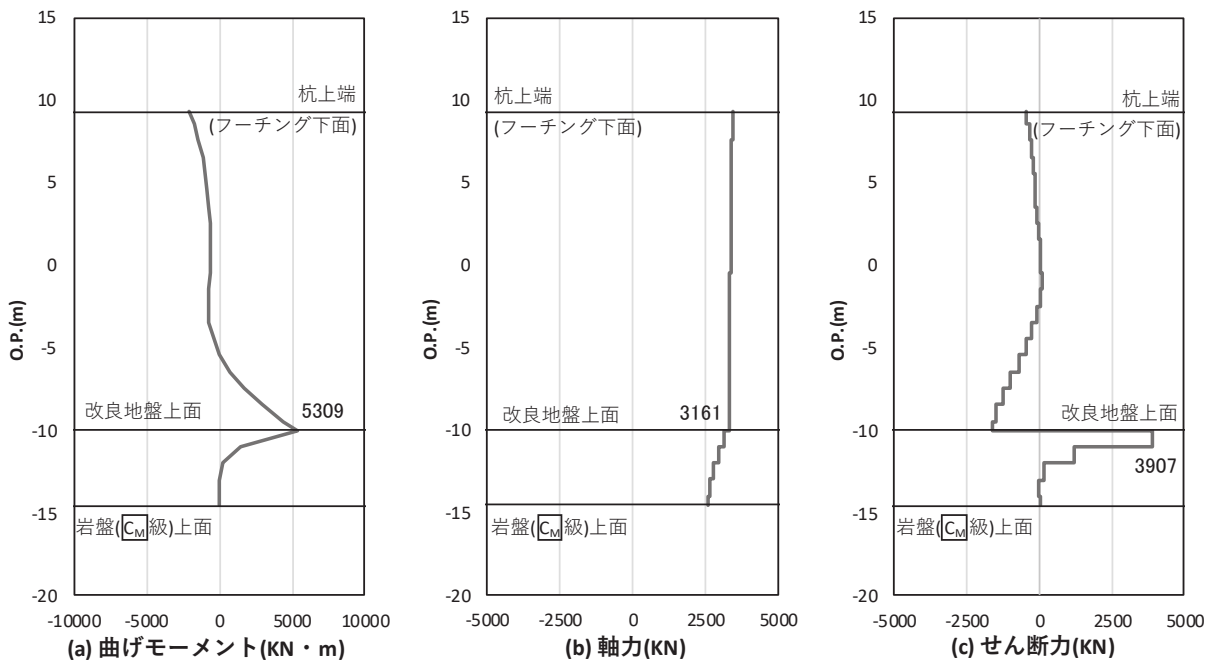


図 5-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S d - D 2 (+ -), t = 13.44s)  
 解析ケース① : 基本ケース

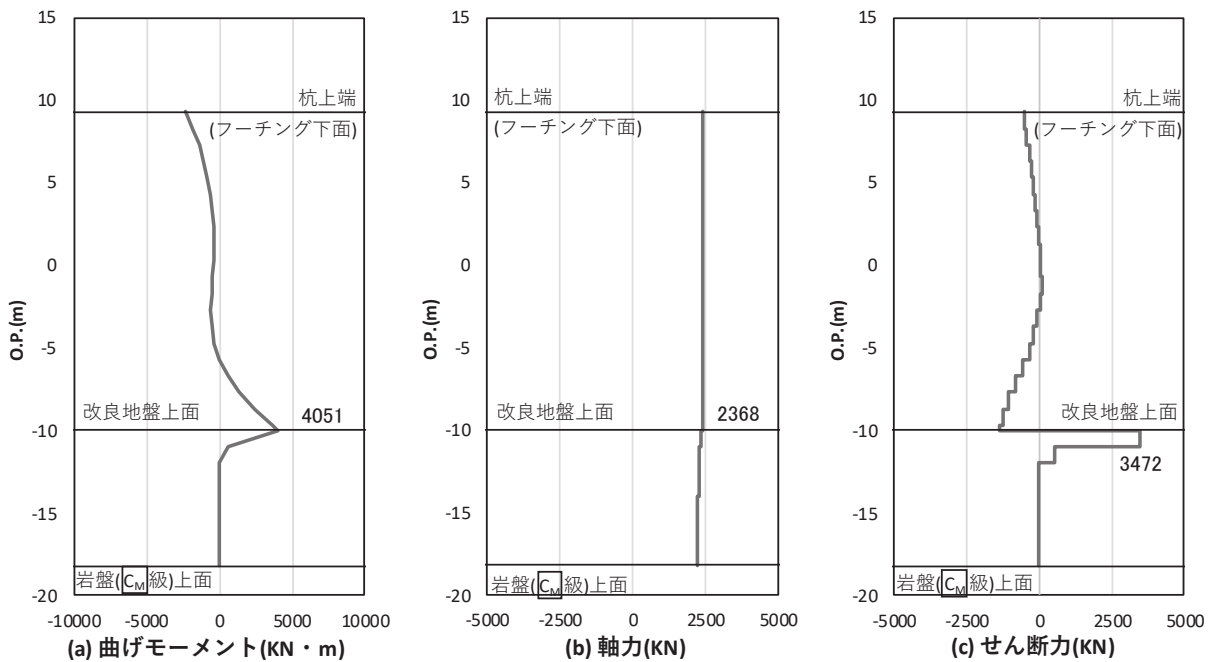


図 5-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S d - D 2 (+ -), t = 13.44s)  
 解析ケース① : 基本ケース

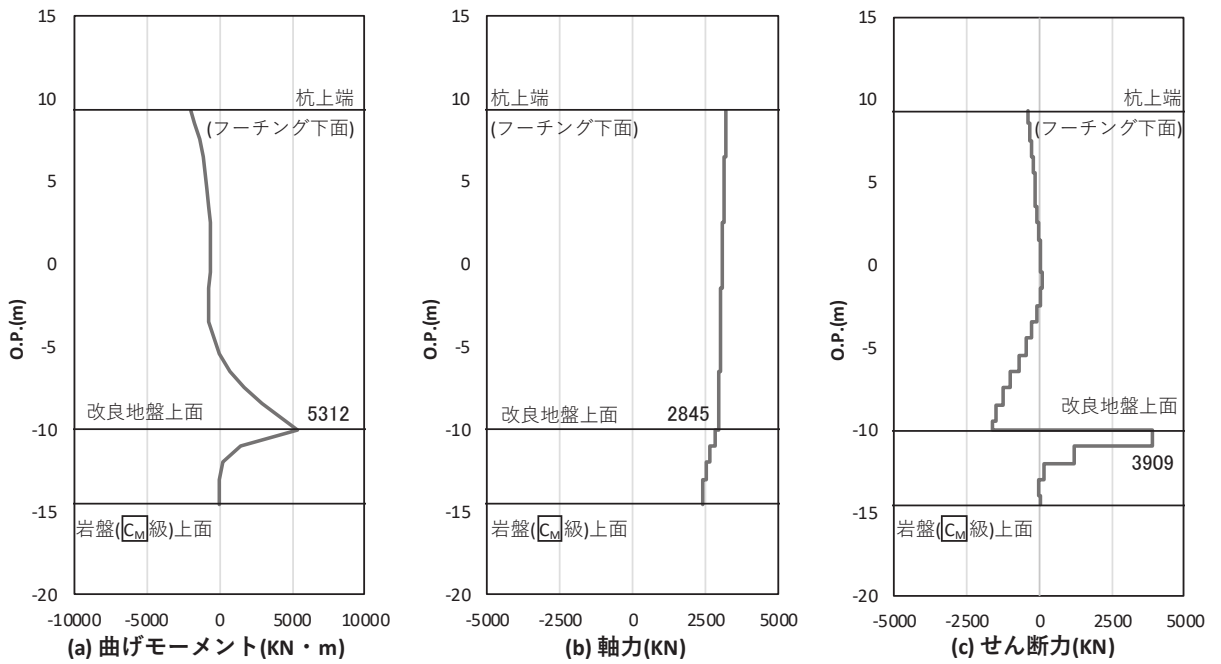


図 5-27(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 13. 44s)  
 解析ケース① : 基本ケース

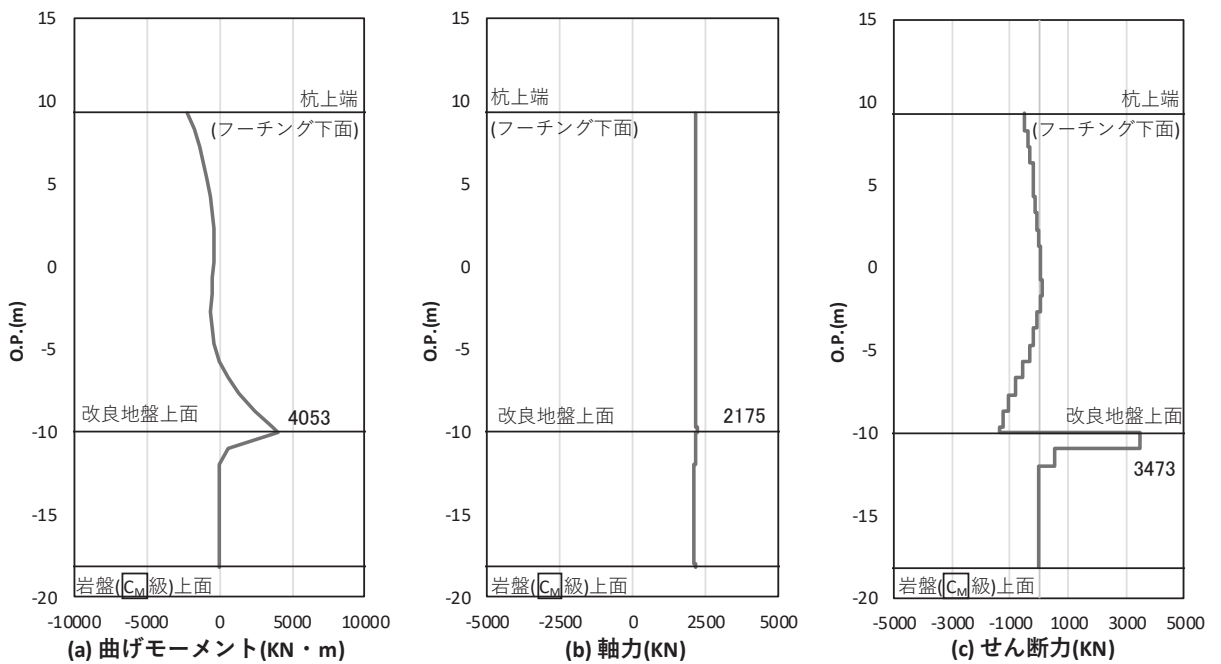


図 5-27(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S d - D 2 (++) , t = 13. 44s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-6 (下杭)	S d-D 2 (+-)	①	5309	3310	15492	0.35
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (+-)	①	4051	2406	9912	0.41

表 5-30 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-1 (下杭)	S d-D 2 (++)	①	3909	77	260	0.30
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (++)	①	3473	107	260	0.42

表 5-31 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 4）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	①	4633	14137	0.33
基礎 2-8	S d-D 2 (++)	①	4861	14137	0.35

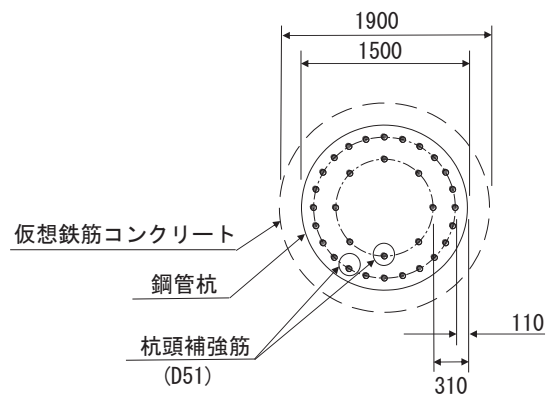
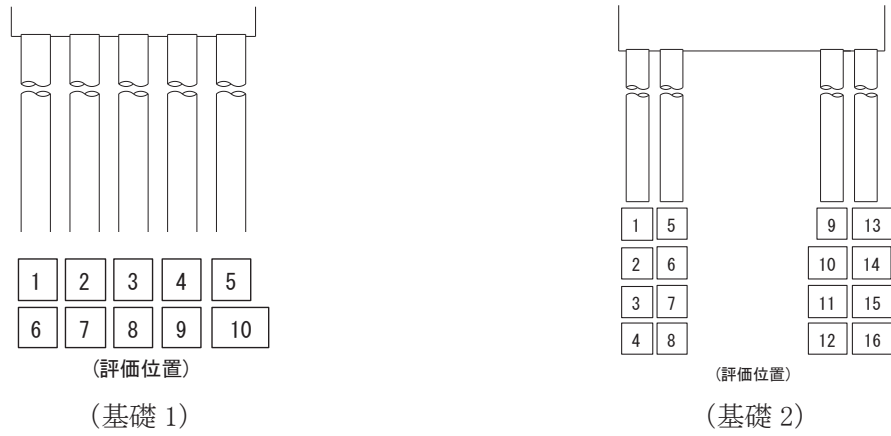


図 5-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

(5) 鋼桁 5

断面計算に用いた断面諸元を表 5-32 及び表 5-33 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-29 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-34～表 5-36 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-30 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-32 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 5	φ 1500	SM570 ( t = 23mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 0m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 30mm)	(中杭①) O. P. +2. 0m～ O. P. +0. 0m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 37mm)	(中杭②) O. P. +0. 0m～ O. P. -6. 0m	36	1. 654×10 <sup>5</sup>	5. 901×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 30mm)	(下杭) O. P. -6. 0m～ O. P. -10. 469m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-33 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 5	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640

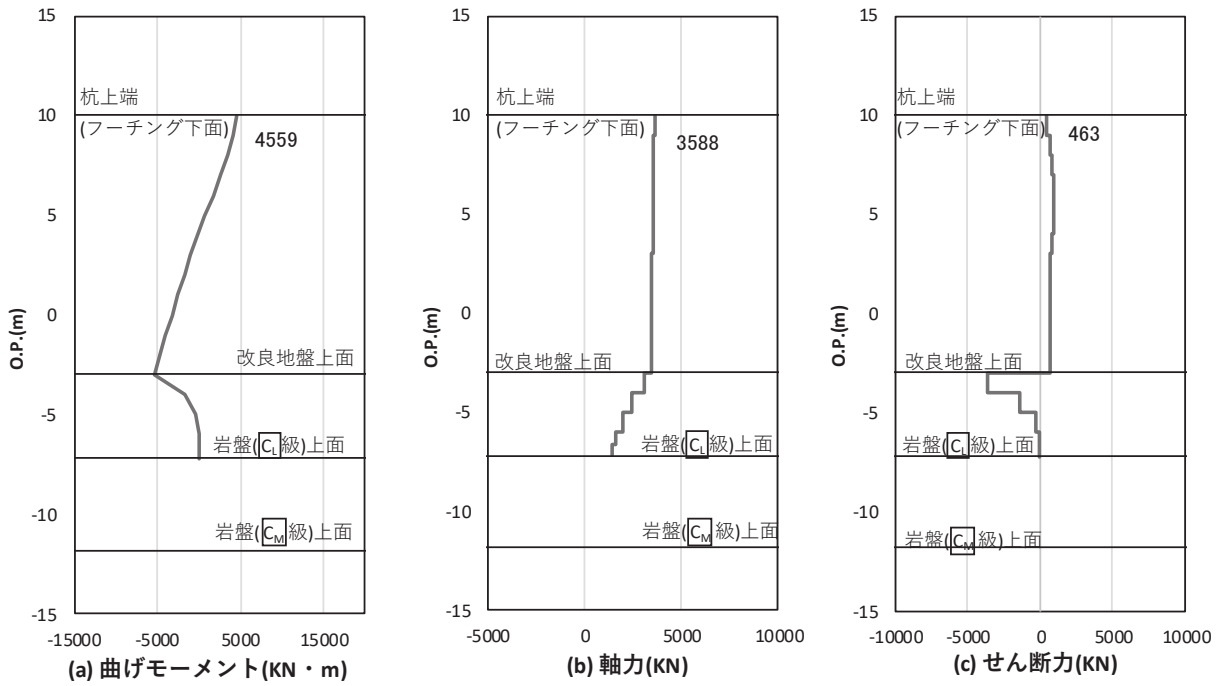


図 5-29(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S d - D 2 (+ -), t = 25.43s)  
 解析ケース① : 基本ケース

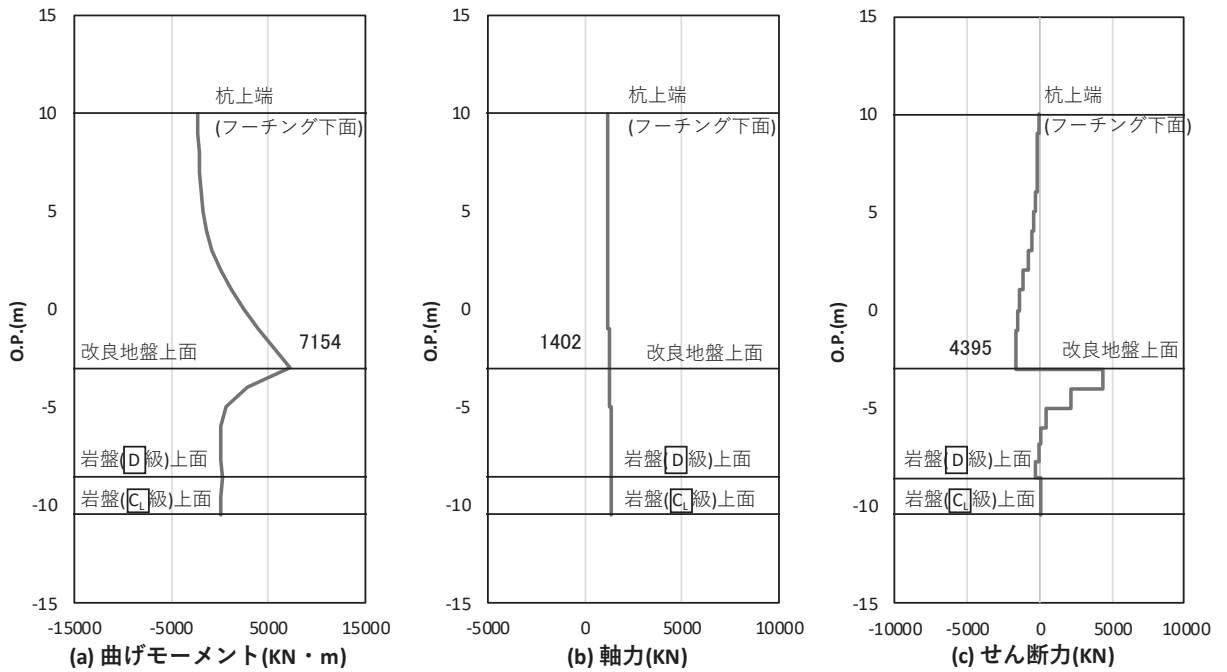


図 5-29(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S d - D 2 (+ -), t = 25.16s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-34 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 5）

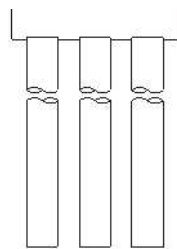
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (上杭)	S d - D 2 (+-)	①	4559	3588	15391	0.30

表 5-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 2-2 (中杭②)	S d - D 2 (+-)	①	4395	54	260	0.21

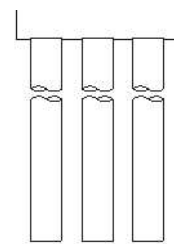
表 5-36 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-2	S d - D 2 (+-)	②	4943	14137	0.35



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

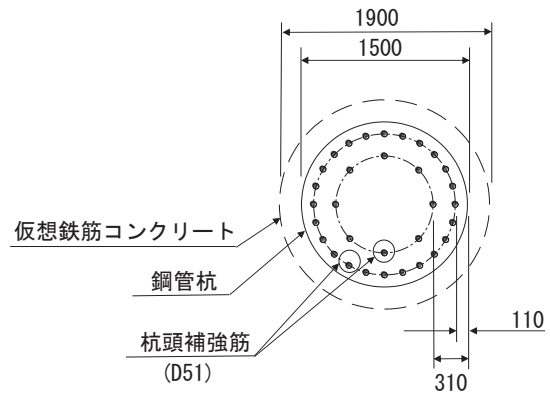


図 5-30 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)



(6) 鋼桁 6

断面計算に用いた断面諸元を表 5-37 及び表 5-38 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-31 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-39～表 5-41 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-32 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-37 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 6	φ 1500	SM570 ( t =24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. -2. 0m	23	1. 066×10 <sup>5</sup>	0. 387×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(中杭①) O. P. -2. 0m～ O. P. -4. 0m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =37mm)	(中杭②) O. P. -4. 0m～ O. P. -10. 0m	36	1. 654×10 <sup>5</sup>	5. 901×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(下杭) O. P. -10. 0m～ O. P. -13. 572m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-38 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 6	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640

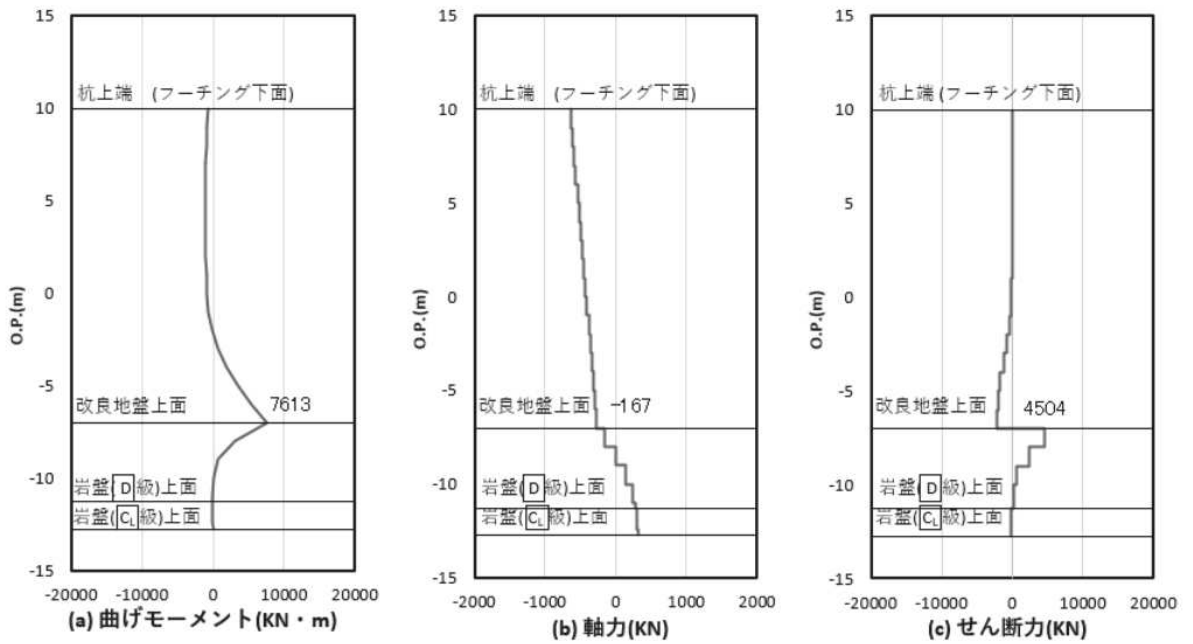


図 5-31(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 ( - - ), t = 13. 45s)  
 解析ケース① : 基本ケース

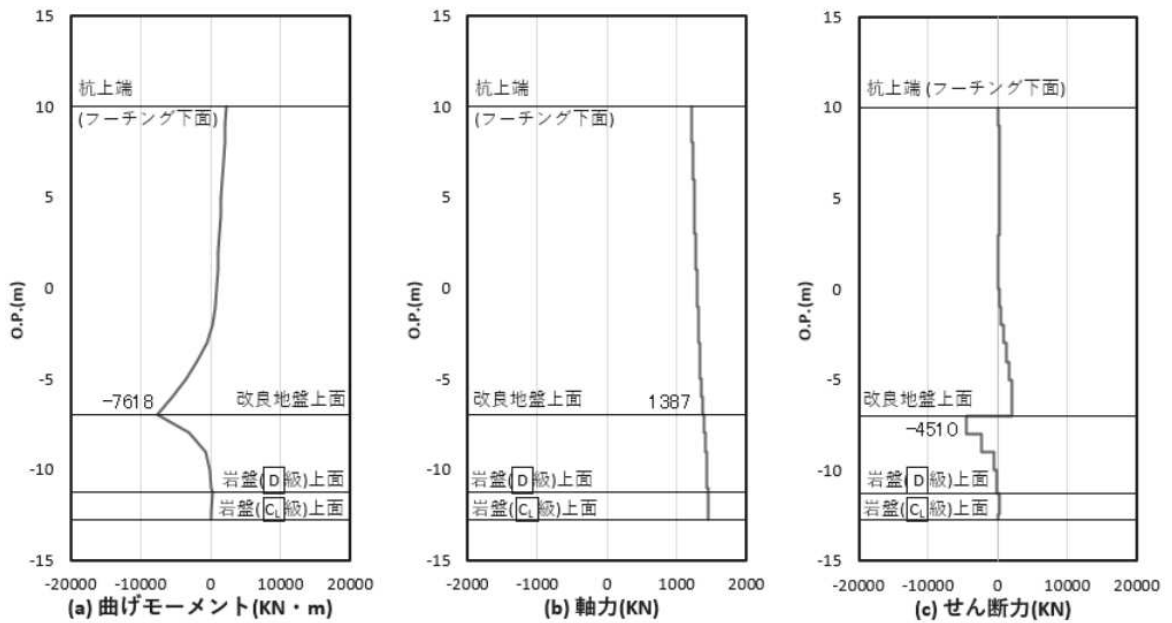


図 5-31(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 ( + - ), t = 13. 45s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-39 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

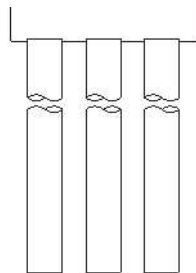
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	7613	3032	25473	0.30

表 5-40 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 6）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (中杭②)	S d - D 2 (+-)	①	4510	55	260	0.22

表 5-41 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 6）

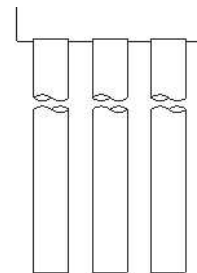
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-2	S d - D 2 (++)	②	4332	14137	0.31



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

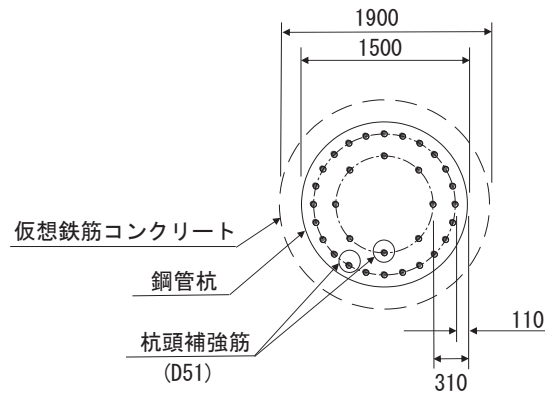


図 5-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)

5.1.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力結果を図 5-33～図 5-38 に、支持性能照査結果を表 5-42～表 5-47 に示す。

鋼製遮水壁 (鋼桁) の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

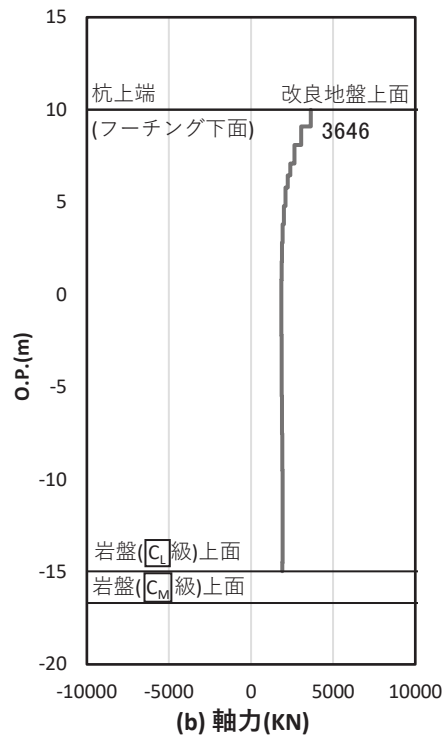


図 5-33(1) 基礎地盤の支持性能 (押し込み) 照査時刻での軸力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S d-D 2 (-+), t = 10.43s)  
 解析ケース①: 基本ケース

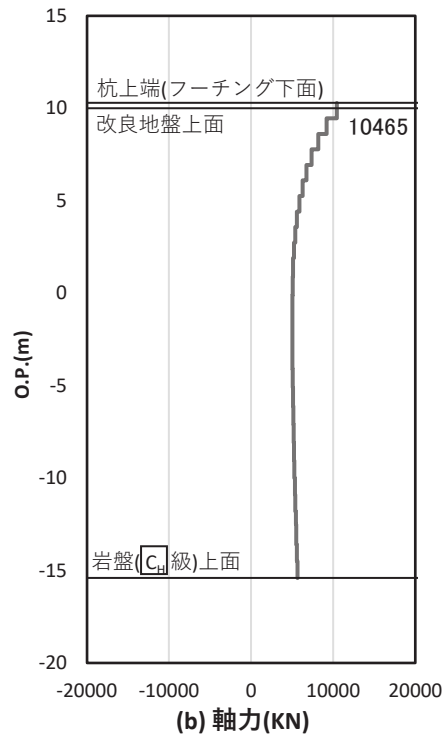


図 5-33(2) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 1：基礎 2，S d-D 2（-+）， $t = 23.67s$ ）  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

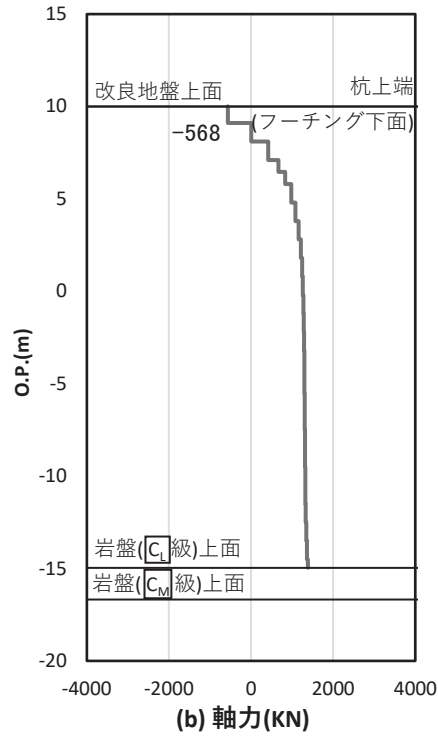


図 5-33(3) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 1：基礎 1，S d-D 2（--）， $t = 10.43s$ ）  
 解析ケース①：基本ケース

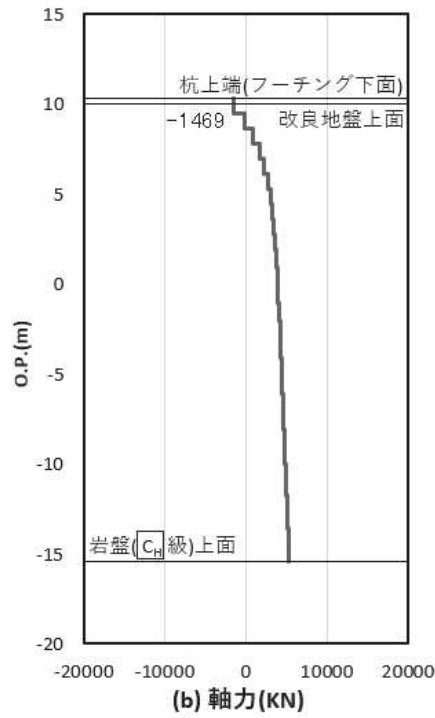


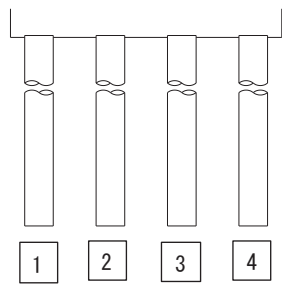
図 5-33(4) 基礎地盤の支持性能 (引き抜き) 照査時刻での軸力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S d - D 2 ( + - ), t = 23. 57s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-42(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 1)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 1-1	S d - D 2 ( - + )	①	3646	2. 1	13. 7	0. 16
基礎 2-3	S d - D 2 ( - + )	③	10465	4. 6	13. 7	0. 34

表 5-42(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_{ua}$ (kN)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-4	S d - D 2 (--)	①	-568	10996	0.06
基礎 2-3	S d - D 2 (+-)	①	-1469	12109	0.13



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

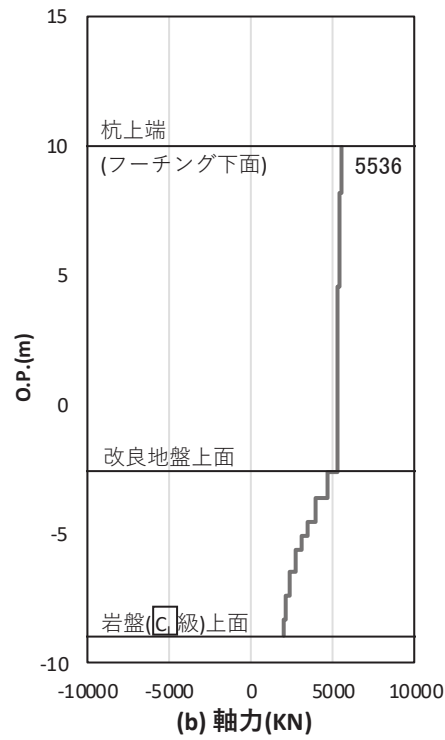


図 5-34(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 2：基礎 1，S d - D 2（+-），t = 25.44s）  
 解析ケース①：基本ケース

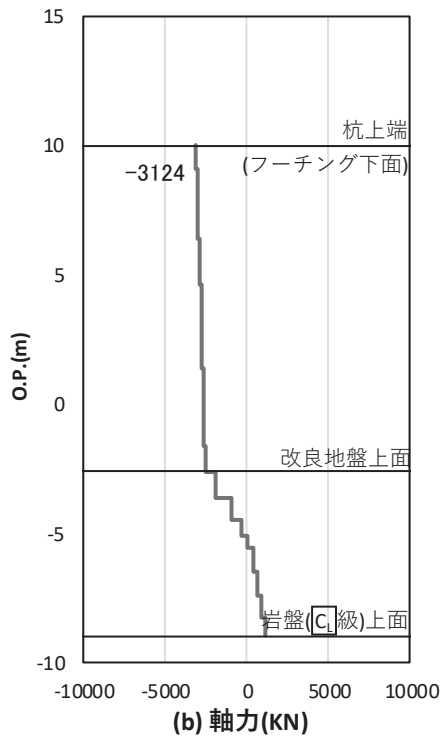


図 5-34(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 2：基礎 1，S d - D 2（++），t = 25.23s）  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース



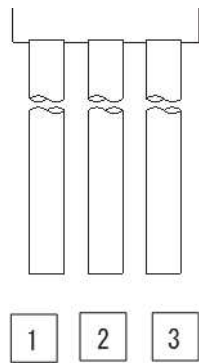
表 5-43(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 1-3	S d-D 2 (+-)	①	5536	3.8	13.7	0.28

表 5-43(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 2）

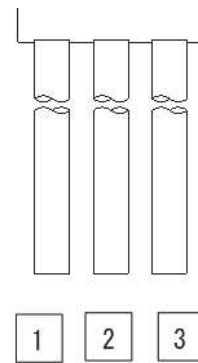
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_{ua}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	②	-3124	7963	0.40

注記\* : 鉛直上向きの鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

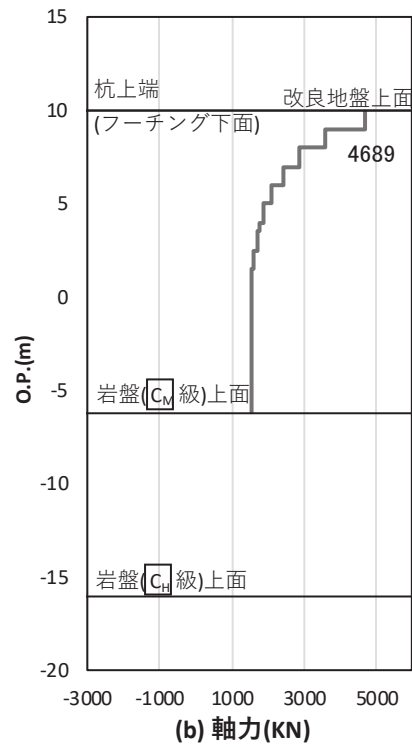


図 5-35(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 3：基礎 2，S d-D 2（- -）， $t = 17.79s$ ）  
 解析ケース①：基本ケース

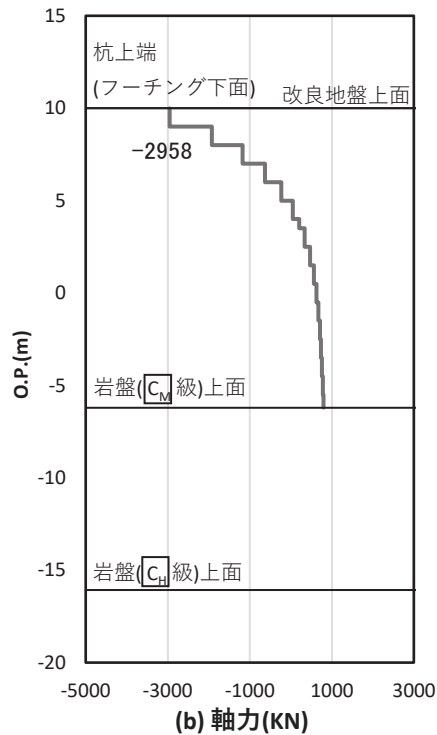


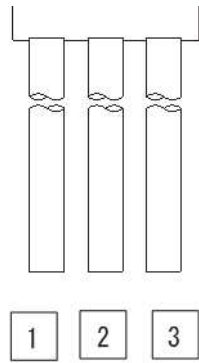
図 5-35(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 3：基礎 2，S d-D 2（- +）， $t = 17.80s$ ）  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

表 5-44(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 3)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 2-1	S d - D 2 (--)	①	4689	2.7	13.7	0.20

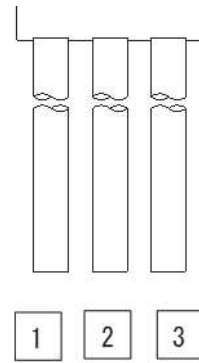
表 5-44(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き) (鋼桁 3)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN) (a)	$R_{ua}$ (kN) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 2-3	S d - D 2 (-+)	③	-2958	7730	0.39



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

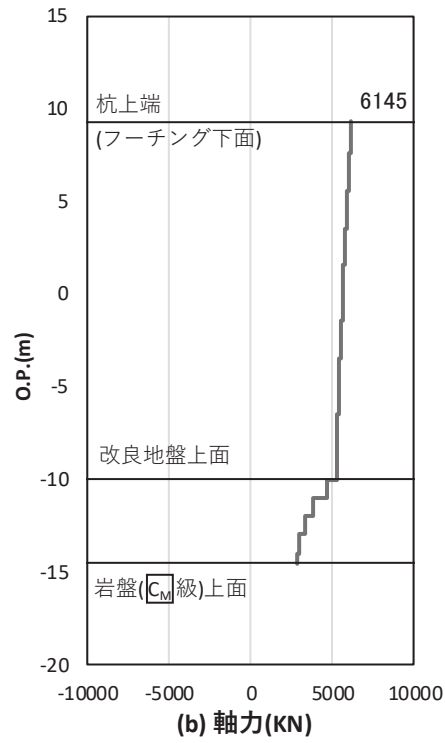


図 5-36(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 4：基礎 1，S d-D 2（++），t = 7.93s）  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

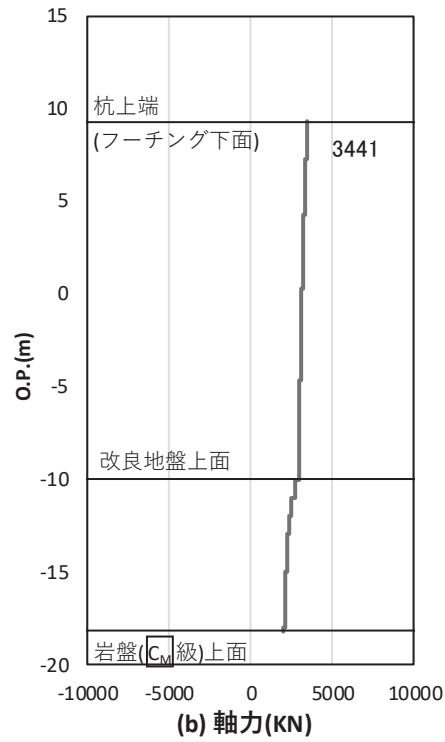


図 5-36(2) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 （鋼桁 4：基礎 1，S d-D 2（++），t = 7.95s）  
 解析ケース①：基本ケース

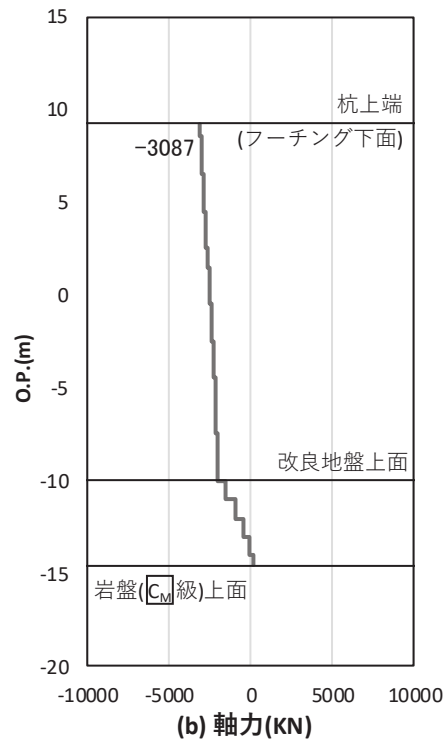


図 5-36(3) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 (鋼桁 4：基礎 1, S d-D 2 (+-), t = 7.94s)  
 解析ケース①：基本ケース

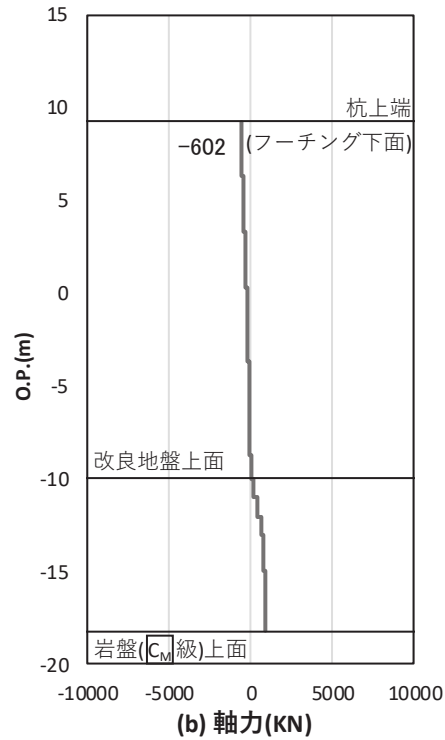


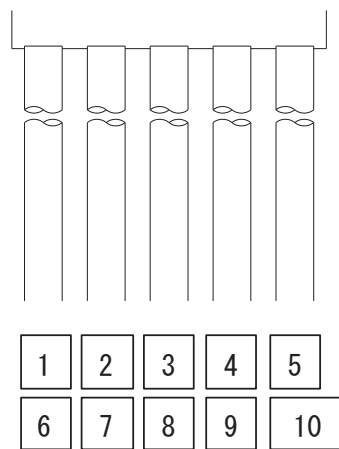
図 5-36(4) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 (鋼桁 4：基礎 2, S d-D 2 (+-), t = 7.95s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 5-45(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-6	S d - D 2 (++)	②	6145	3.5	11.4	0.31
基礎 2-3	S d - D 2 (++)	①	3441	2.0	11.4	0.18

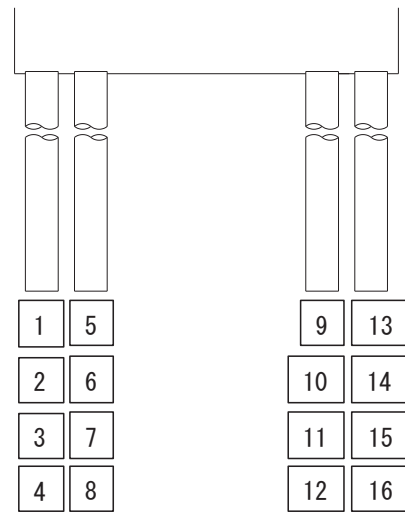
表 5-45(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-5	S d - D 2 (+-)	①	-3087	11943	0.26
基礎 2-13	S d - D 2 (+-)	①	-602	13617	0.05



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

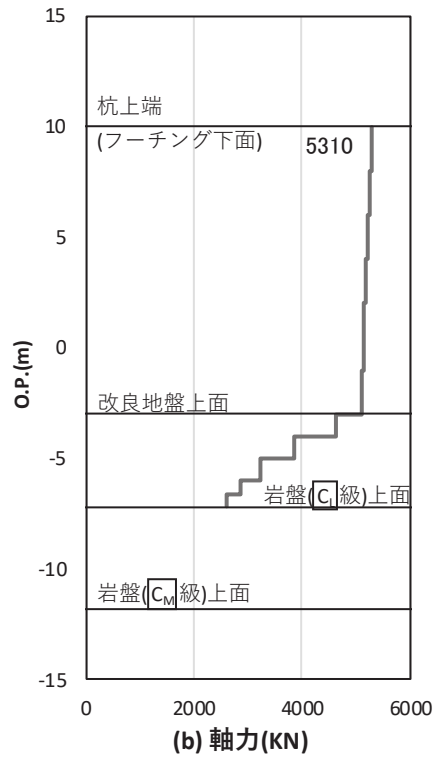


図 5-37(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力  
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S d - D 2 ( - + ), t = 25. 40s)

解析ケース① : 基本ケース

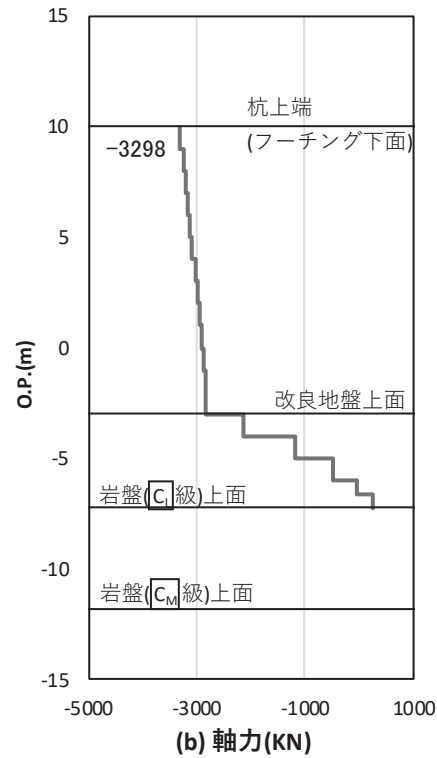


図 5-37(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力  
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S d - D 2 ( - - ), t = 25. 39s)

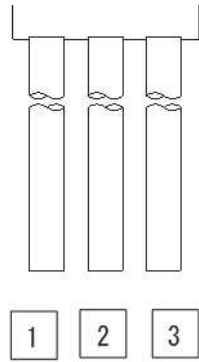
解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-46(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-1	S d - D 2 (-+)	①	5310	3.0	11.4	0.27

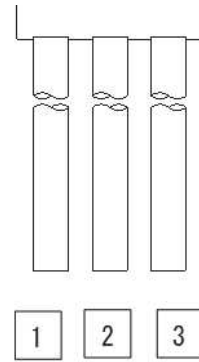
表 5-46(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_{ua}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-3	S d - D 2 (--)	②	-3298	7384	0.45



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)



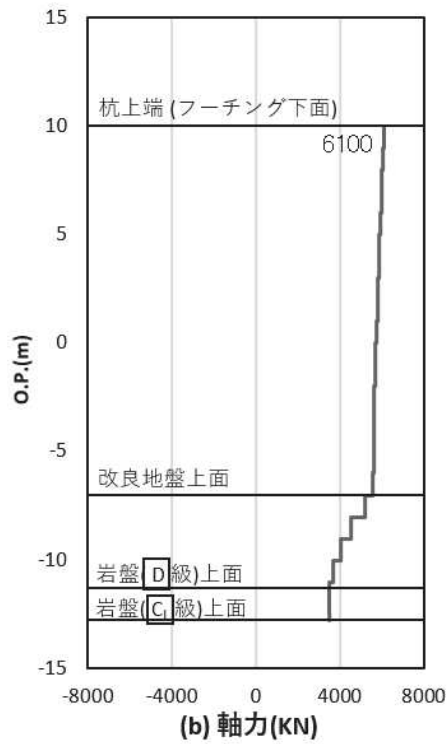


図 5-38(1) 礎地盤の支持性能 (押し込み) 照査時刻での軸力  
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 ( - + ), t = 7.94s)  
 解析ケース① : 基本ケース

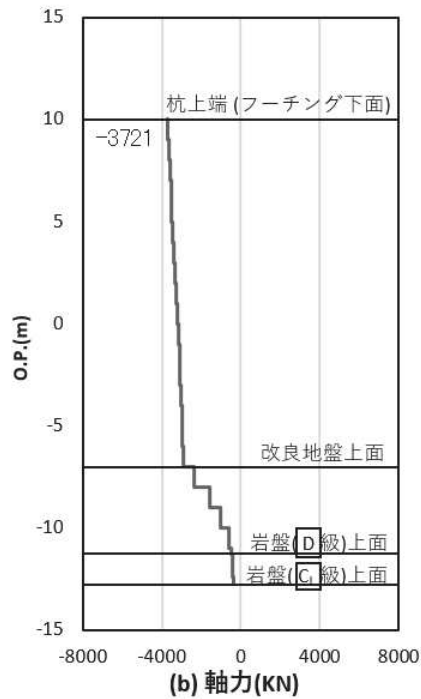


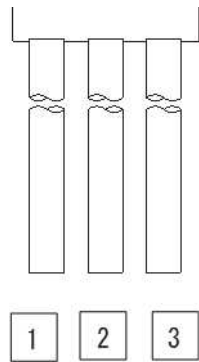
図 5-38(2) 基礎地盤の支持性能 (引き抜き) 照査時刻での軸力  
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 ( - - ), t = 7.94s)  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-47(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 6)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 1-3	S d - D 2 (-+)	①	6100	3.5	11.4	0.31

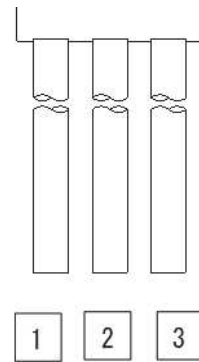
表 5-47(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き) (鋼桁 6)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN) (a)	$R_{ua}$ (kN) (b)	$R_a/R_{ua}$ (a/b)
基礎 1-1	S d - D 2 (--)	②	-3721	10623	0.36



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の  
強度計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	13
3.	強度評価方法	14
3.1	記号の定義	14
3.2	評価対象断面及び部位	16
3.2.1	評価対象断面	16
3.2.2	評価対象部位	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	22
3.3.1	荷重	22
3.3.2	荷重の組合せ	23
3.4	許容限界	24
3.4.1	扉体	24
3.4.2	RC 支柱	25
3.4.3	フーチング	26
3.4.4	鋼管杭	26
3.4.5	止水ジョイント部材	27
3.4.6	基礎地盤	27
3.5	評価方法	28
3.5.1	重畳時	28
4.	評価条件	51
4.1	重畳時	51
5.	評価結果	55
5.1	重畳時	55
5.1.1	扉体の評価結果	55
5.1.2	RC 支柱の評価結果	59
5.1.3	フーチング	65
5.1.4	鋼管杭の評価結果	74
5.1.5	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	79

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製扉（以下「鋼製扉」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製扉の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製扉の位置図を図 2-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 2 号機放水立坑）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所に設置され、それぞれ鋼製扉、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製扉の強度計算結果を示す。

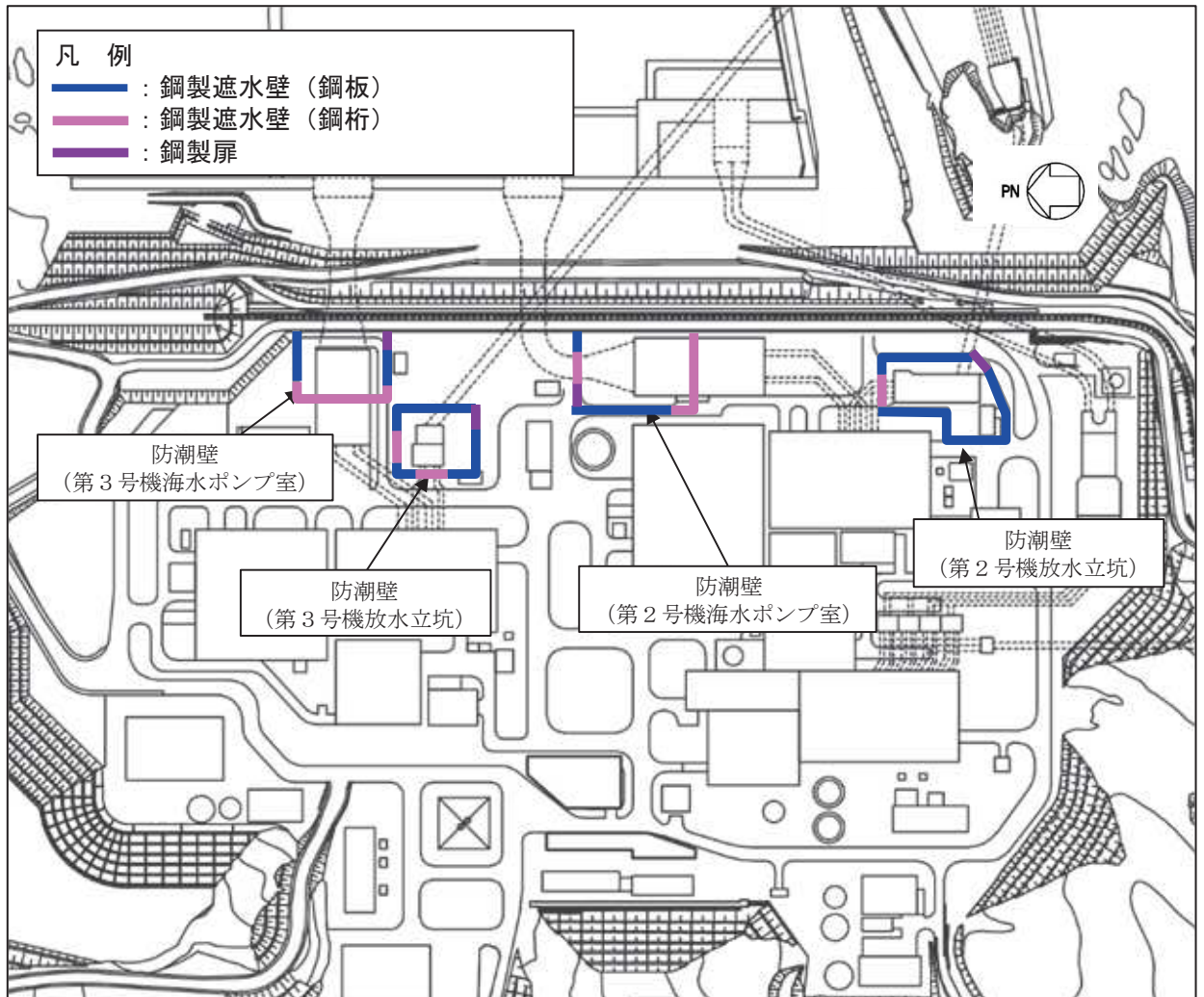


図 2-1 鋼製扉の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製扉は、扉体及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。扉体は、車両が進入するため、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造で、人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

鋼製扉の構造概要図を図 2-2 に示す。また、区間配置図を図 2-3 に、区間ごとの構造的特徴を表 2-2 に、区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に、止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0

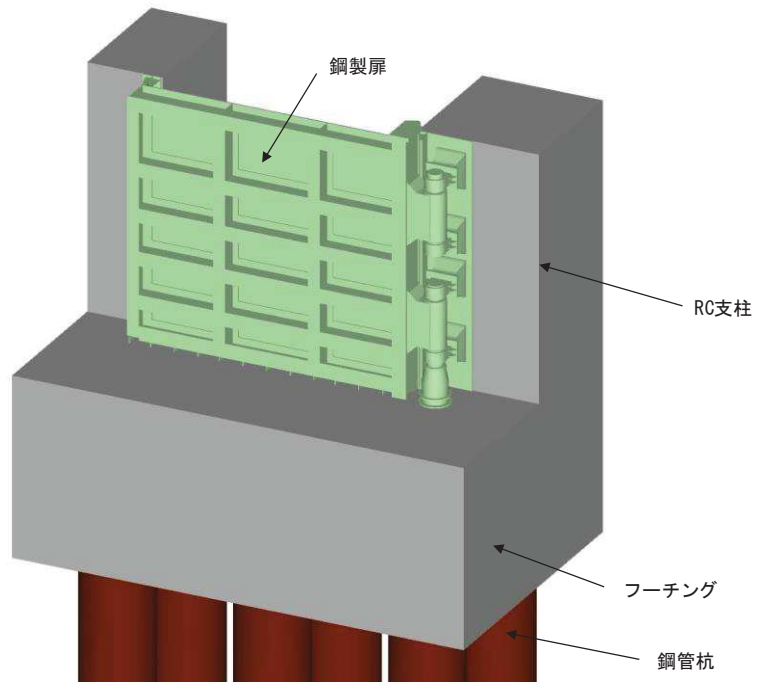


図 2-2(1) 鋼製扉 2 の構造概要

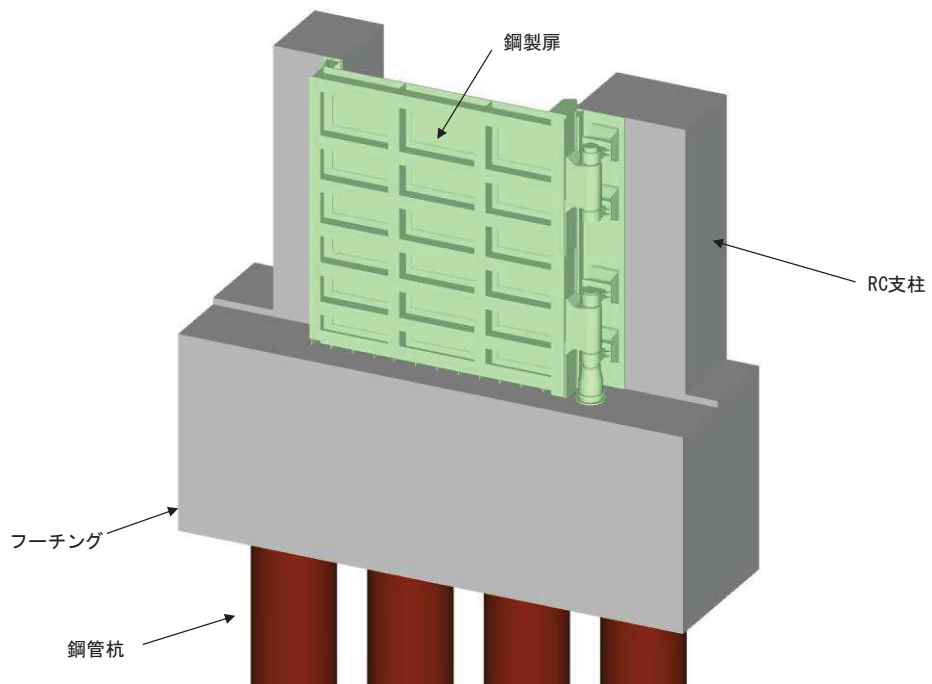


図 2-2(2) 鋼製扉 1, 3, 4 の構造概要



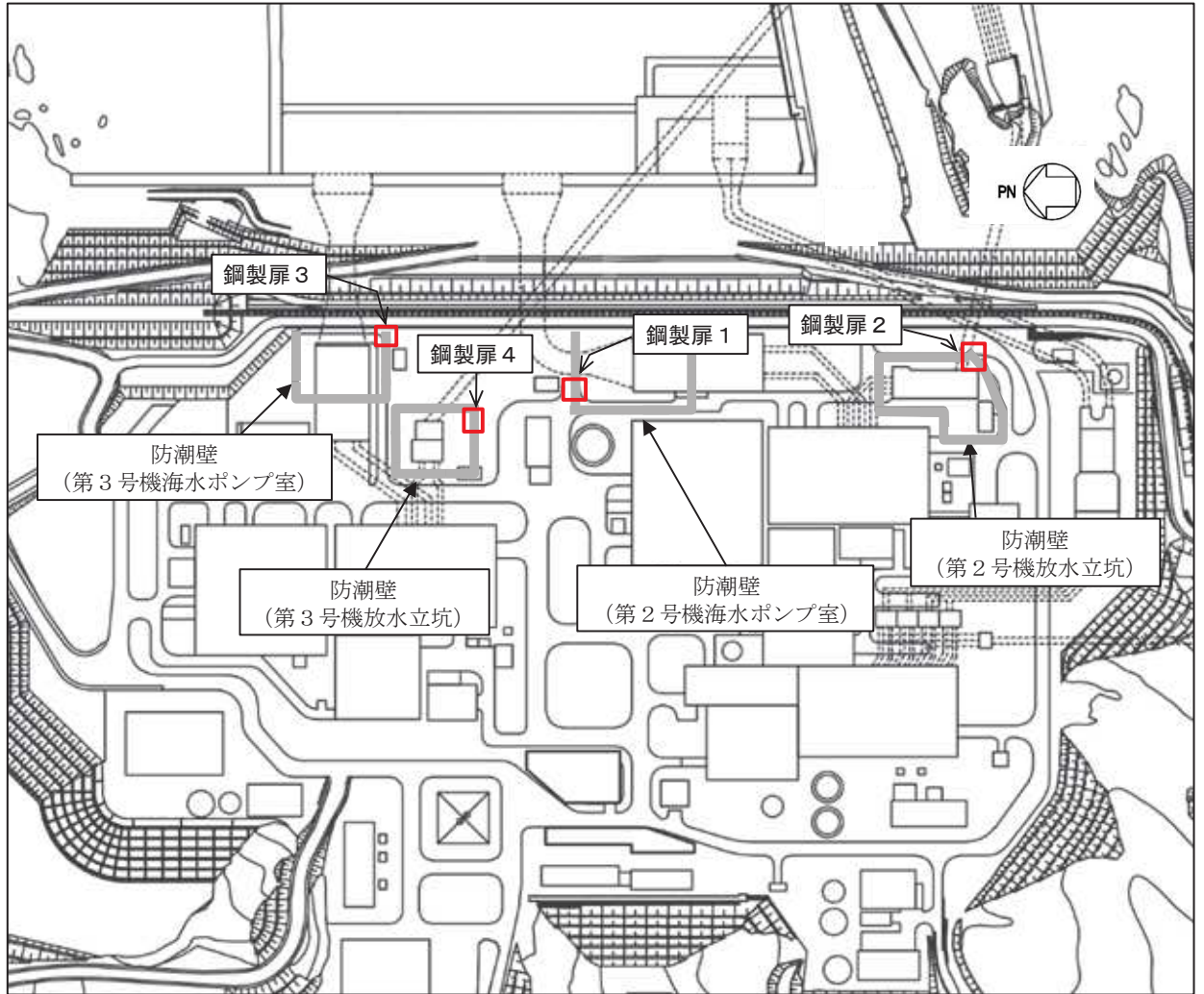


図 2-3 鋼製扉の区間配置図

表 2-2 構造ごとの構造的特徴

構造	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず、岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。

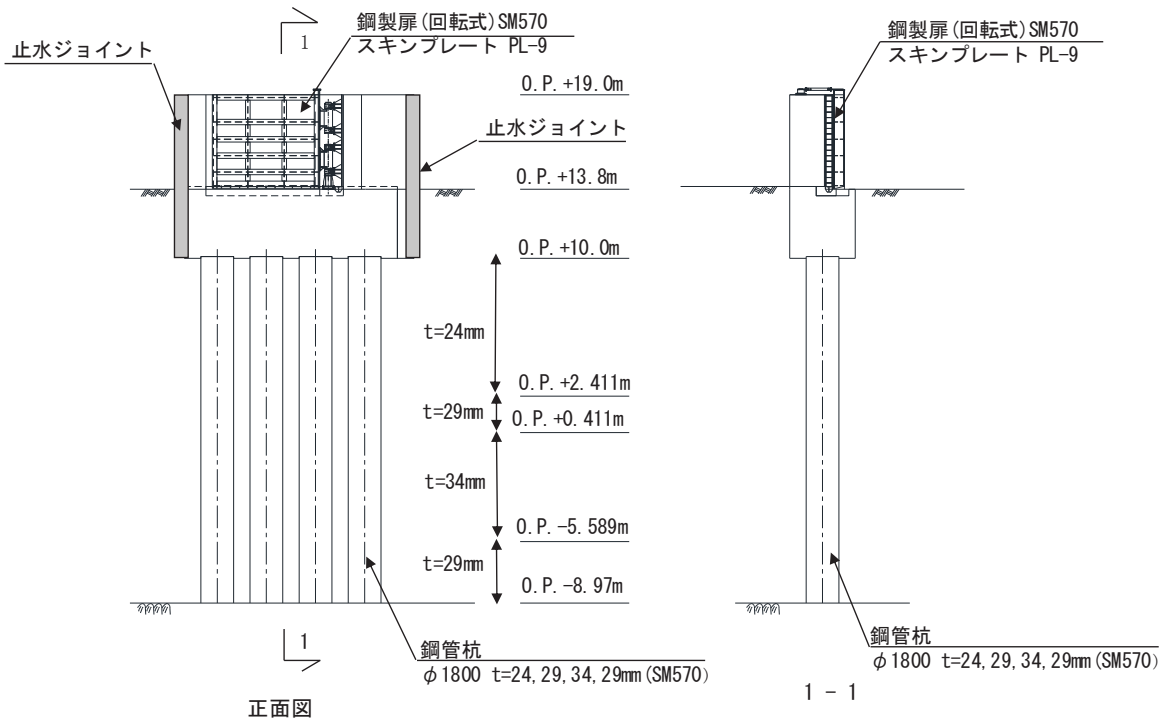


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図

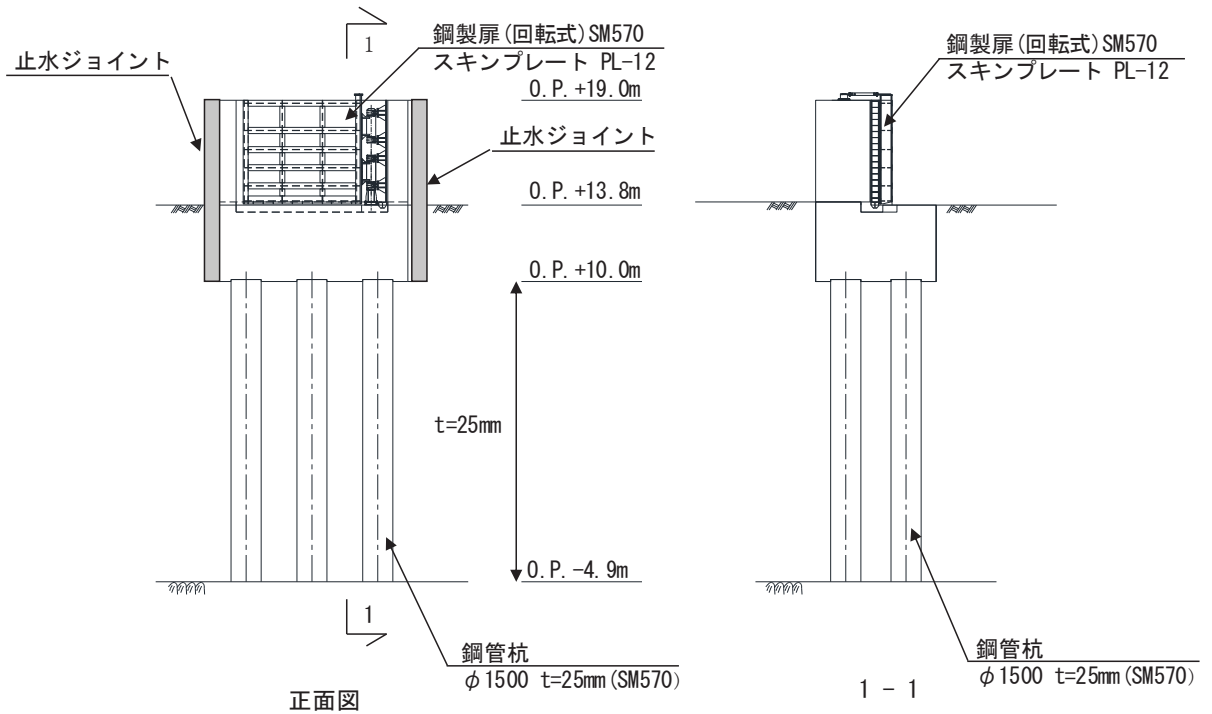


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図

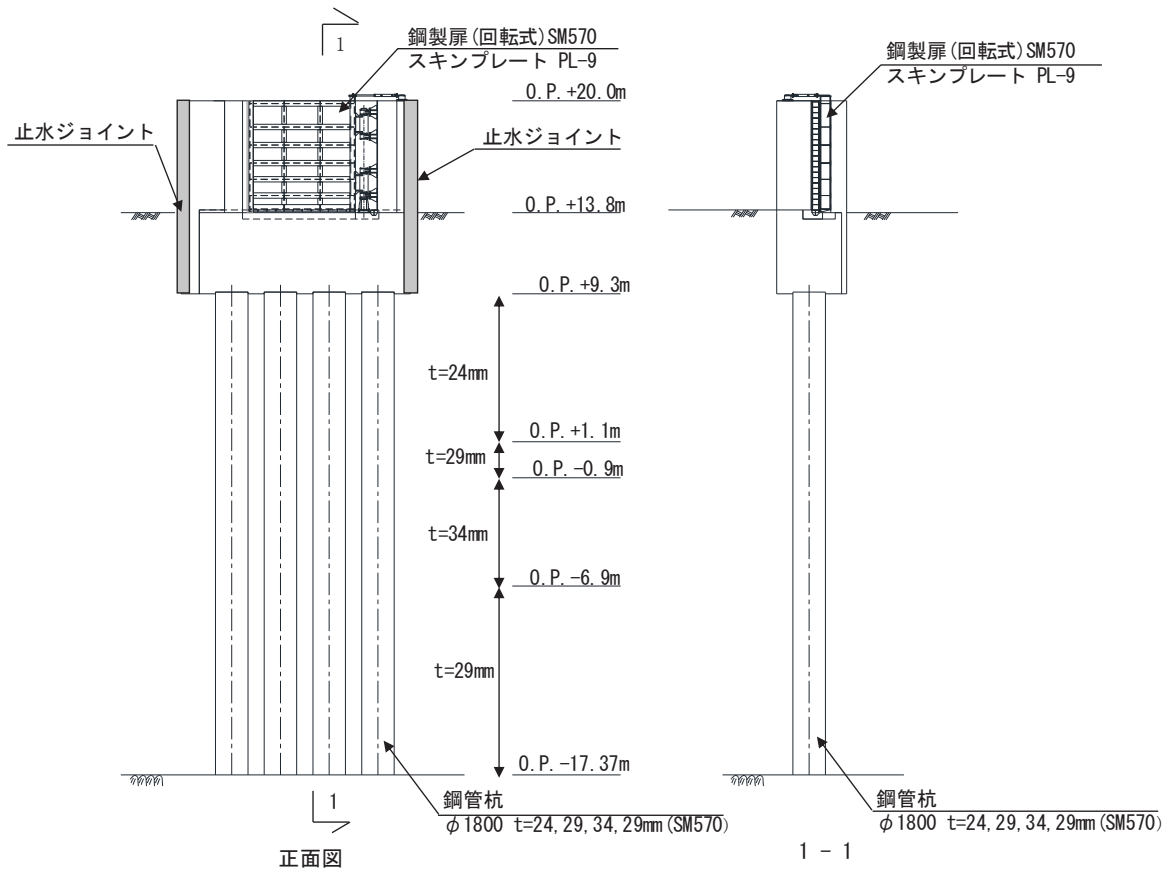


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図

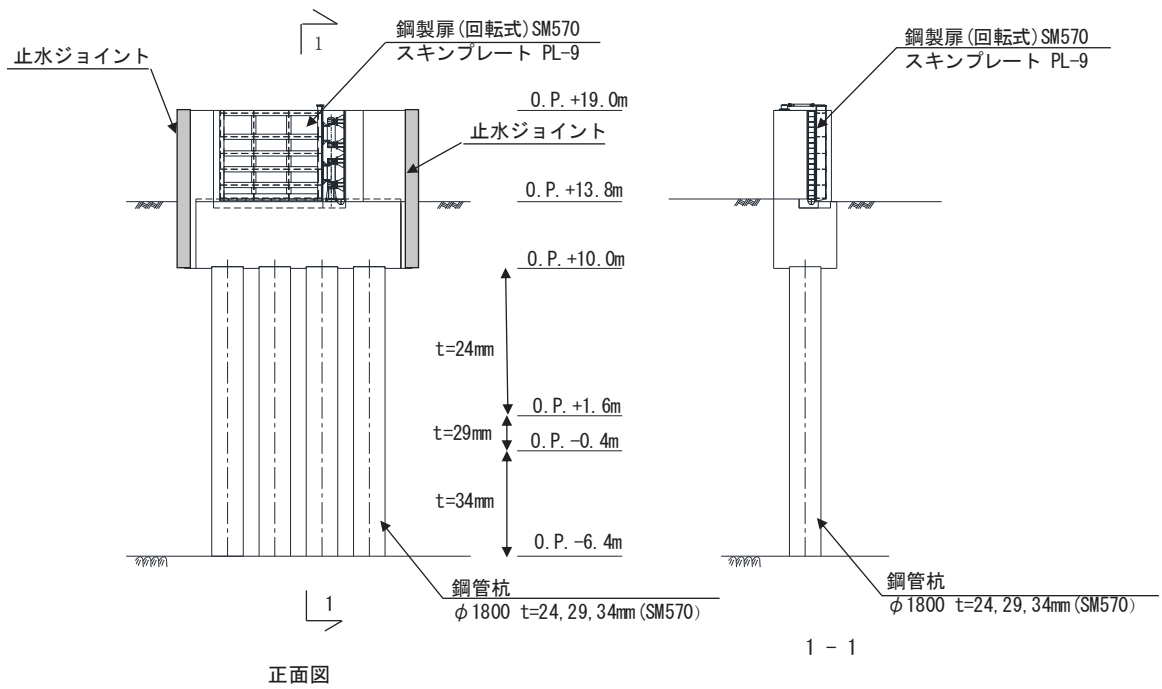
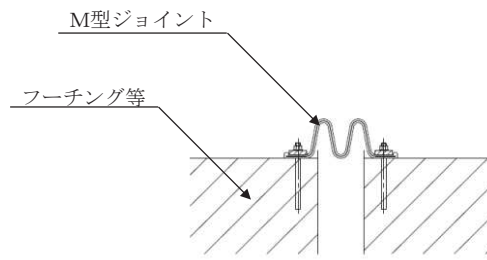


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図



M型ジョイント

図 2-8 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製扉等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製扉の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製扉の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製扉の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製扉の強度評価の検討フローを図 2-9 に示す。

表 2-3 鋼製扉の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	扉体	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		フーチング	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	扉体	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)およびせん断強度*
		フーチング	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \* : 妥当な安全余裕を考慮する。

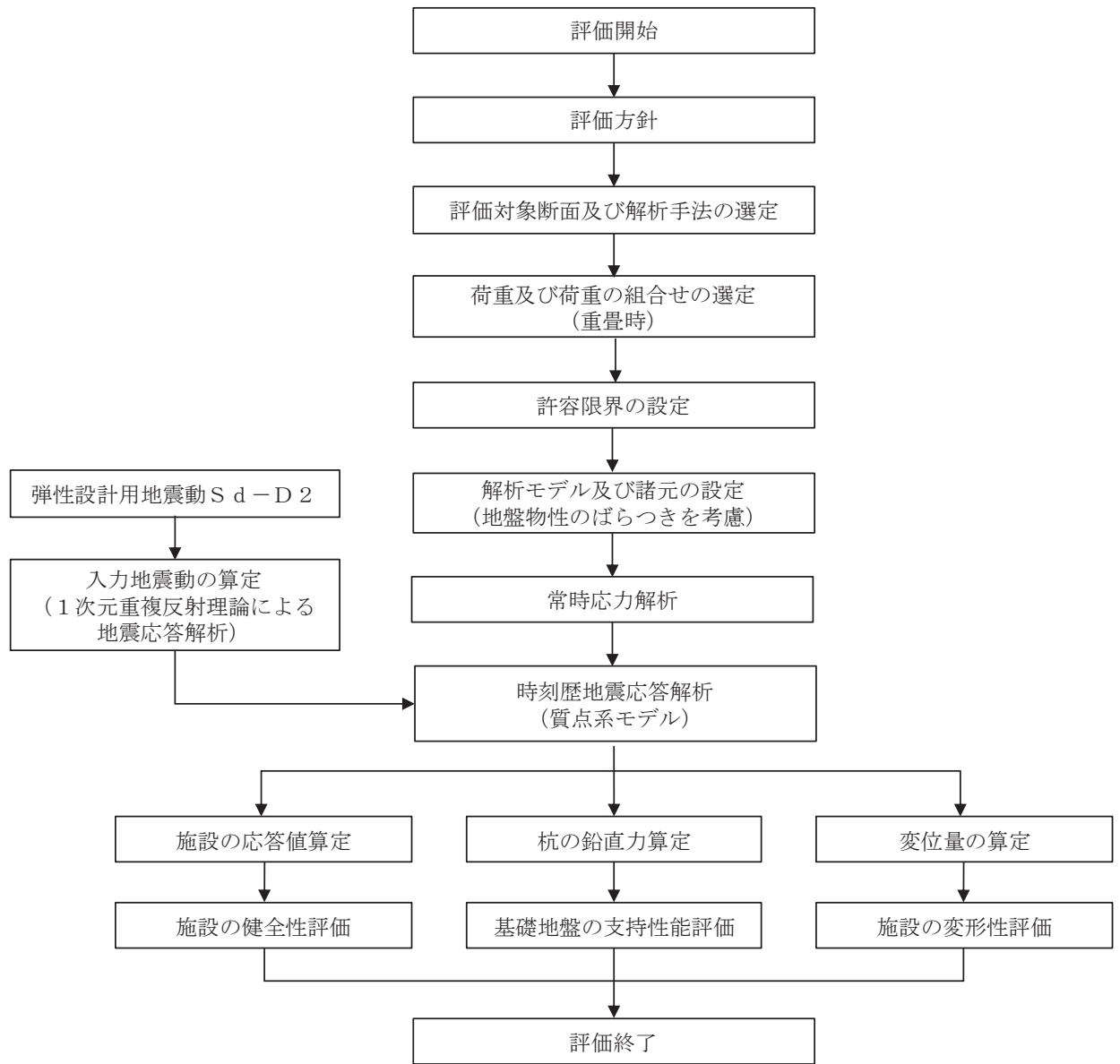


図 2-9 鋼製扉の強度評価の検討フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成29年）
- ・水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$G$	kN	固定荷重
$P_s$	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
$P_k$	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
$P_h$	kN/m <sup>2</sup>	浸水津波荷重
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の短期許容せん断応力度
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容圧縮応力度
$\sigma_1$	kN/m <sup>2</sup>	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_{Y1}$	kN・m	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント
$M_{Z1}$	kN・m	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント
$N_1$	kN	扉体の軸力
$A_1$	m <sup>2</sup>	扉体の有効断面積
$\tau_1$	N/mm <sup>2</sup>	扉体のせん断力より算定されるせん断応力
$T_{X1}$	kN・m	扉体のねじりモーメント
$Z_1$	m <sup>3</sup>	扉体の極断面係数
$S_{Y1}$	kN	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力
$S_{Z1}$	kN	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力
$A_{Y1}$	m <sup>2</sup>	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積
$A_{Z1}$	m <sup>2</sup>	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積
$Z_{Y1}$	m <sup>3</sup>	扉体の Y 軸断面係数
$Z_{Z1}$	m <sup>3</sup>	扉体の Z 軸断面係数

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F	—	ボーリングに対する安全率
$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)
$h_w$	m	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
My	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
$\sigma_4$	kN/m <sup>2</sup>	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_4$	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
$N_4$	N	鋼管杭の軸力
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
$S_4$	N	鋼管杭に発生するせん断力
$A_4$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_4$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数

## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製扉の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に、評価対象の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製扉周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、2 号機海水ポンプ室及び 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製扉 2：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が他の鋼製扉と異なる。また，上部工仕様（扉体高さ，幅等）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため，上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで，上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。

鋼製扉 3：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤上面が浅く，杭及び地盤の変位量が大きくなることで，下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また，扉体の高さが鋼製扉 1 及び鋼製扉 4 に対して高いことから，上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される。

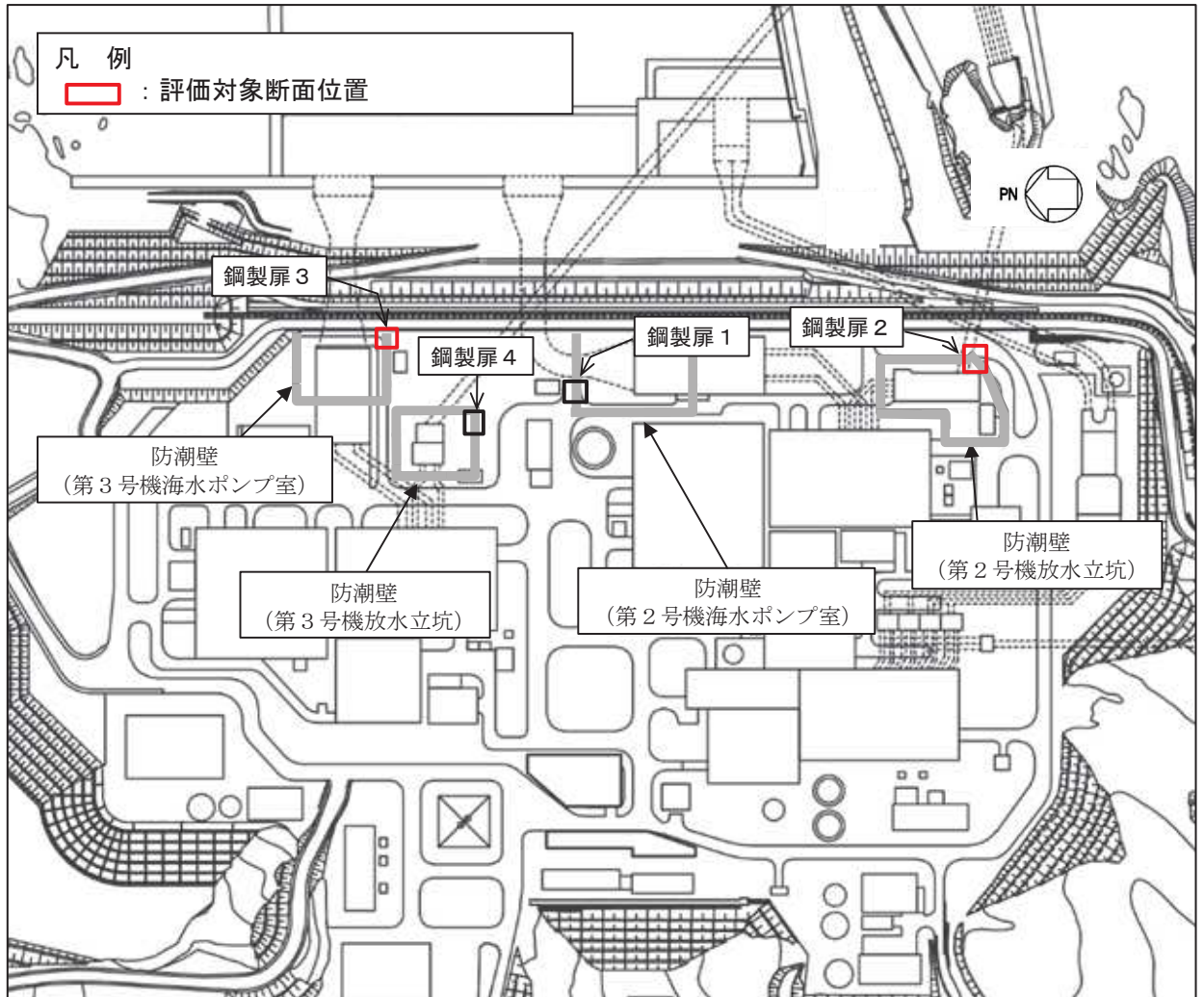
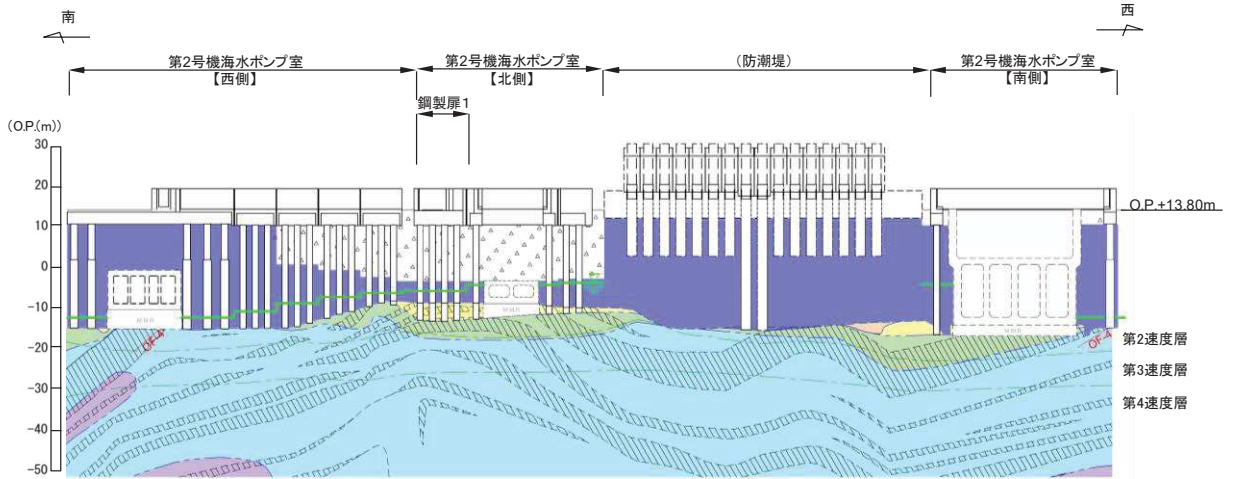
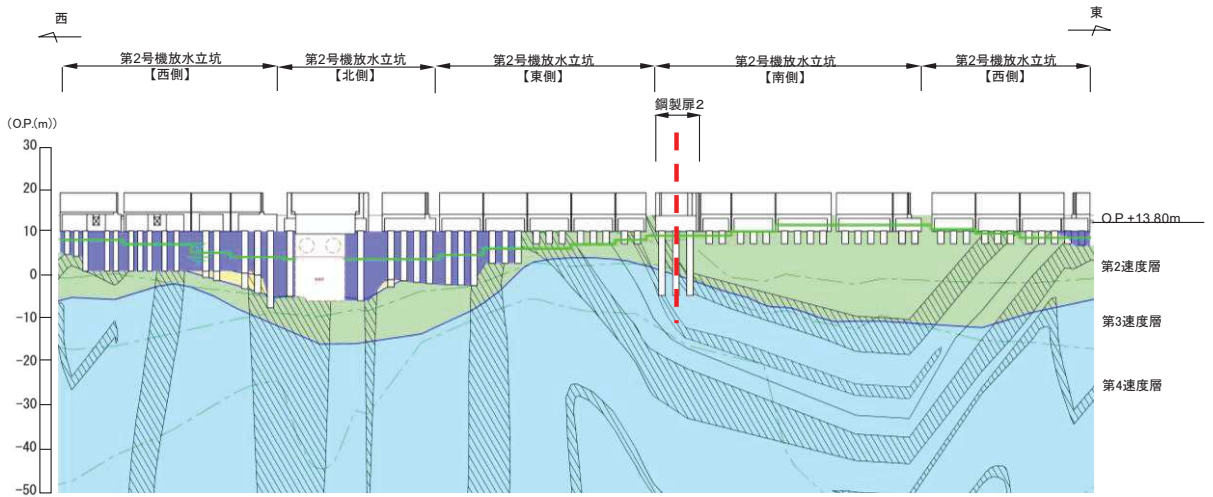


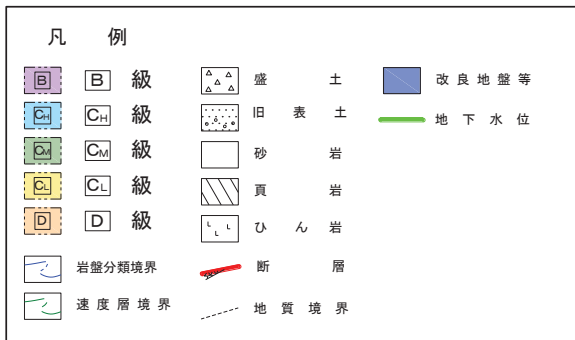
図 3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)



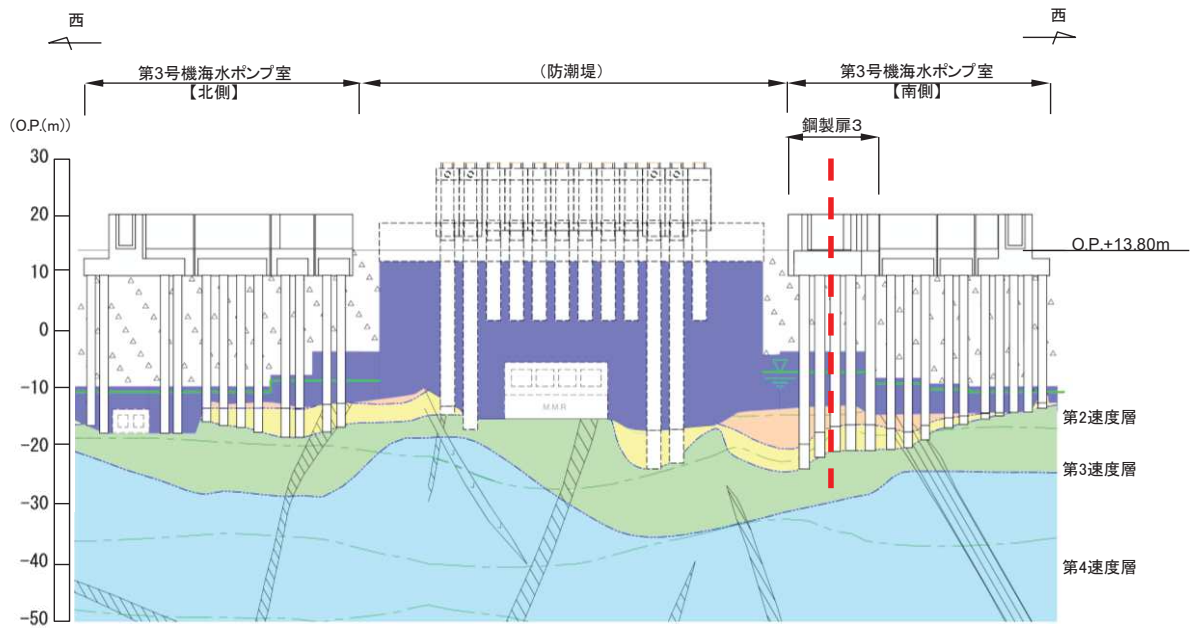
(2号機放水立坑)



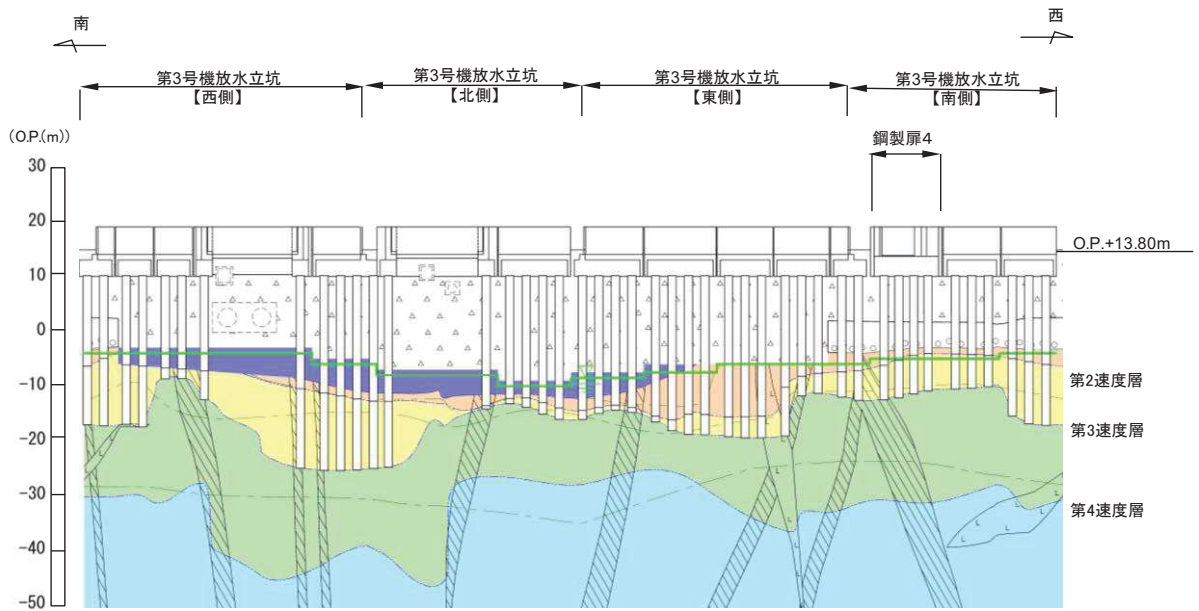
\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(1) 鋼製扉の縦断面図  
(第 2 号機海水ポンプ室, 第 2 号機放水立坑)

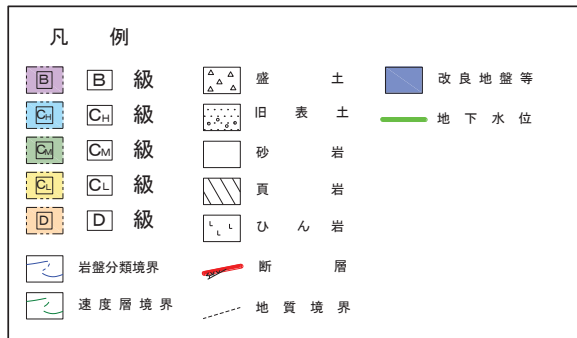




(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)



\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(2) 鋼製扉の縦断面図  
(第 3 号機海水ポンプ室, 第 3 号機放水立坑)

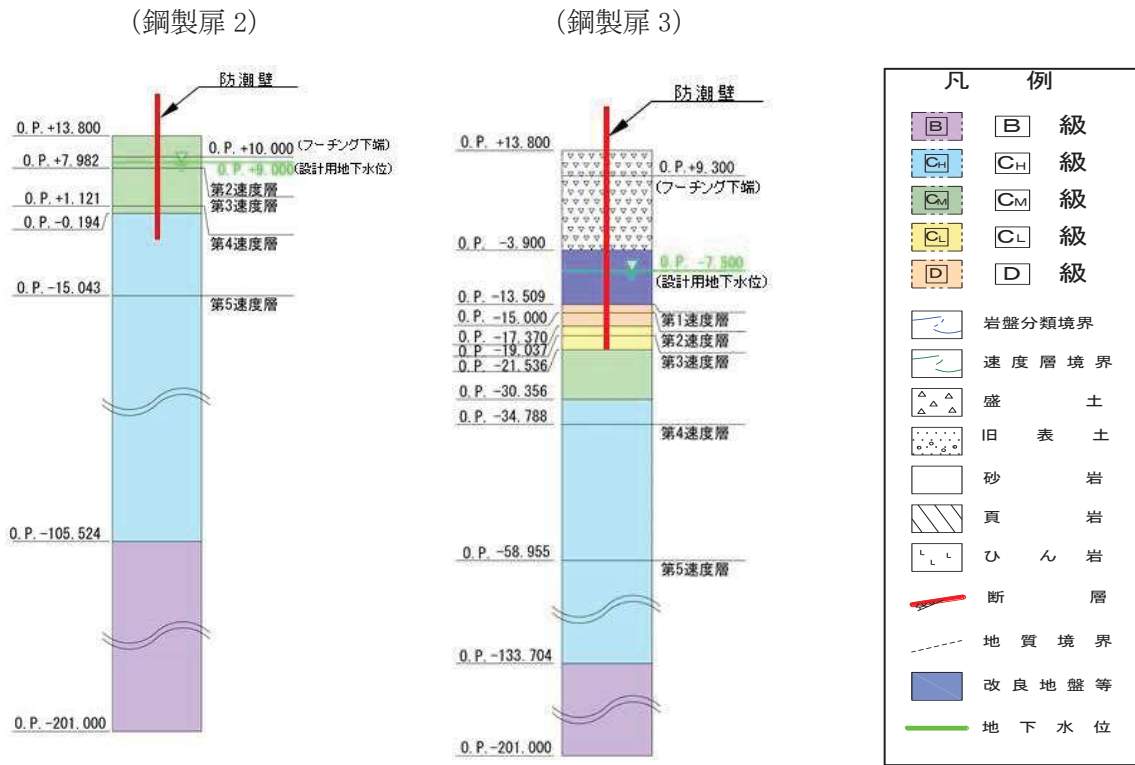


図 3-3 評価対象断面の地層構成図



### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製扉の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、扉体、RC 支柱、フーチング、鋼管杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N}/\text{m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN}/\text{m}^2$  を考慮する。

(3) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速を  $30\text{m}/\text{s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼製扉 3 (杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面) について  $0.4\text{m}$  の沈下を考慮する。

(5) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-4 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

$G$  : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

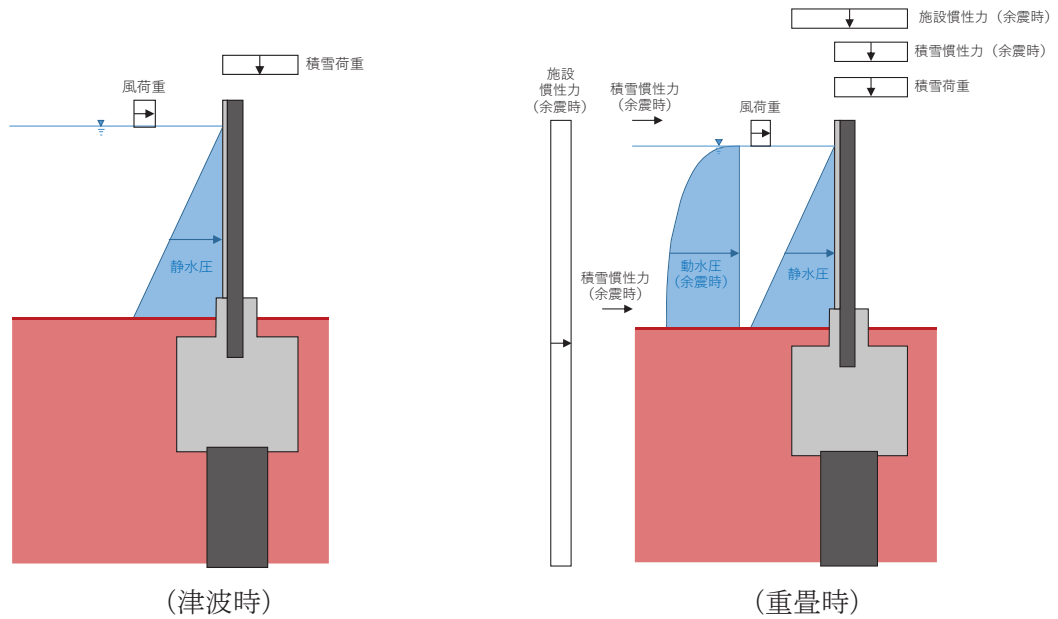


図 3-4 鋼製扉の荷重作用図

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 扉体

##### (1) 主桁、鉛直桁

主桁、鉛直桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-3に示す短期許容応力度とする。

表3-3 主桁、鉛直桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570 (主桁)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	186~244
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217
SM570 (鉛直桁) ( $t \leq 40$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	252~255	378~382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
SM570 (鉛直桁) ( $40 < t$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	239	358
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	140	210

注記 \*1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

##### (2) スキンプレート

スキンプレーートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-4に示す短期許容応力度とする。

表3-4 スキンプレーートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382

注記 \*：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 扉取付部（ヒンジ）

扉取付部（ヒンジ）の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，表 3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3-5 扉取付部（ヒンジ）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
SM490 (t ≤ 40)	許容軸引張応力度 $\sigma_{sa}$	158	237
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	91	136
SM490 (40 < t)	許容軸引張応力度 $\sigma_{sa}$	148	222
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	85	127

注記 \*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は，曲げ・圧縮については，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会，2002 年制定)」に基づき，曲げ・引張については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成 24 年 3 月)」及び「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)」に基づき，表 3-6 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

表 3-6 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記 \*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（社）土木学会，2002年制定）」及び「カルバート工指針（平成21年度版）」に基づき、曲げ・引張については「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき、表3-7に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

なお、フーチング下端位置については、防潮壁下部からの津波の回り込みやボイリングの可能性を考慮した深さに設定することとし、「山留め設計指針 平成29年（日本建築学会）」に基づき、表3-8に示すボイリングに対する安全率を許容限界とする。

表3-7 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記 \*：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表3-8 ボイリングに対する許容限界

評価項目	許容限界
ボイリングに対する安全率	1.2 以上

### 3.4.4 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、杭体部については、表3-9に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については、表3-10に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-9 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3-10 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

#### 3.4.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-11 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-11 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 350 せん断方向 350

#### 3.4.6 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-12 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-12 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉 2 (狐崎部層)	13.7	6653
	鋼製扉 3 (牧の浜部層)	11.4	11999

### 3.5 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

#### 3.5.1 重畳時

##### (1) 解析方法

鋼製扉は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素および地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。解析モデル概念図を図 3-5 に示す。

##### (鋼製扉 2)

岩盤露頭部であり地盤が線形材料のみで構成されるため、一次元重複反射理論に基づく地震応答解析を用いる。

##### (鋼製扉 3)

弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、杭周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析に用いる解析コードは、「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。また、地盤応答の作成に用いる解析コードは、「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



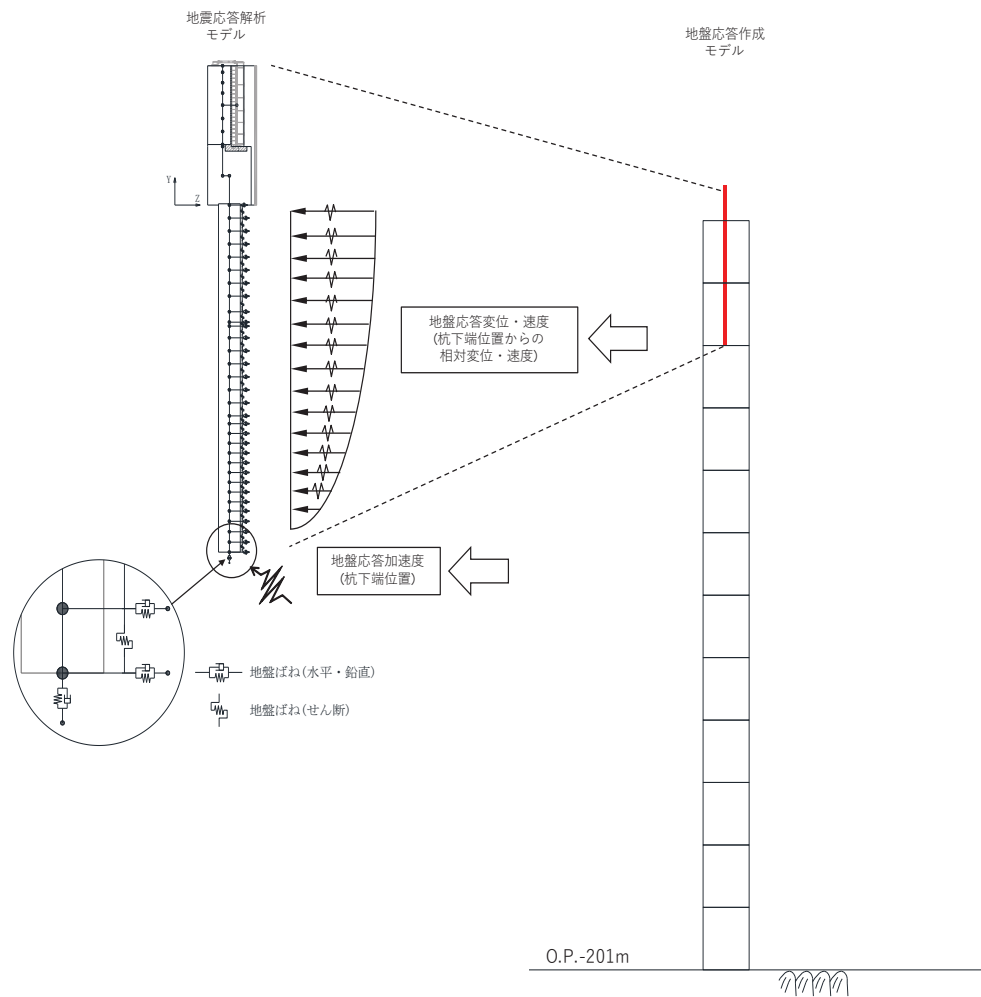


図 3-5 解析モデル概念図

a. 構造部材

鋼板，鋼製支柱，フーチング及び鋼管杭は質点と線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼製扉の余震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を評価する。表 3-13～表 3-14 に解析ケースを示す。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり，鋼製扉 2 の周辺には  $C_L$  級岩盤， $C_M$  級岩盤， $C_H$  級岩盤及び  $B$  級岩盤が分布し，鋼製扉 3 の周辺には，主として旧表土，盛土， $D$  級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから，それぞれの断面毎に，周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は，「d. 重畳時の解析ケースの選定」に示す。

表 3-13 解析ケース（鋼製扉 2）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - $1\sigma$

表 3-14 解析ケース（鋼製扉 3）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$	平均値

c. 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ ,  $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき、表 3-15 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 3-16 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

表 3-15 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 3-16(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	2.3577	0.0001
鋼製扉 3	0.4108	0.0004

表 3-16(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	3.5365	0.0002
鋼製扉 3	0.6163	0.0007

表 3-16(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	5.8942	0.0003
鋼製扉 3	1.0271	0.0011

d. 重畳時の解析ケースの選定

重畳時における解析ケースを表 3-17 に示す。重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 3-17 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*	○		
		+ - *	○		
		--*	○		

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

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-6 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを鋼製扉 2 は図 3-7 に、鋼製扉 3 は図 3-8 に示す。なお、岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、E 波を示している。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

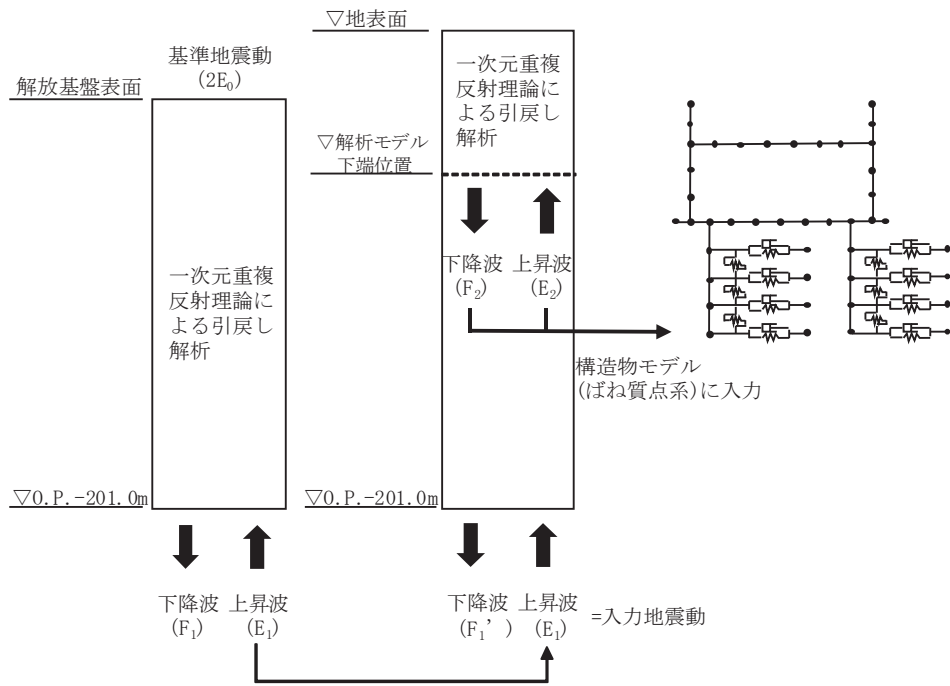


図 3-6(1) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 2)

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

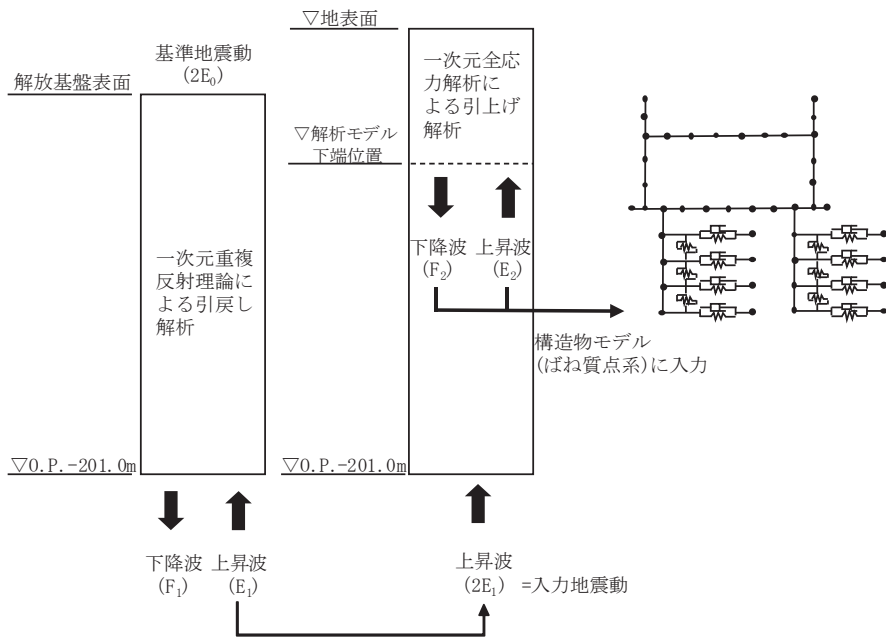
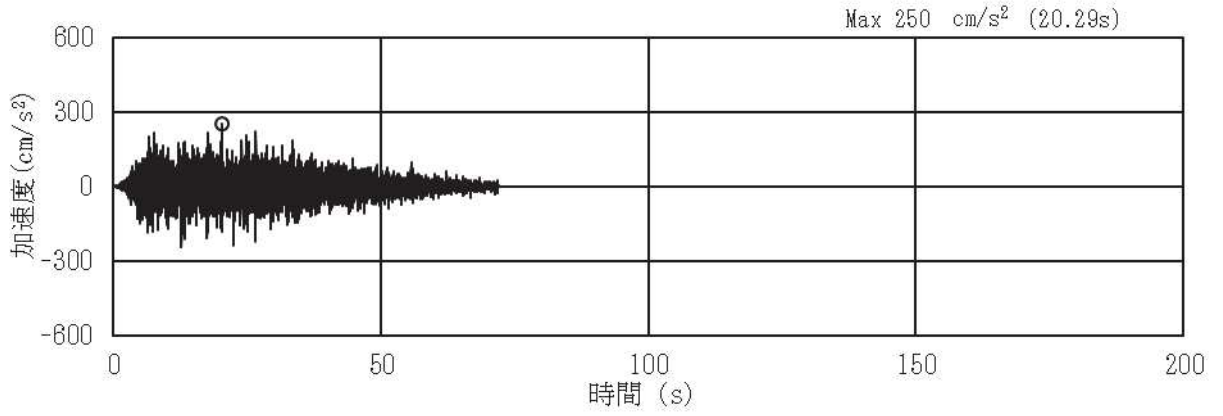
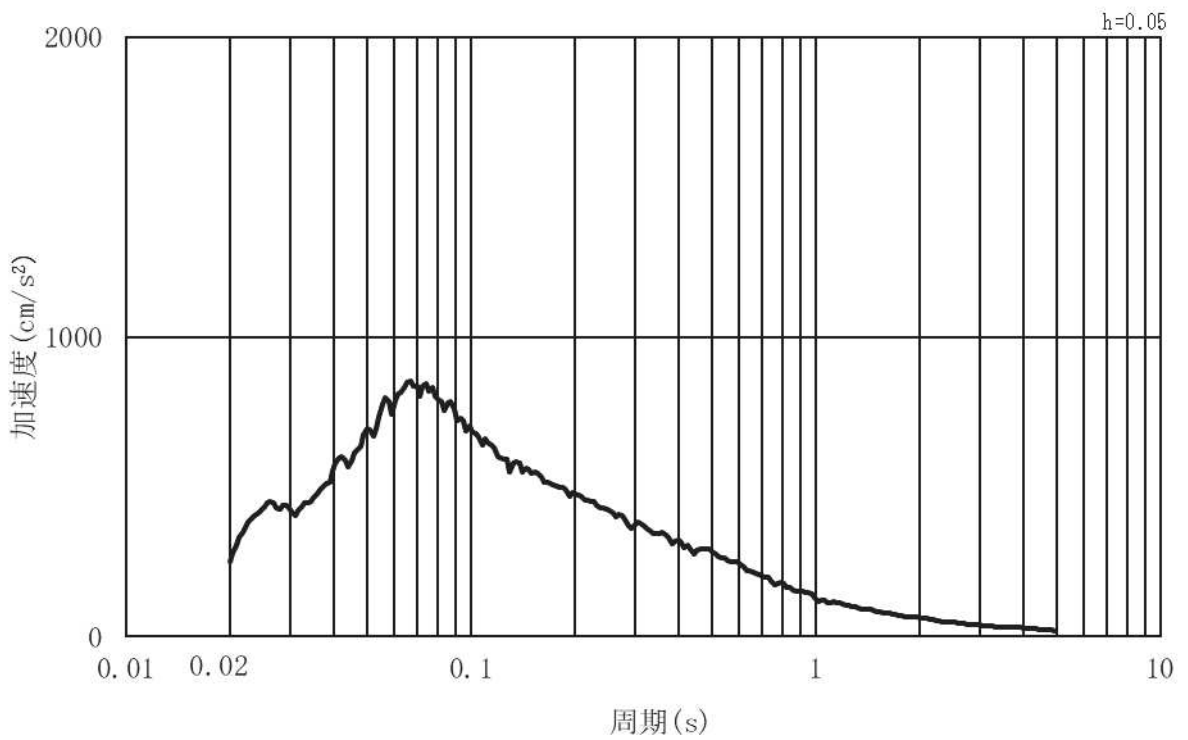


図 3-6(2) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 3)

a. 鋼製扉 2

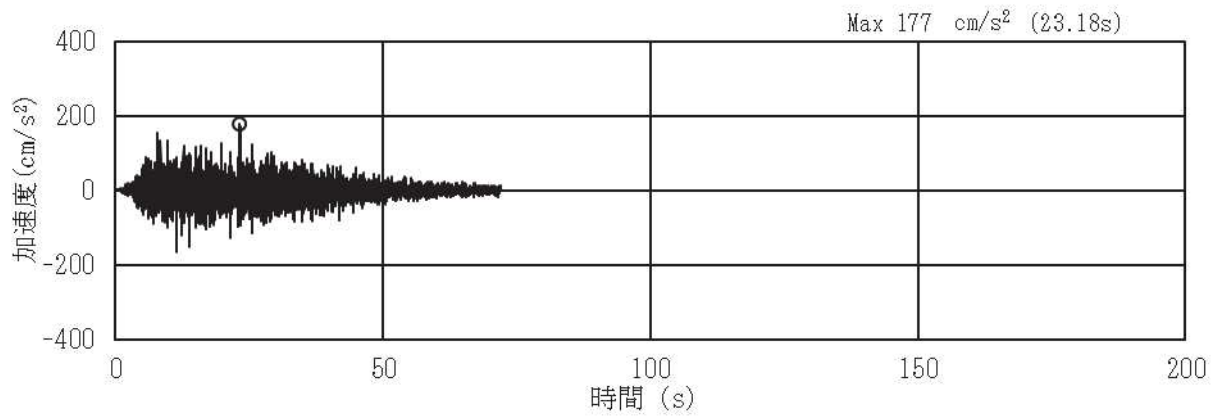


(a) 加速度時刻歴波形

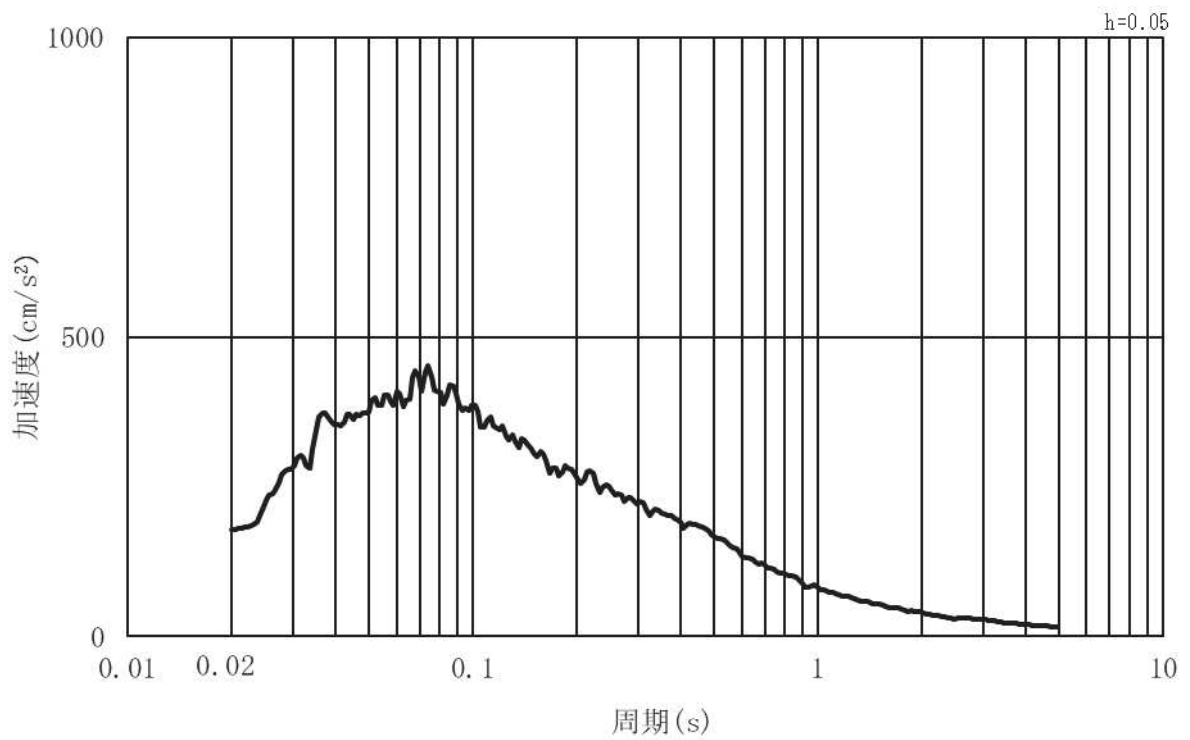


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S d - D 2) 第 2 号機側



(a) 加速度時刻歴波形

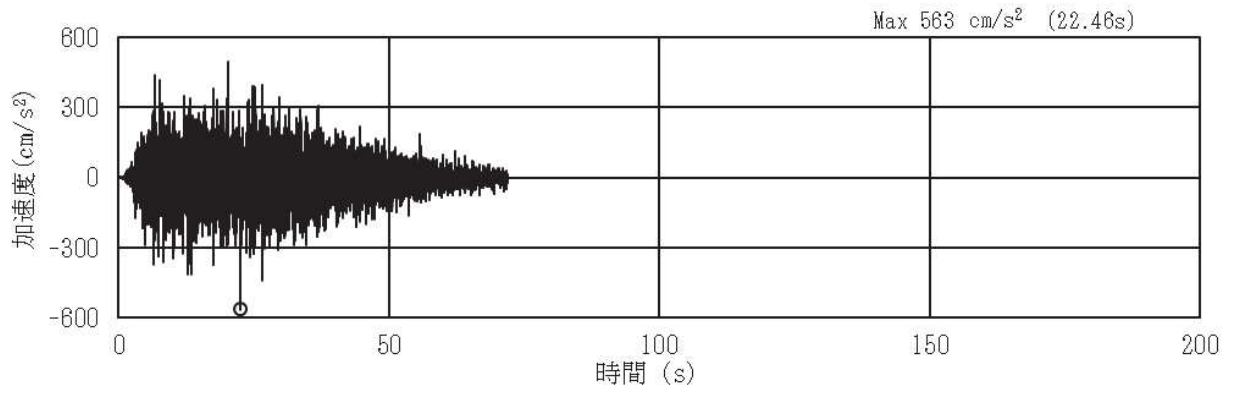


(b) 加速度応答スペクトル

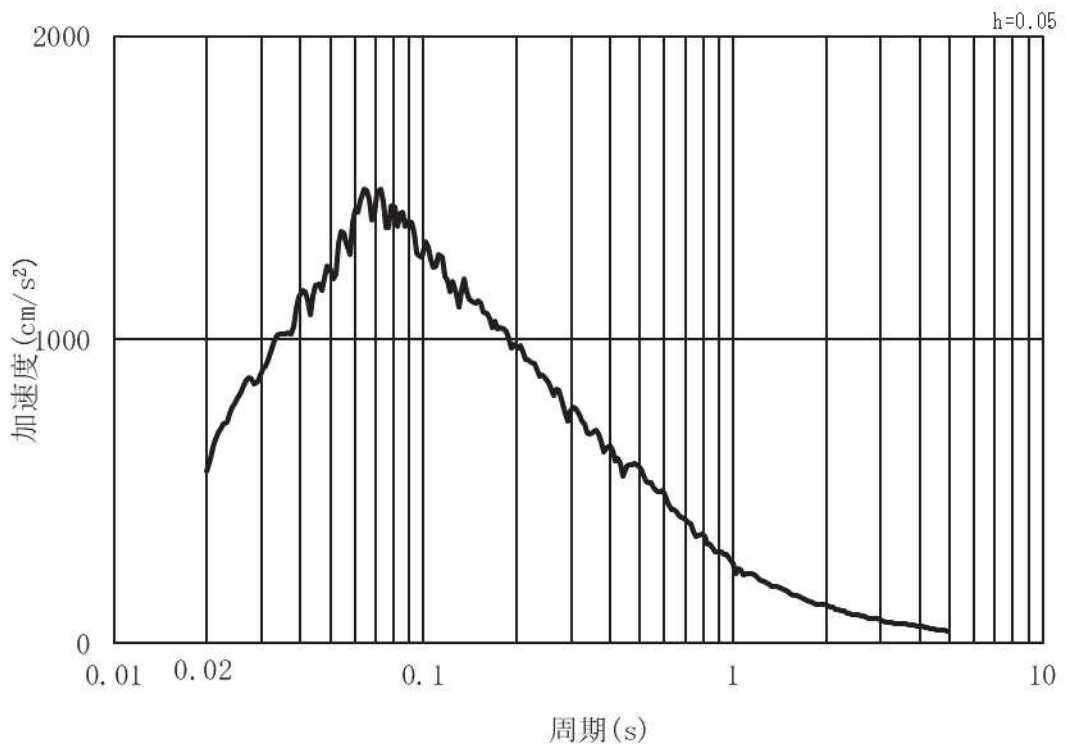
図 3-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側



b. 鋼製扉 3

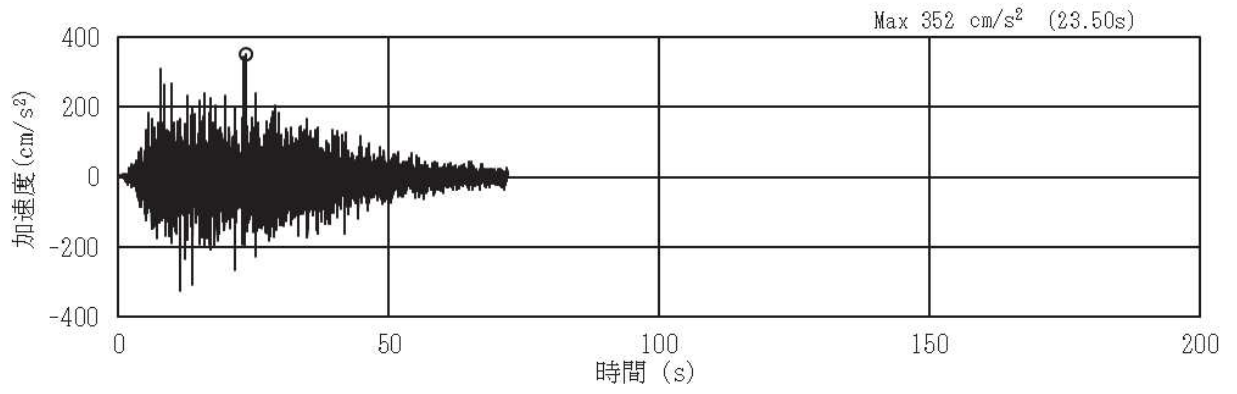


(a) 加速度時刻歴波形

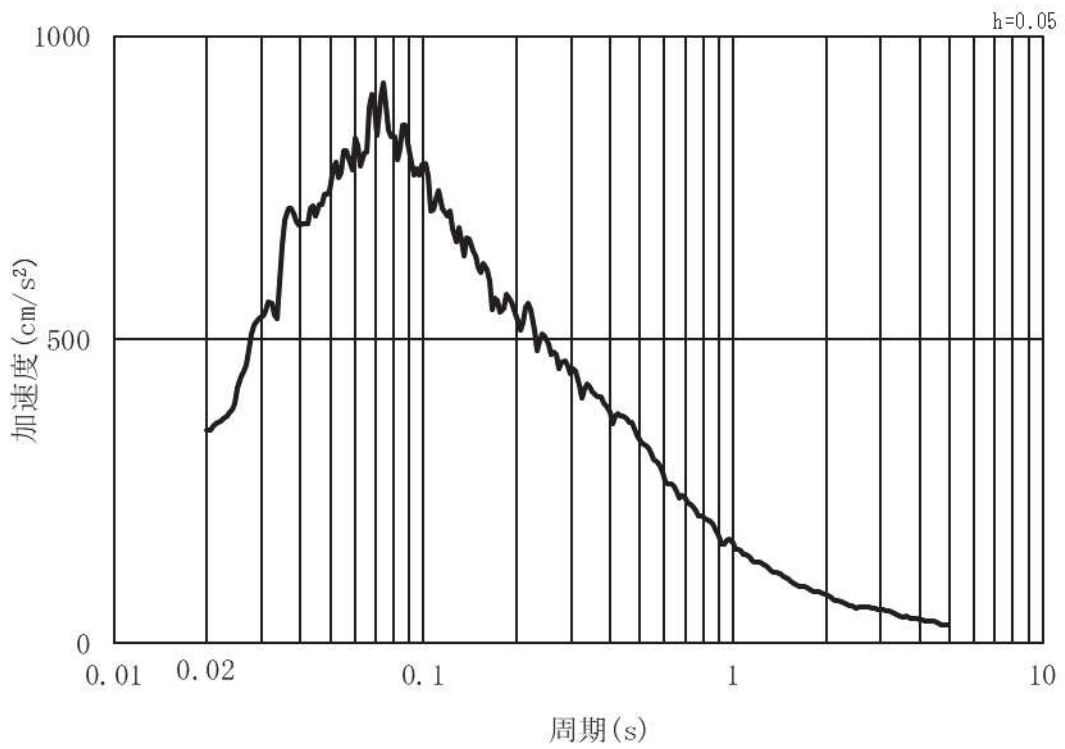


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

鋼製扉の解析モデルを図 3-9～図 3-10 に示す。

上部工および下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し、地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばねおよびダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、D 級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。D 級を除く岩盤は線形モデルとする。岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析モデルを用いる。

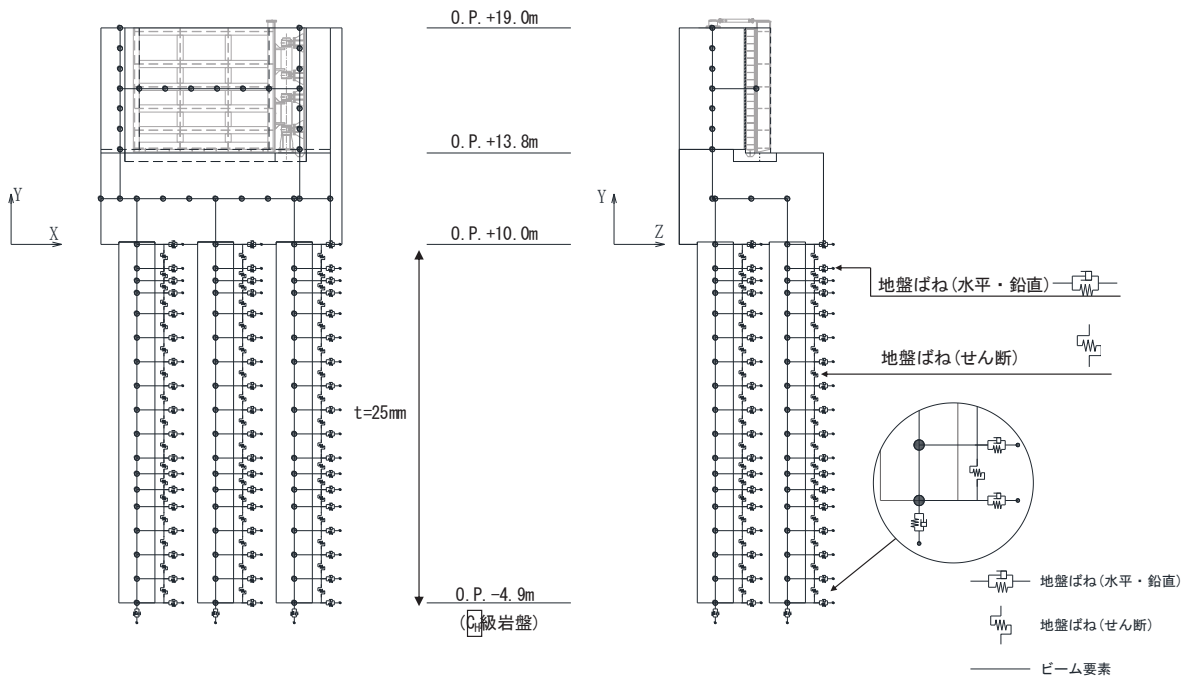
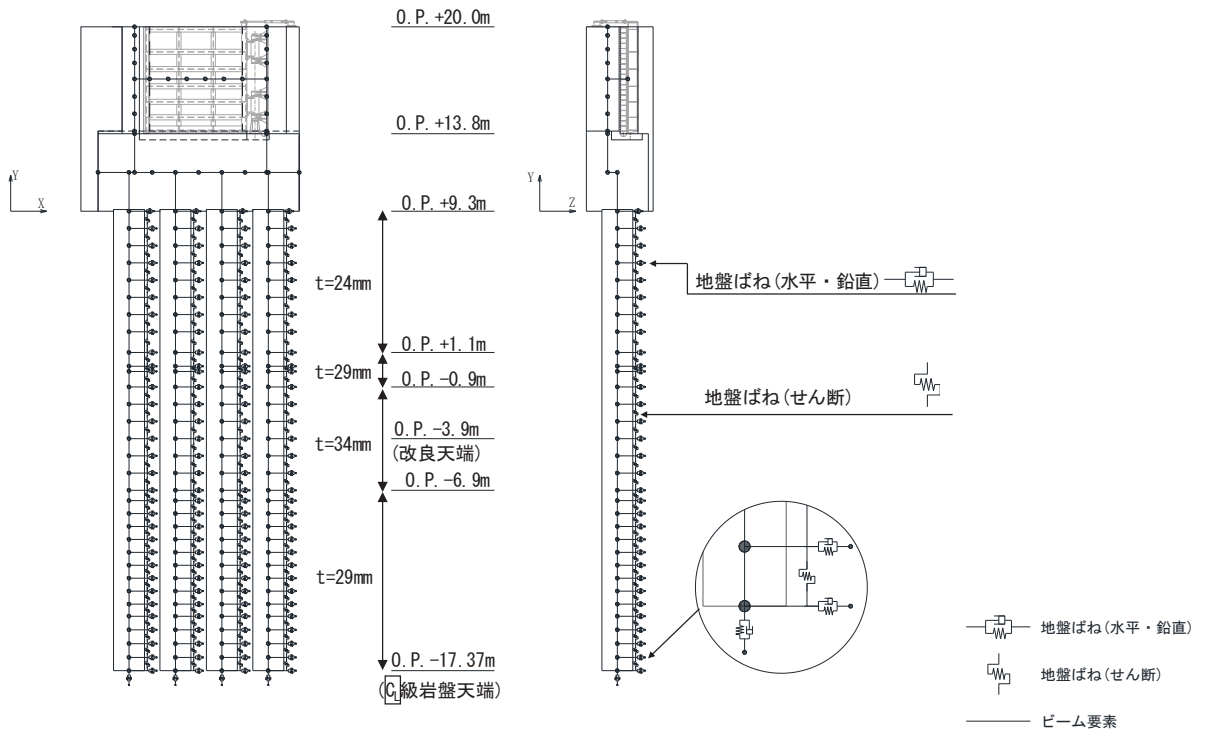


図 3-9 鋼製扉 2 の解析モデル



b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-18 に、材料の物性値を表 3-19 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-18(1) 使用材料（鋼製扉 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=12mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12×22 鉛直桁 : BCH 588×300×60×36 BCH 588×250×12×22 BT 588×250×12×22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60×60 回転軸 : PIPE φ 457.2, t=19mm RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

注記 \* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編 ) ・同解説 ( 日本道路協会, 平成 14 年 3 月 ) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-18(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=9mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12/22 鉛直桁 : BCH 588×300×22/36 BCH 588×250×12/22 BT 588×250×12/22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60/60 回転軸 : PIPE φ 457.2 t=19 RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

注記 \* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-19 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.8 \times 10^4$	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	$3.3 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3-20 に示す。

表 3-20 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9. 00m
	鋼製扉 3	O. P. -7. 50m

(3) 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 扉体

扉体は、スキンプレートと主桁、鉛直桁で構成されている。扉体の構造図を図 3-11 に示す。

扉体の評価は、これらの各部材について、図 3-12 に示すように、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

扉体の応力度算定は、解析コード「FRAME マネージャ Ver. 6.0.1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

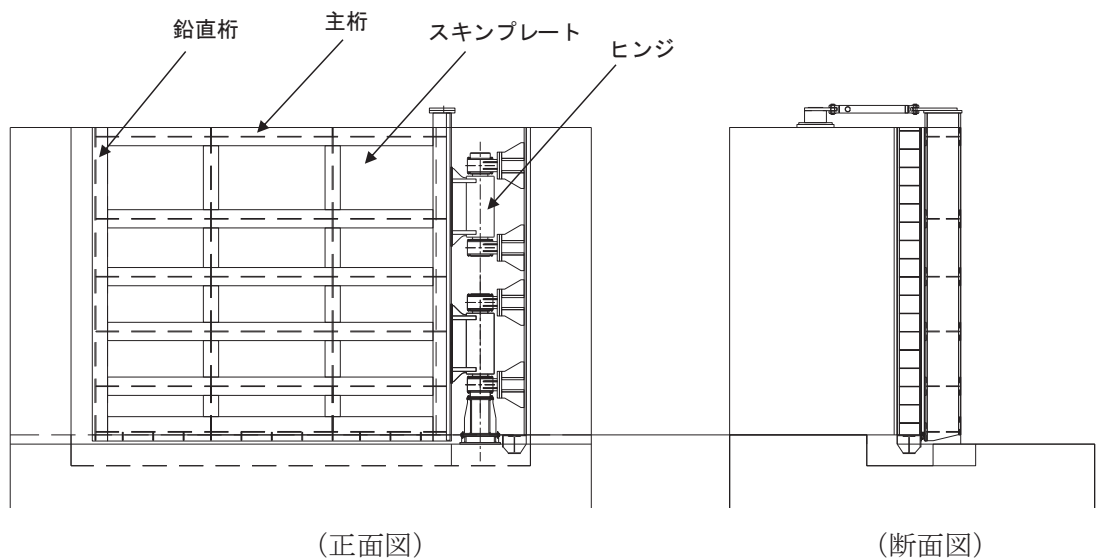


図 3-11 鋼板の構造図（正面図，断面図）



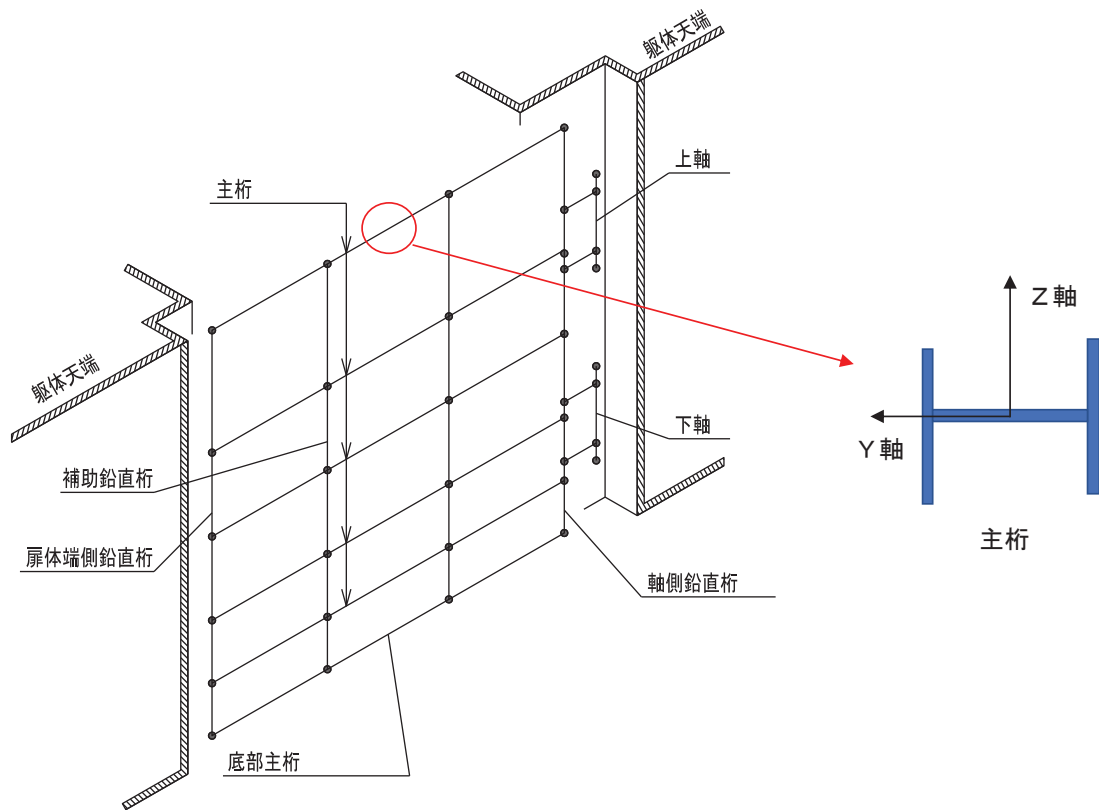


図 3-12 扉体モデル形状

(a) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-21 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-22 に示す。

表 3-21 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$S_{dH}$  : 水平方向余震荷重（自重  $\times K_{sdH}$ , 動水圧）

$S_{dV}$  : 鉛直方向余震荷重（自重  $\times K_{sdV}$ , 動水圧）

表 3-22 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 $K_{sdH}$	鉛直方向 $K_{sdV}$
鋼製扉 2	5.3 (S d-D 2 (-+))	1.6 (S d-D 2 (---))
鋼製扉 3	1.1 (S d-D 2 (-+))	0.7 (S d-D 2 (+-))

イ. 曲げ軸力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）の曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-12 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は，4 辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- $\sigma_1$  : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_{X1}$  : 扉体の軸力 (kN)
- $A_1$  : 扉体の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 扉体の Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 扉体の Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

ロ. せん断力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）のせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- $\tau_1$  : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $T_{X1}$  : 扉体のねじりモーメント (kN・m)
- $Z_1$  : 扉体の極断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $S_{Y1}$  : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)
- $A_{Y1}$  : 扉体のせん断抵抗断面積 (m<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)
- $A_{Z1}$  : 扉体のせん断抵抗断面積 (m<sup>2</sup>)

ハ. 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)に基づく合成応力の許容値 (1.2)

b. RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

c. フーチング

(a) フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部

材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。  
解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(b) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを次式により確認する。

$$F = \frac{2 \gamma' D}{\gamma_w h_w} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

F : ボイリングに対する安全率

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

D : フーチングの根入れ長さ (地表面高さ\*1ーフーチング下端高さ) (m)

$h_w$  : 水位差 (入力津波高さー地表面高さ\*1, \*2) (m)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

注記 \*1 : 杭周辺に旧表土, 盛土, 改良地盤が分布する断面 (鋼製扉 3) においては, 地震による 0.4m の地盤沈下を考慮する。

\*2 : ボイリングに対する保守的な評価として, 杭周辺の旧表土, 盛土が飽和状態にあることを仮定し, 地表面に地下水位があるものとして水位差を算定する。

d. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

- $M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- $\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_4$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- $A_4$  : 鋼管杭の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $Z_4$  : 鋼管杭の有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

(b) せん断力照査（杭体）

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

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- $\tau_4$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_4$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- $A_4$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

(c) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき，図 3-13 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下（許容限界以下）であることを確認する。

杭頭部の降伏曲げモーメント算定は，地震応答解析に基づき算定した杭頭部の断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

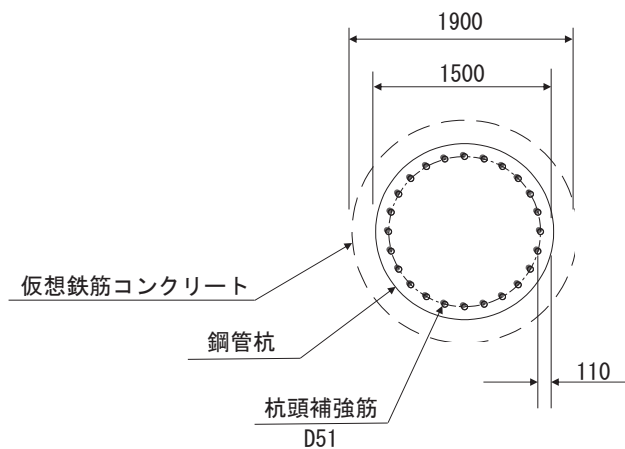


図 3-13 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

e. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部材の相対変位量の照査は，鋼製扉以外の構造形式（鋼桁部及び鋼板部）や異種構造物（防潮堤，海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため，止水ジョイント部材の評価結果については，添付書類「VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」にまとめて示す。

f. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

##### 4.1 重畳時

表4-1(1) 強度評価に用いる条件（鋼製扉2）（1/2）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（扉体）	150	kN
	固定荷重（RC支柱）	1922	kN
	固定荷重（フーチング）	5590	kN
	固定荷重（鋼管杭）	803	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.32	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	36.36	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca1}$	コンクリート（フーチング）の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca2}$	コンクリート（RC支柱）の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	231	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント	-882	kN・m
$M_{Z1}$	扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント	-12	kN・m
$N_{X1}$	扉体の軸力	11	kN
$A_1$	扉体の有効断面積	$1.973 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$\tau_1$	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	131	N/mm <sup>2</sup>
$T_{X1}$	扉体のねじりモーメント	93	kN・m
$Z_1$	扉体の極断面係数	$7.747 \times 10^{-4}$	m <sup>3</sup>
$S_{Y1}$	扉体に発生するY軸方向のせん断力	103	kN
$S_{Z1}$	扉体に発生するZ軸方向のせん断力	186	kN
$A_{Y1}$	扉体のY軸方向のせん断有効断面積	$3.096 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	扉体のZ軸方向のせん断有効断面積	$2.160 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	扉体のY軸断面係数	$6.604 \times 10^{-4}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	扉体のZ軸断面係数	$4.145 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (鋼製扉 2) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	3.8	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	3.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
My	鋼管杭の降伏曲げモーメント	16376	kN・m
$M_4$	鋼管杭に発生する曲げモーメント	2604	kN・m
$N_4$	鋼管杭の軸力	4858	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	43	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	2385	kN
$A_4$	鋼管杭の断面積	$1.111 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数	$4.031 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—



表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼製扉 3) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (扉体)	135	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1519	kN
	固定荷重 (フーチング)	5529	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1307	kN
$P_s$	積雪荷重	0.98	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	0.34	kN/m <sup>2</sup>
$P_h$	浸水津波荷重	56.56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{sa}$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	380	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{sa}$	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca1}$	コンクリート(フーチング)の短期許容圧縮応力度	24	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{ca2}$	コンクリート (RC 支柱) の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	124	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Y1}$	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	-18	kN・m
$M_{Z1}$	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	25	kN・m
$N_{X1}$	扉体の軸力	3	kN
$A_1$	扉体の有効断面積	$1.229 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
$Z_{Y1}$	扉体の Y 軸断面係数	$2.298 \times 10^{-4}$	m <sup>3</sup>
$Z_{Z1}$	扉体の Z 軸断面係数	$1.072 \times 10^{-3}$	m <sup>3</sup>
$\tau_1$	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	34	N/mm <sup>2</sup>
$T_{X1}$	扉体のねじりモーメント	-1	kN・m
$Z_1$	扉体の極断面係数	$1.110 \times 10^{-4}$	m <sup>3</sup>
$S_{Y1}$	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力	-21	kN
$S_{Z1}$	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力	-207	kN
$A_{Y1}$	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積	$6.528 \times 10^{-3}$	m <sup>2</sup>
$A_{Z1}$	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積	$1.320 \times 10^{-2}$	m <sup>2</sup>
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
$\gamma'$	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m <sup>3</sup>
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)	4.1	m
$h_w$	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)	5.6	m
$\sigma_y$	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm <sup>2</sup>
$M_y$	鋼管杭の降伏曲げモーメント	24466	kN・m
$M_4$	鋼管杭に発生する曲げモーメント	14081	kN・m

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼製扉 3) (2/2)

記号	定義	数値	単位
$N_4$	鋼管杭の軸力	1875	kN
$\tau_4$	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	73	N/mm <sup>2</sup>
$S_4$	鋼管杭に発生するせん断力	6675	kN
$A_4$	鋼管杭の断面積 (中杭②)	$1.830 \times 10^{-1}$	m <sup>2</sup>
$Z_4$	鋼管杭の断面係数 (中杭②)	$7.929 \times 10^{-2}$	m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数	2.0	—

## 5. 評価結果

### 5.1 重畳時

#### 5.1.1 扉体の評価結果

扉体における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1～表5-3に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-2に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1 扉体（主桁・鉛直桁）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2 (SM570)	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	231	279	0.83
	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	131	210	0.63
	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	合成応力度 (-)	0.74	1.2	0.62
鋼製扉3 (SM570)	4 ( $G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	124	380	0.33
	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	34	217	0.16
	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	合成応力度 (-)	0.11	1.2	0.10

表5-2 扉体（スキンプレート）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2 (SM570)	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	313	382	0.82
鋼製扉3 (SM570)	2 ( $G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	183	382	0.48

表 5-3 ヒンジの照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM490)	2 ( $G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	79	222	0.36
	2 ( $G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	16	136	0.12
	2 ( $G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$ )	合成応力度 (-)	0.14	1.2	0.12
鋼製扉 3 (SM490)	4 ( $G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	37	222	0.17
	4 ( $G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	11	136	0.09
	4 ( $G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$ )	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03

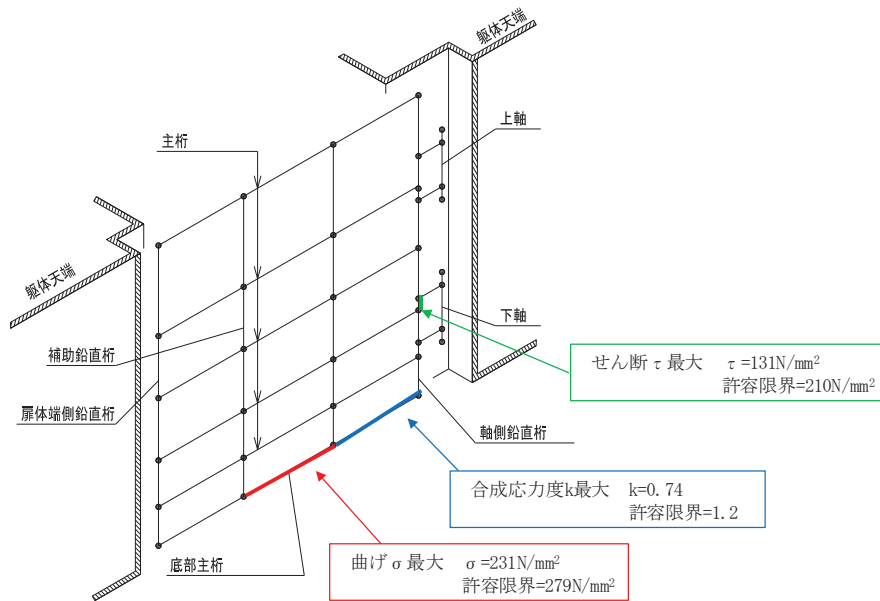


図 5-1(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

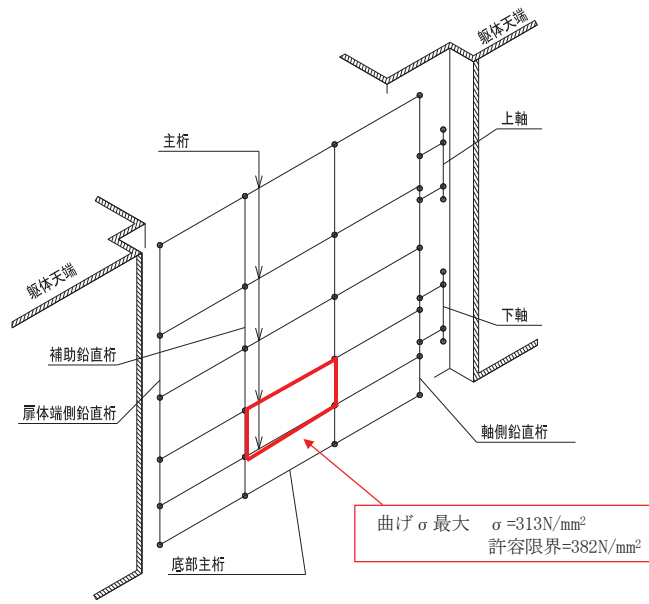


図 5-1(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

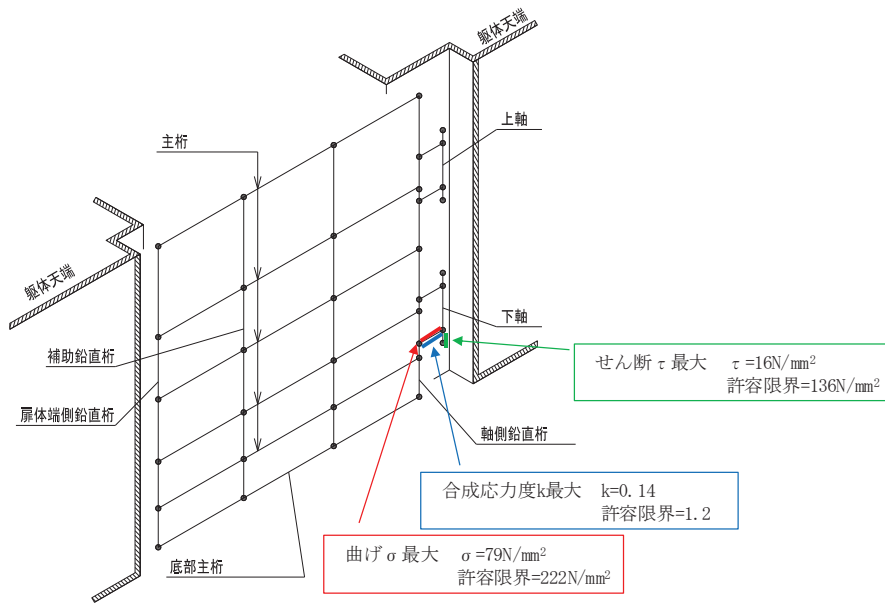


図 5-1(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

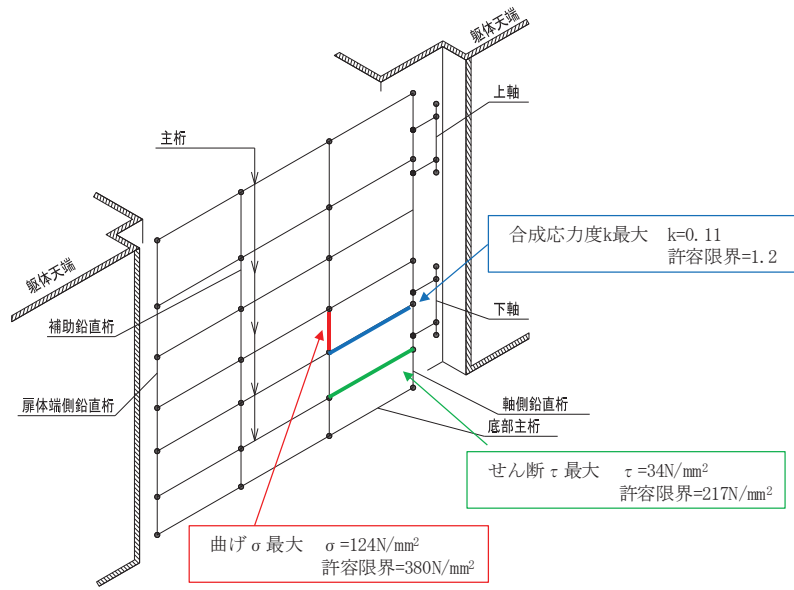


図 5-2(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

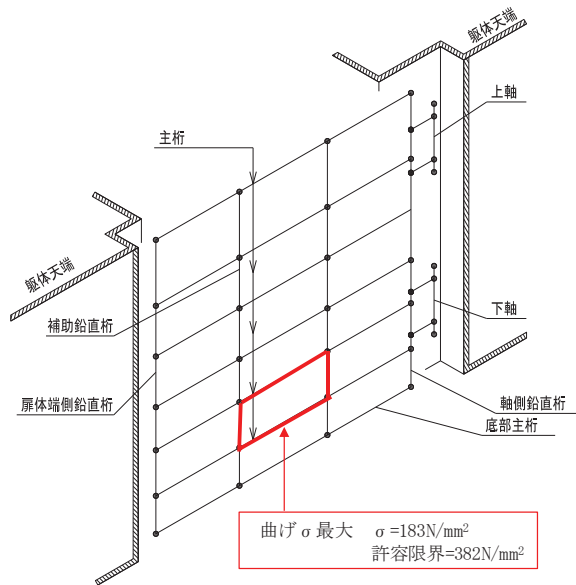


図 5-2(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

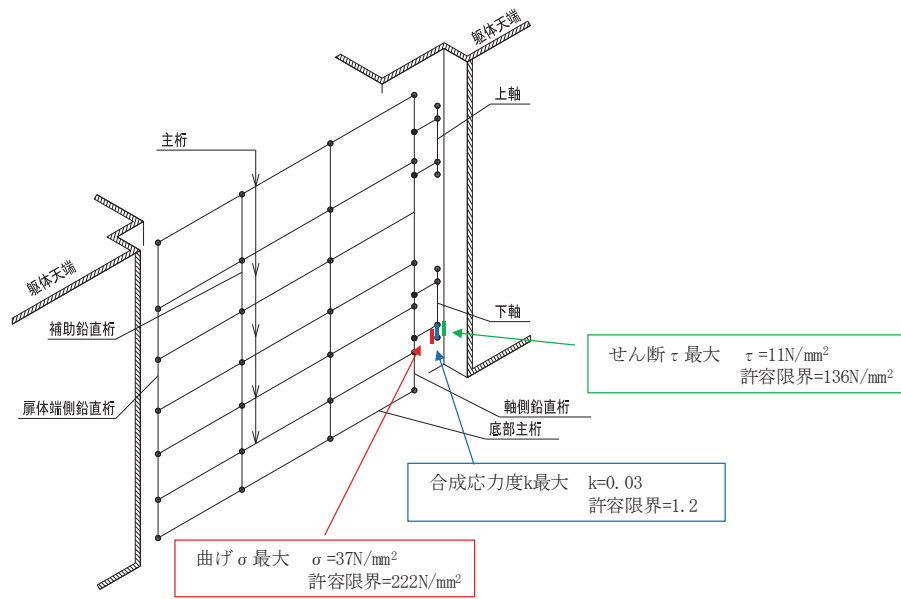


図 5-2(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

### 5.1.2 RC 支柱の評価結果

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 5-3～図 5-4 に、照査結果を表 5-4～表 5-6 に示す。また、配筋図を図 5-5 に示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

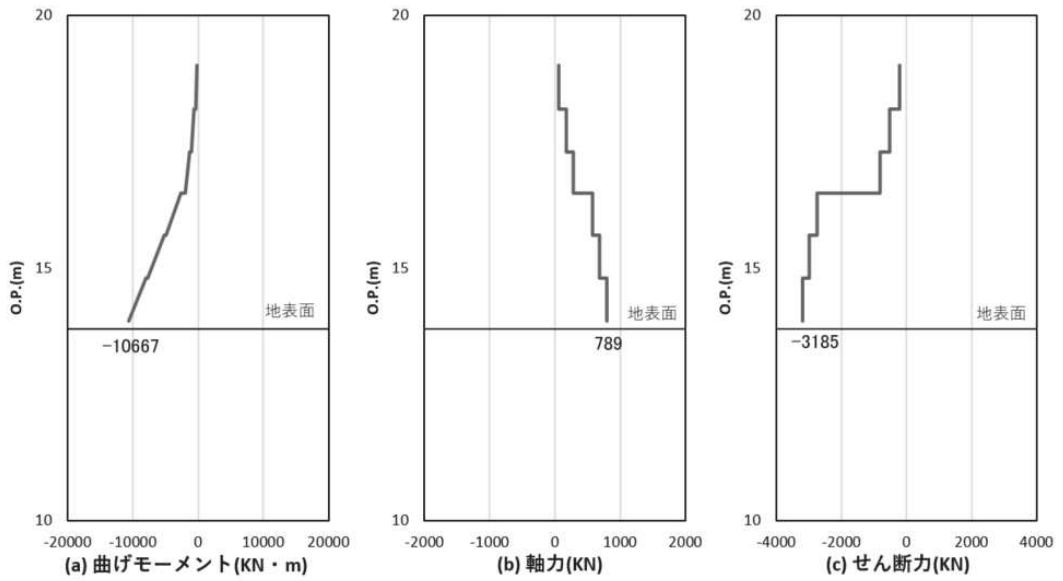


図 5-3(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (ー+), t=17.79s)  
 解析ケース①：基本ケース

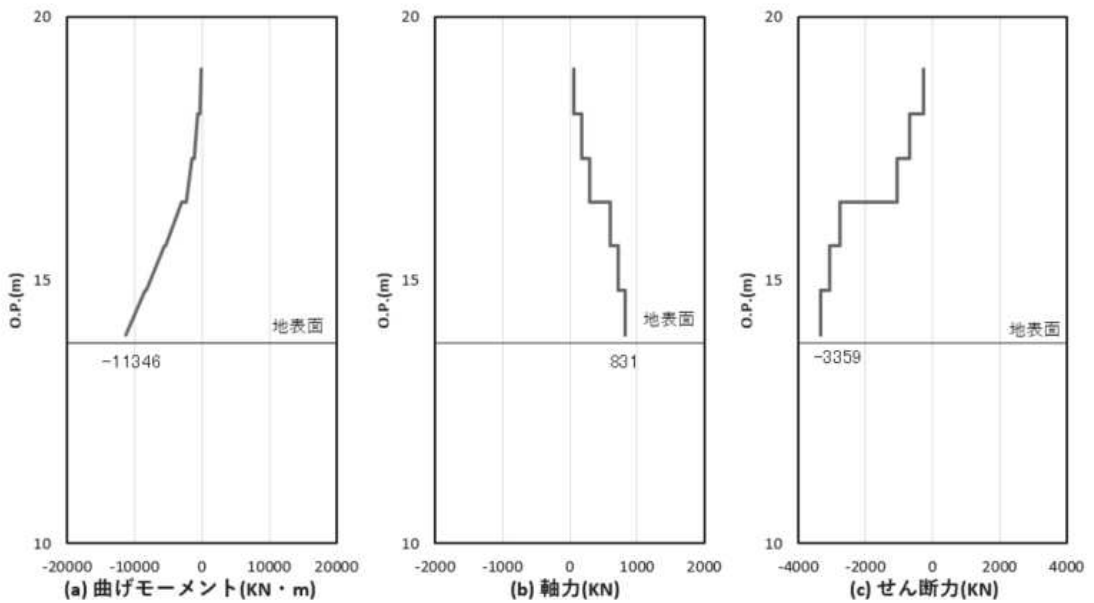


図 5-3(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (+ー), t=26.79s)  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき (−1σ) を考慮した解析ケース



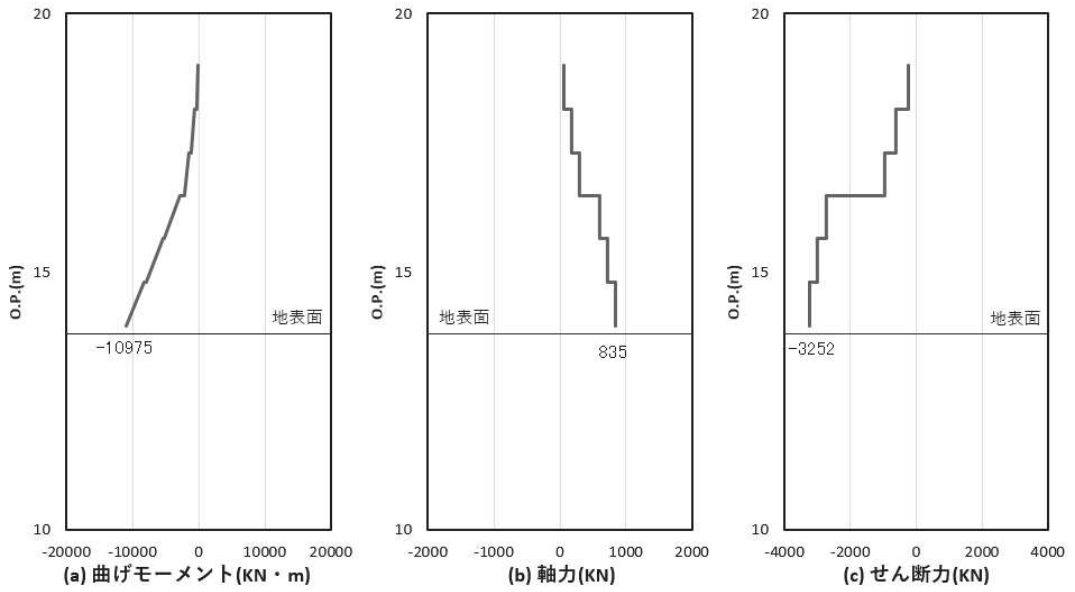


図 5-3(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (-+), t=26.79s)  
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

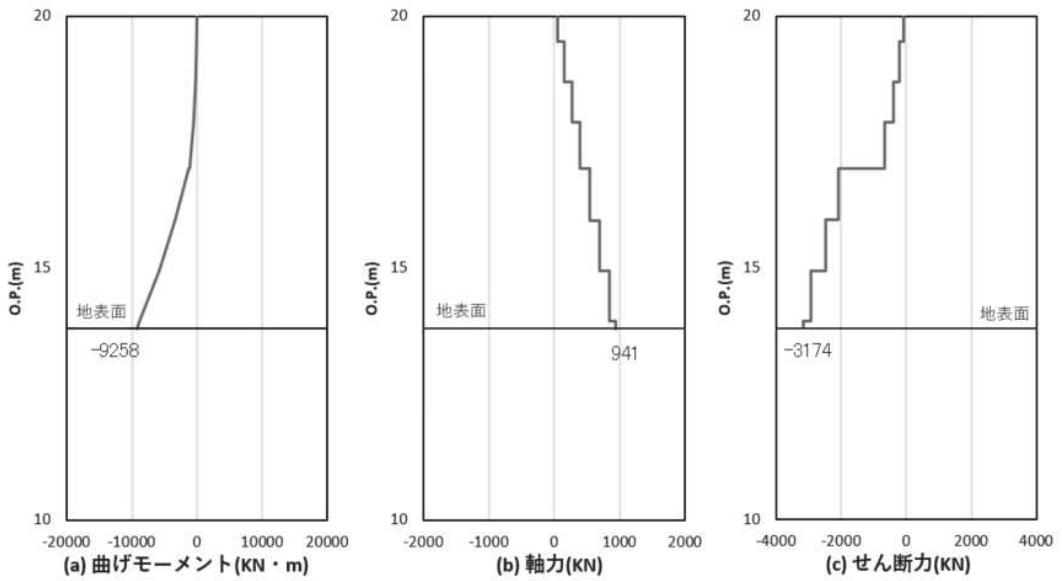


図 5-4(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (-+), t=25.57s)  
 解析ケース①: 基本ケース

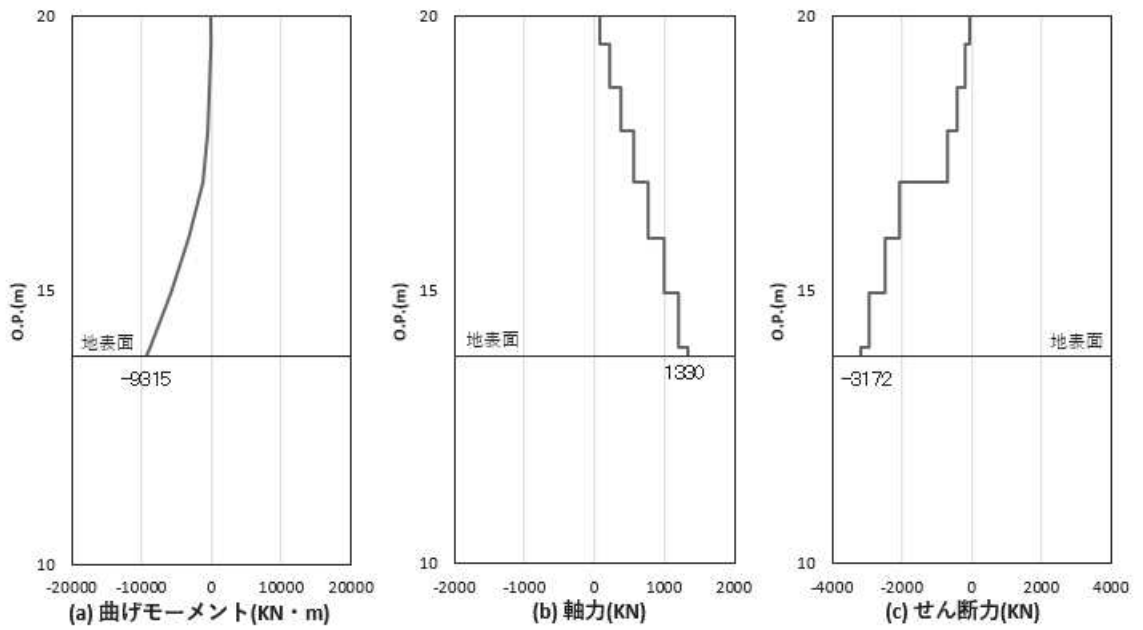


図 5-4(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 ( - - ), t=25.56s)  
 解析ケース①：基本ケース

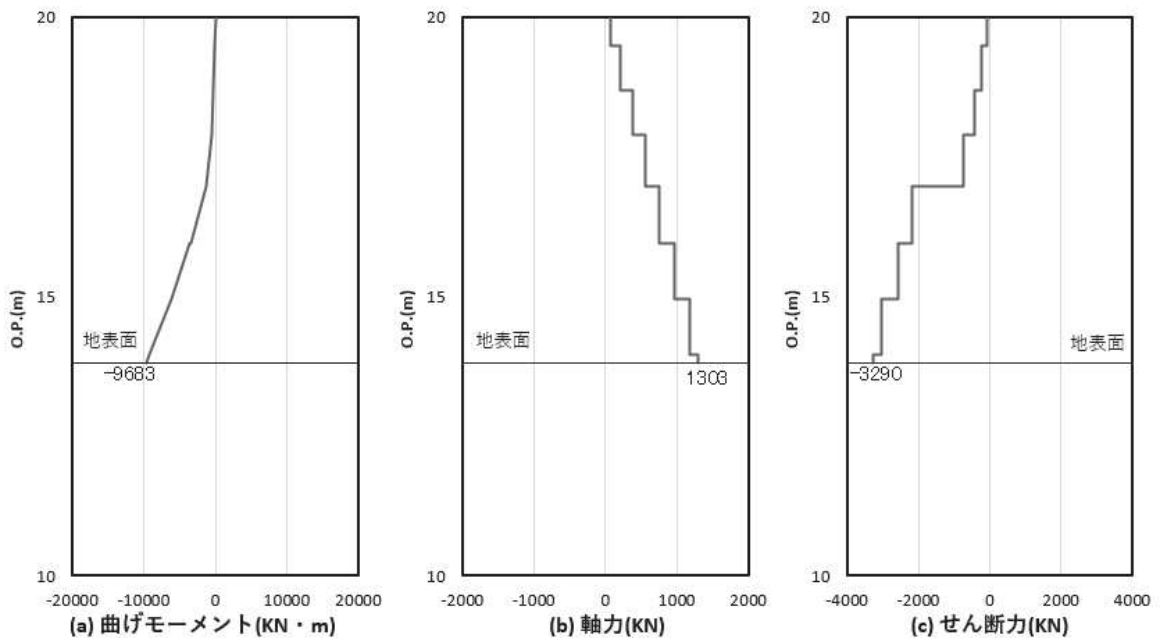


図 5-4(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 ( - - ), t=25.56s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	-10667	1617	7.7	16.5	0.47
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	-9258	1662	10.3	16.5	0.63

注記 \*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38 @150 2段	-11346	55	242	435	0.56
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	①	D41 @150	-9315	18	301	435	0.70

注記 \*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-6 せん断破壊に対する最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (- +)	③	D22@150	3252	3415	5880	0.59
鋼製扉 3	S d - D 2 (- -)	②	D25@150	3290	3455	4526	0.77

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

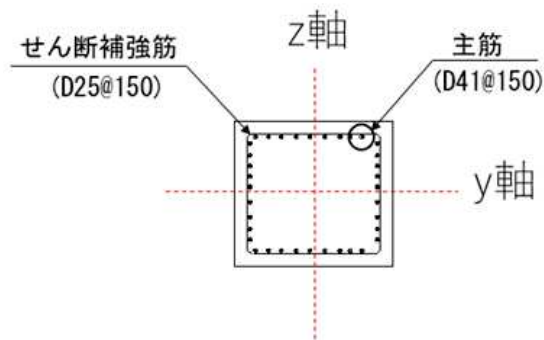


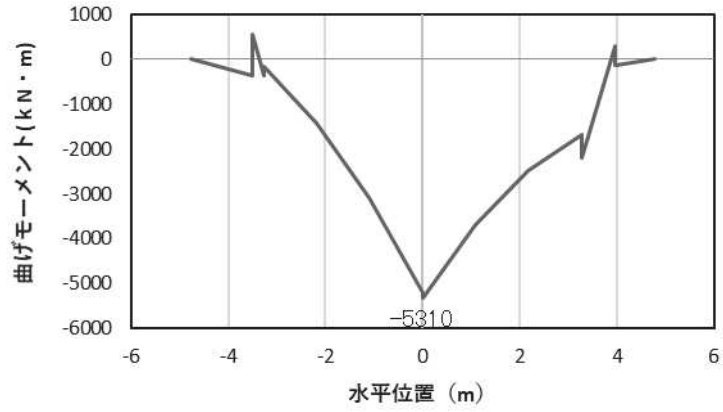
図 5-5 RC 支柱の配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

### 5.1.3 フーチング

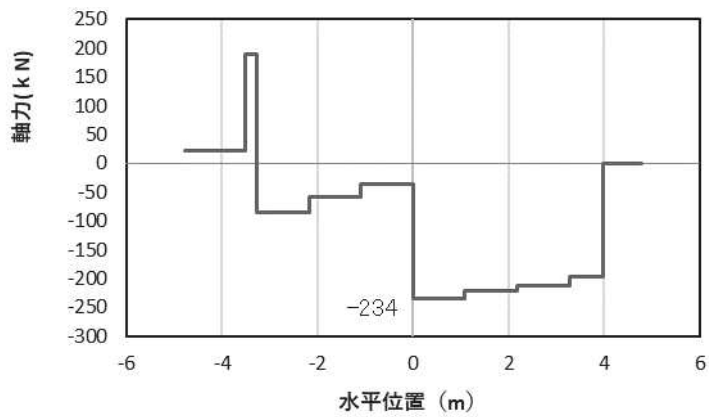
#### (1) フーチング（本体）

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-6～図 5-7 に、照査結果を表 5-7～表 5-9 に示す。また、配筋図を図 5-8 に示す。なお、曲げモーメントの $M_y$ は図 5-8 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_z$ は z 軸周りのモーメントを示す。

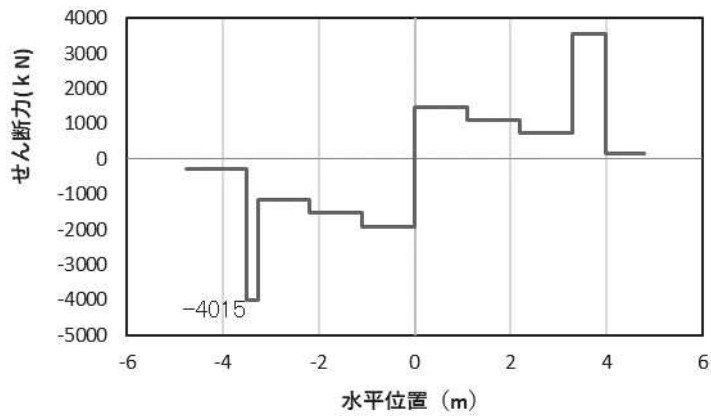
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント $Y$



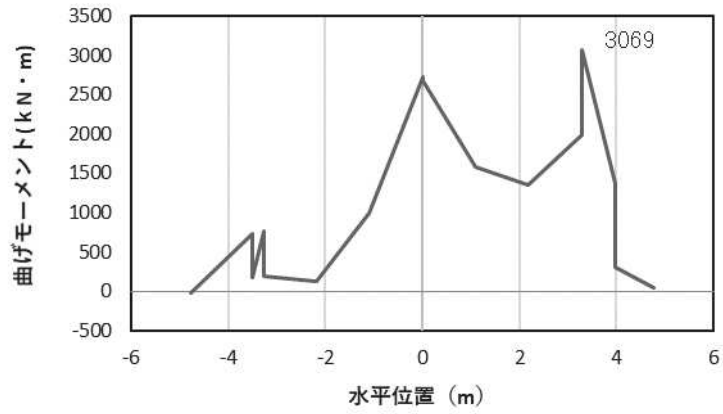
(b) 軸力



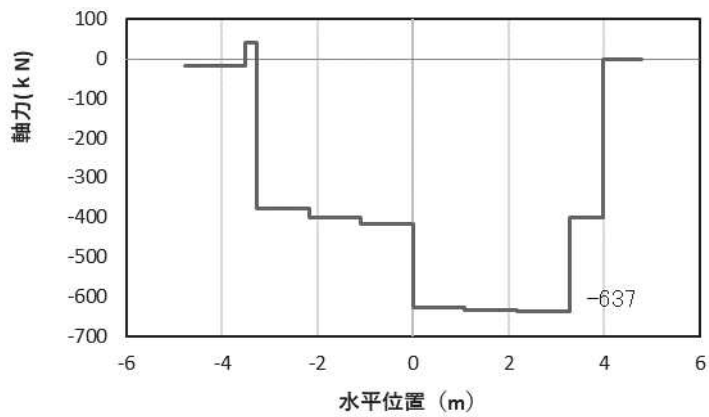
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

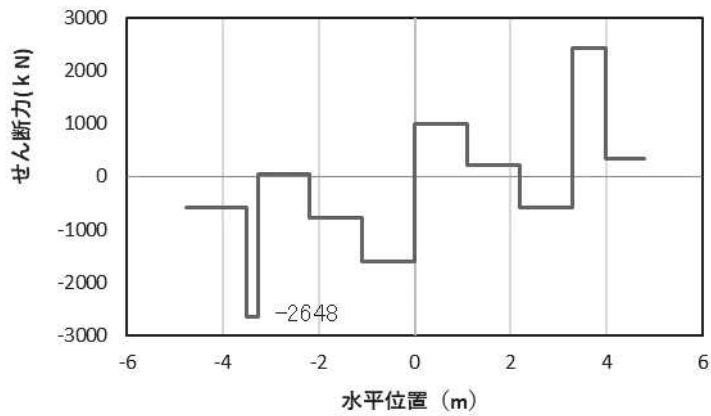
図 5-6(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻の断面力  
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (-+),  $t=26.78\text{s}$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



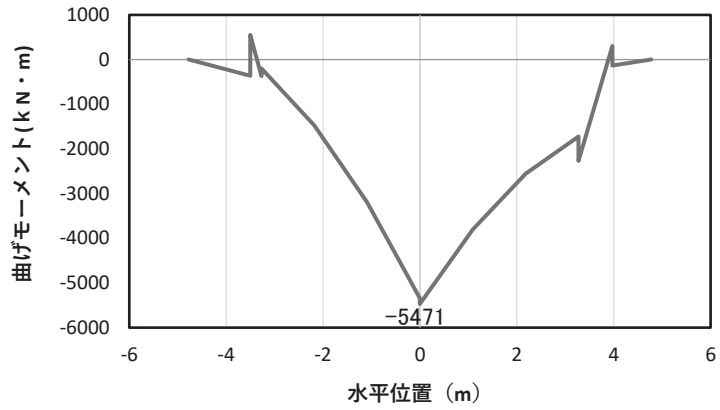
(b) 軸力



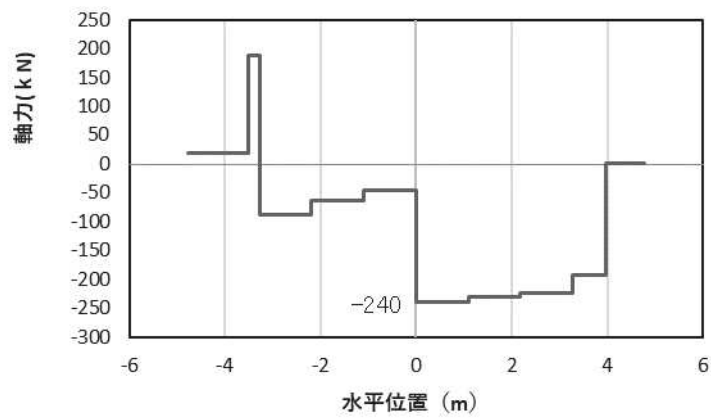
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

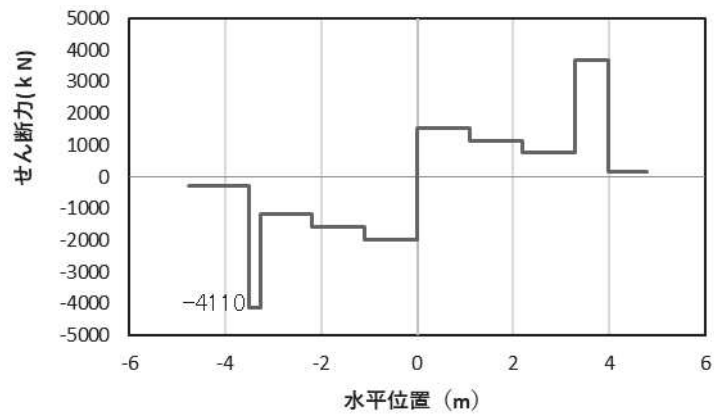
図 5-6(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻の断面力  
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (-+),  $t=10.42\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



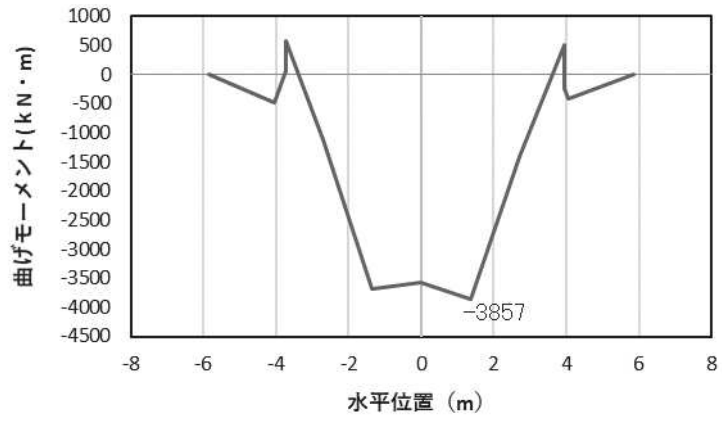
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

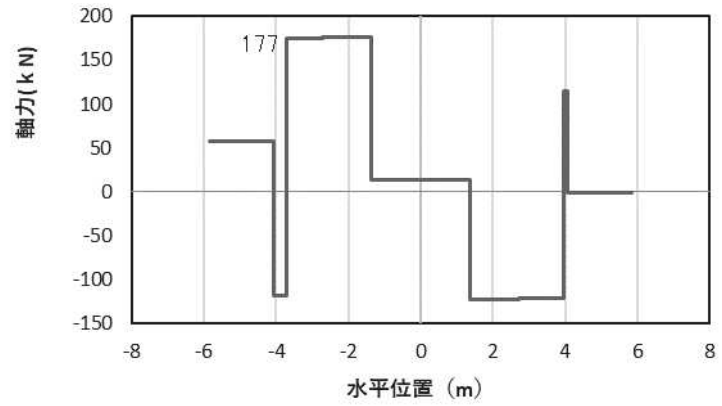
図5-6(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼製扉2, S d - D 2 (+ -), t=26.78s)

解析ケース①: 基本ケース

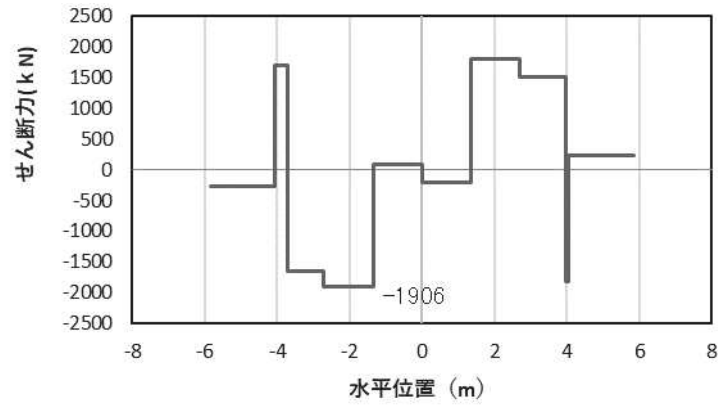




(a) 曲げモーメントY



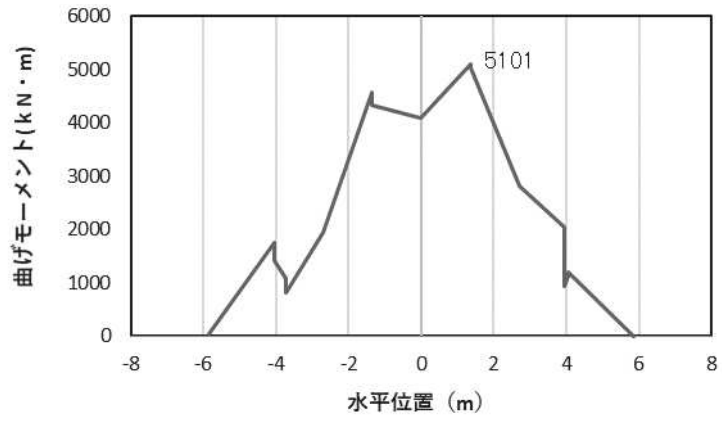
(b) 軸力



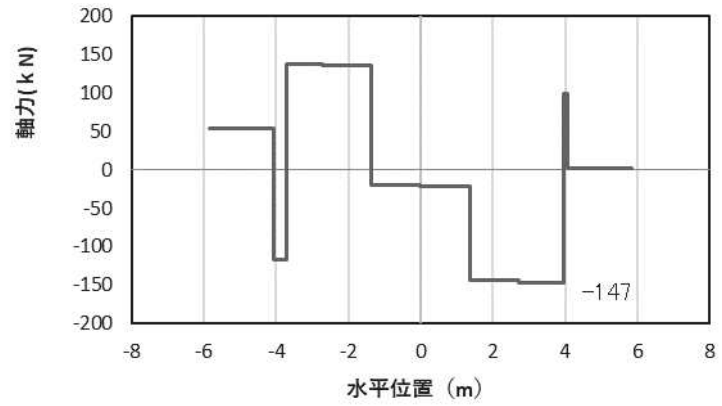
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

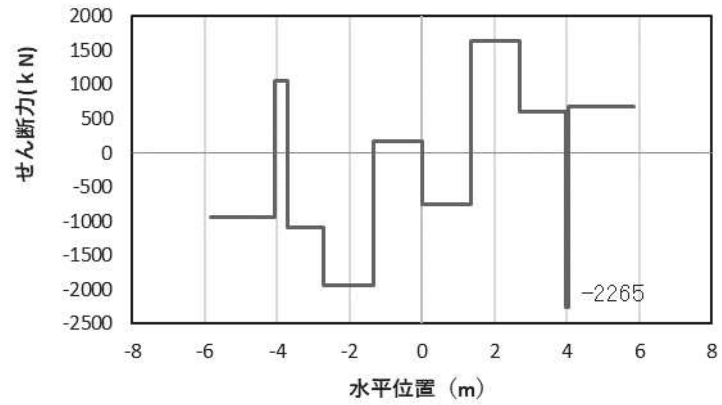
図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻の断面力  
 (鋼製扉 3, S d-D 2 (-+), t=25.57s, M<sub>Y</sub>最大)  
 解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

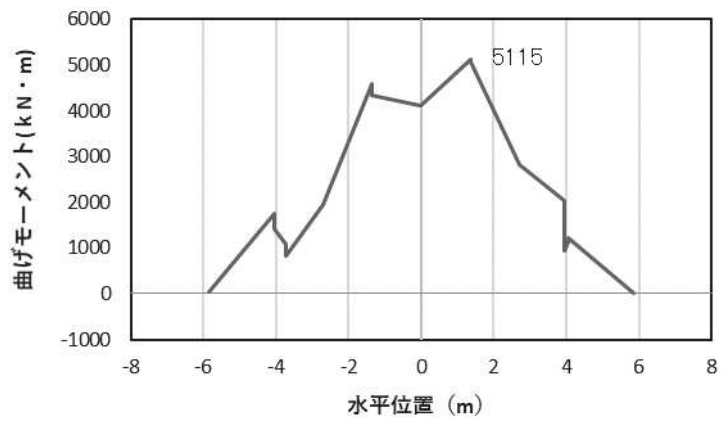
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

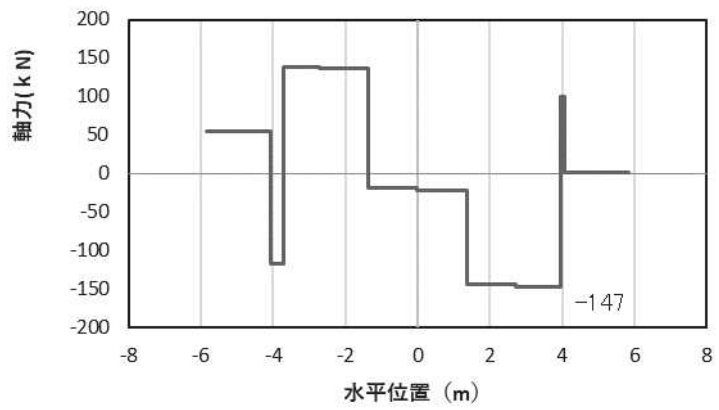
曲げモーメント最大時刻の断面力

(鋼製扉 3, S d - D 2 (-+), t=23.56s,  $M_z$ 最大)

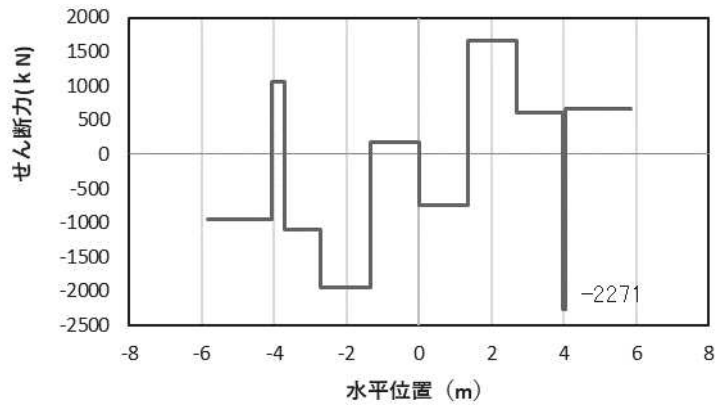
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-7(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (++) , t=23.56s)  
 解析ケース①: 基本ケース

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	M <sub>Y</sub> : 5310 M <sub>Z</sub> : 3069	243	0.9	24	0.04
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	M <sub>Y</sub> : 3857 M <sub>Z</sub> : 5101	219	1.9	24	0.08

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケー ス	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>Y</sub> : 5310 M <sub>Z</sub> : 3069	-666	35	294	0.12
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>Y</sub> : 3857 M <sub>Z</sub> : 5101	-202	77	294	0.27

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-9 せん断破壊に対する最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	D32@300	4110	4316	38529	0.12
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D32@300	2271	2385	25417	0.10

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

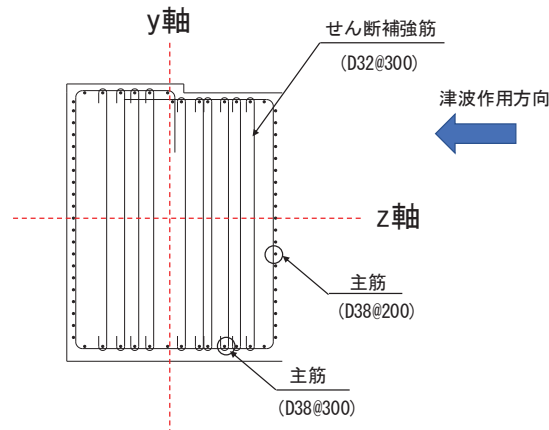


図 5-8 フーチング配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

(2) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する照査結果を表 5-10 に示す。ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを確認した。

表 5-10 ボイリングに対する照査結果

部位	入力津波高さ (m)	地表面高さ (m)	フーチング高さ (m)	ボイリングに 対する安全率
鋼製扉 2	0. P. +17.4	0. P. +13.8	0. P. +10.0	1.78
鋼製扉 3	0. P. +19.0	0. P. +13.4	0. P. +9.3	1.23

#### 5.1.4 鋼管杭の評価結果

##### (1) 曲げ軸力照査（杭体）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-11 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-9～図 5-10 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-12 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-11 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼製扉 2	φ 1500	SM570 (t=25mm)	(上杭) O. P. +10.0m～ O. P. -4.9m	24	1.111×10 <sup>5</sup>	0.403×10 <sup>8</sup>
鋼製扉 3	φ 1800	SM570 (t=24mm)	(上杭) O. P. +9.3m～ O. P. +1.1m	23	1.283×10 <sup>5</sup>	0.562×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=29mm)	(中杭①) O. P. +1.1m～ O. P. -0.9m	28	1.557×10 <sup>5</sup>	0.678×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=34mm)	(中杭②) O. P. -0.9m～ O. P. -6.9m	33	1.830×10 <sup>5</sup>	0.793×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=29mm)	(下杭) O. P. -6.9m～ O. P. -17.370m	28	1.557×10 <sup>5</sup>	0.678×10 <sup>8</sup>

注記 \*：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

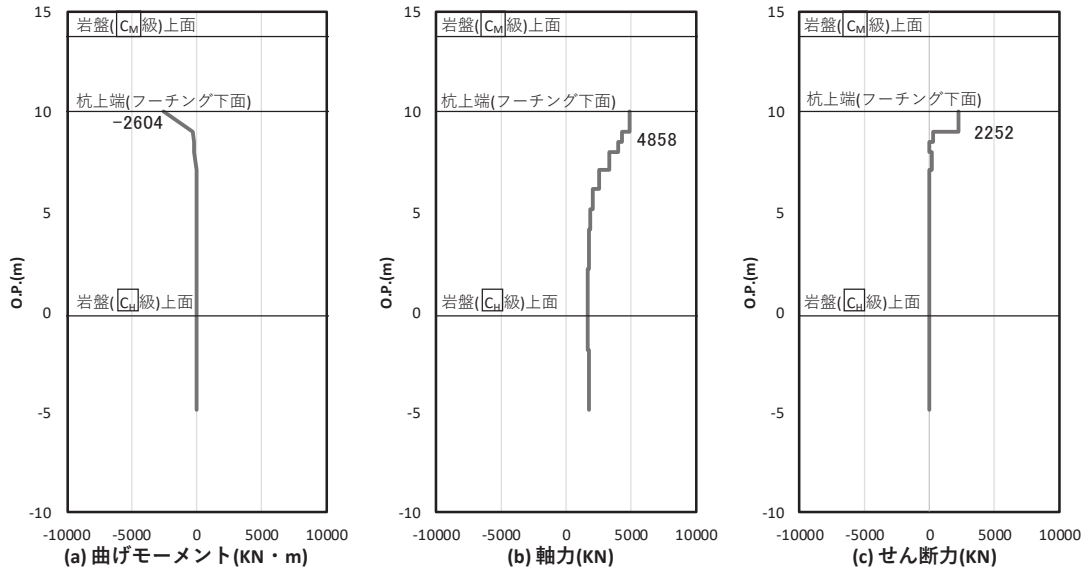


図 5-9 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (+ -), t=26.78s)  
 解析ケース①：基本ケース

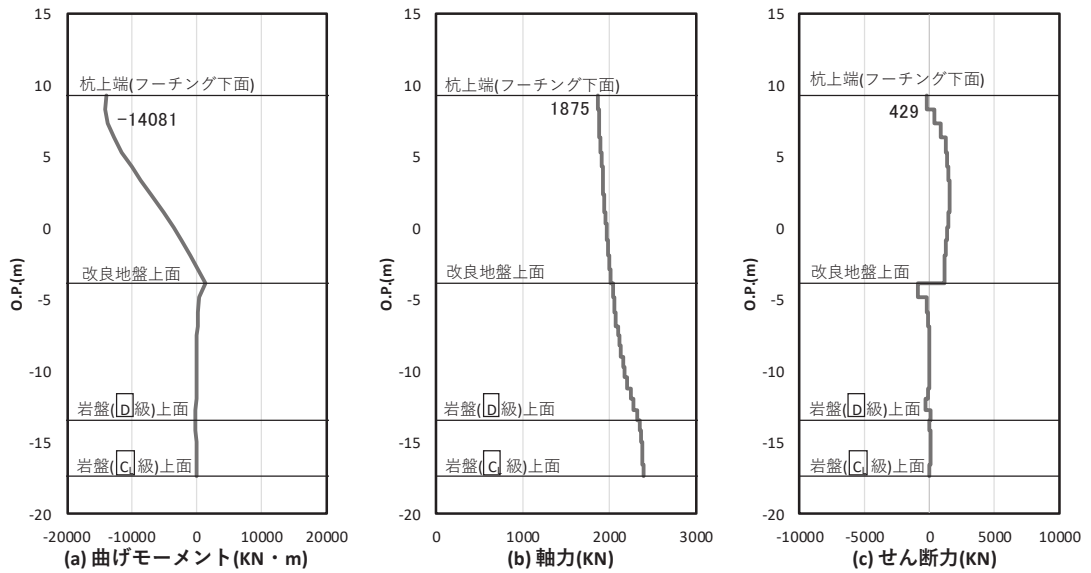


図 5-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- -), t=25.57s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 5-12 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
鋼製扉 2 (上杭)	S d - D 2 (+-)	①	2604	4858	16376	0.16
鋼製扉 3 (上杭)	S d - D 2 (--)	①	14081	1875	24466	0.58

(2) せん断力照査 (杭体)

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-11～図 5-12 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-13 に示す。鋼管杭に対してせん断強度による照査を行った結果、鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

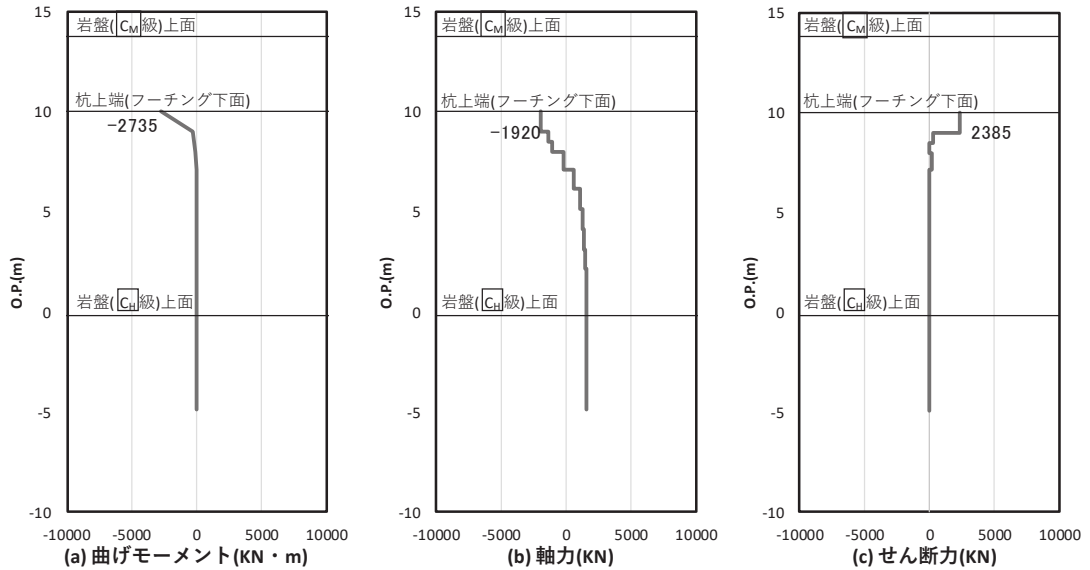


図 5-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼製扉 2, S d - D 2 (+-), t=26.78s)  
解析ケース①：基本ケース



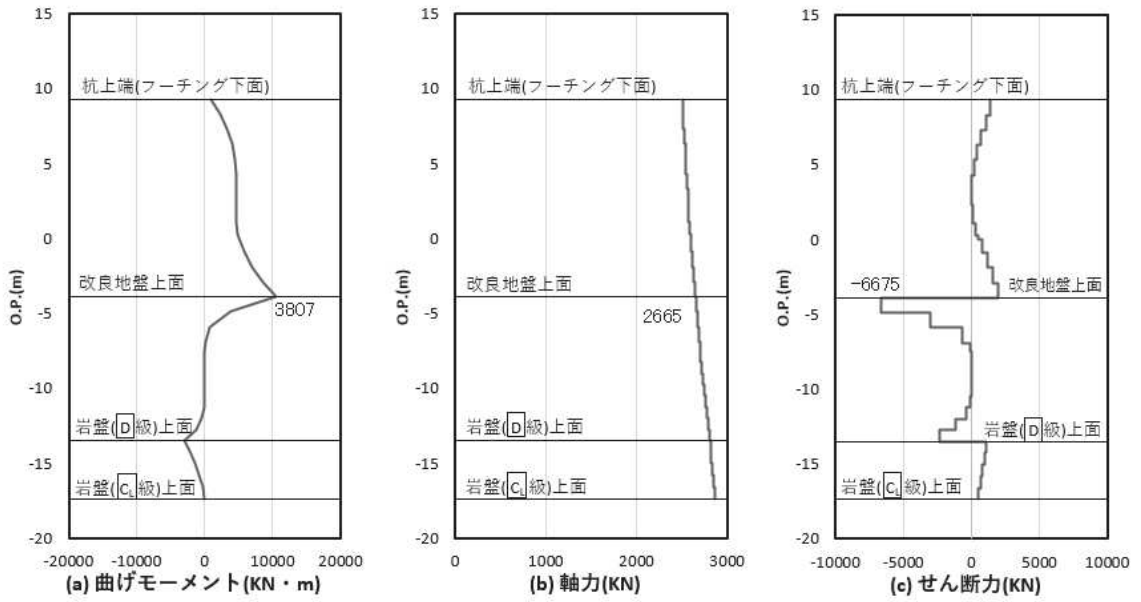


図 5-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (---), t=8.09s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 5-13 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	2385	43	260	0.17
鋼製扉 3 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	6675	73	260	0.29

(3) 曲げ軸力照査 (杭頭)

断面計算に用いた断面諸元を表 5-14 に、杭頭配筋概要図を図 5-13 に、照査値を表 5-15 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-14 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面の 径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

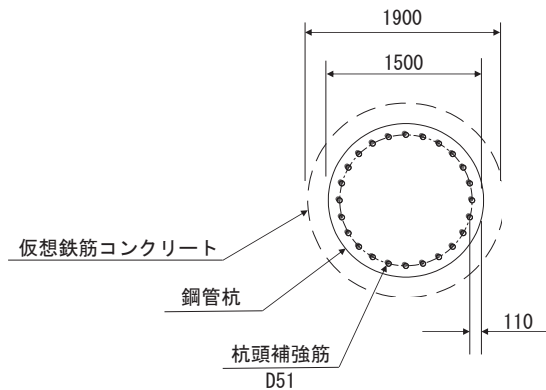


図 5-13 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

表 5-15 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	2735	11661	0.24
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	14376	19490	0.74

5.1.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-14～図 5-16 に、照査結果を表 5-16～表 5-17 に示す。

鋼製扉の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

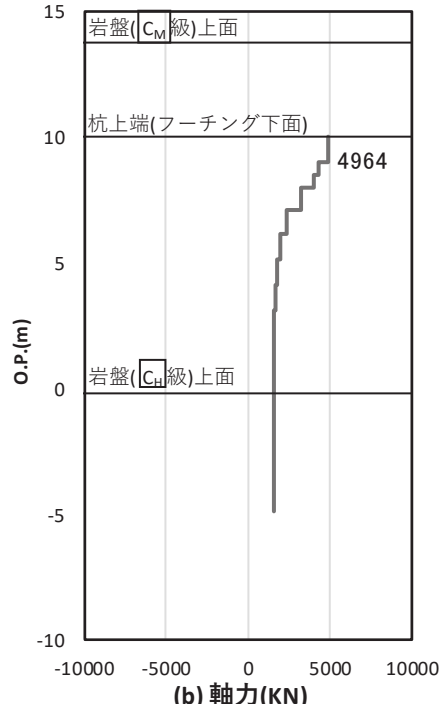


図 5-14 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (---), t=17.79s)  
 解析ケース①：基本ケース

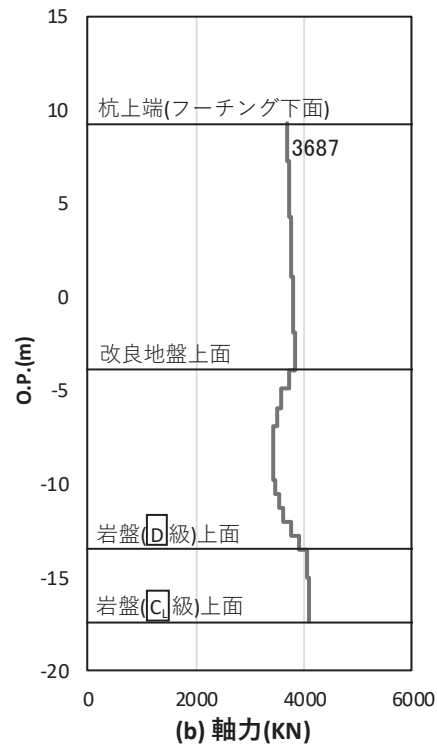


図 5-15 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 （鋼製扉 3, S d - D 2 (++) , t=23.56s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-16 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (--)	①	4964	2.9	13.7	0.22
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	②	3687	1.5	11.4	0.14

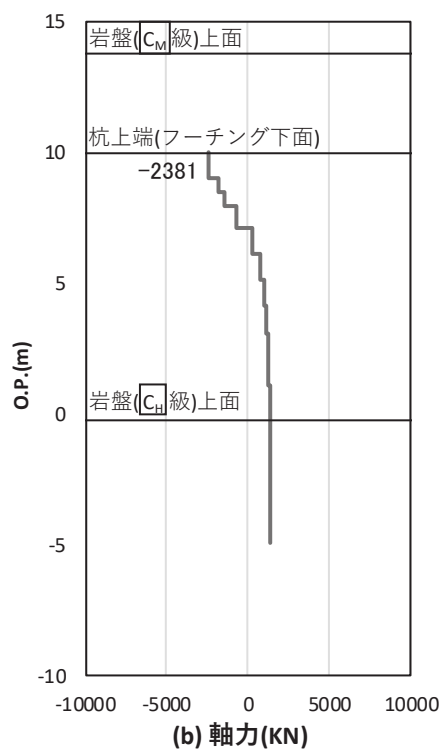


図 5-16 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き時）  
 （鋼製扉 2，S d - D 2（-+），t=17.80s）  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

表 5-17 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_u$ (kN) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 $R_d$ (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	③	-2381	6653	0.36
鋼製扉 3	-*	-*	-*	11999	-*

\*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない

VI-3-別添 3-2-5 逆流防止設備の強度計算書

## 目 次

VI-3-別添 3-2-5-1 屋外排水路逆流防止設備の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1 屋外排水路逆流防止設備の強度計算書



## 目 次

VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の  
強度計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価部位	9
4.	固有周期	10
4.1	固有周期の計算方法	10
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	12
5.3	許容限界	13
5.4	設計用地震力	14
5.5	計算方法	15
5.6	計算条件	21
6.	評価結果	22
7.	出口側集水ピットの強度評価	23
7.1	出口側集水ピットの構造概要	23
7.2	評価方針	26
7.3	適用基準	28
8.	強度評価方法	29
8.1	記号の定義	29
8.2	荷重算出断面	30
8.3	荷重及び荷重の組合せ	31
8.3.1	荷重	31
8.3.2	荷重の組合せ	31
8.4	許容限界	32
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	32
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	33
8.5	評価方法	34

8.5.1	二次元動的解析	34
8.5.2	三次元構造解析	48
8.5.3	評価方法	63
9.	評価条件	64
10.	評価結果	65
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	65
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	68

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2-1 に示す。

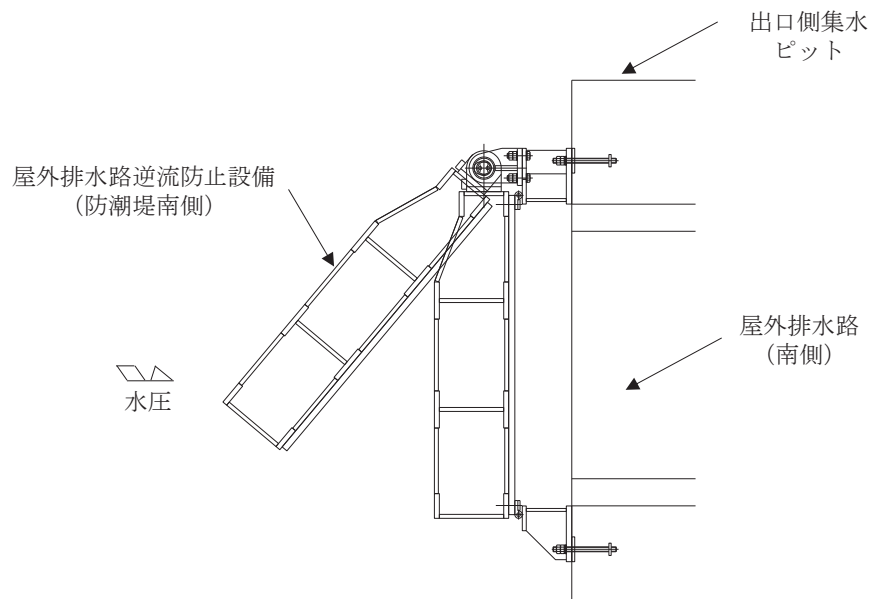
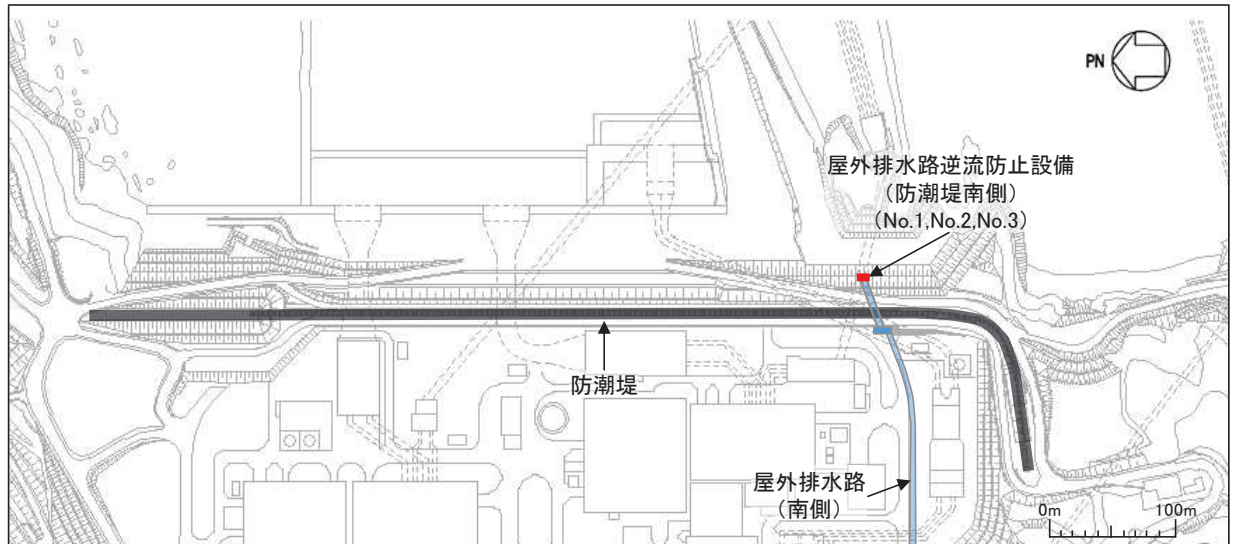


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

## 2.2 構造計画

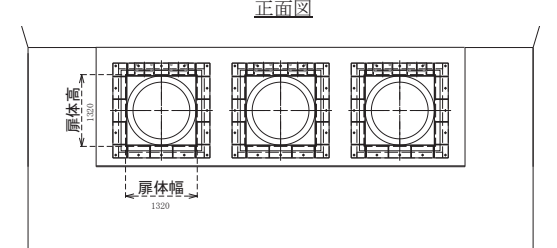
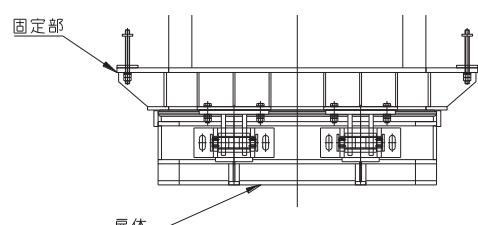
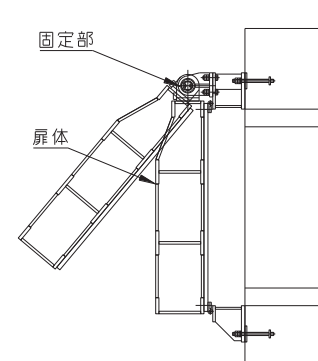
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対してそれぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">平面図</p>  <p style="text-align: center;">断面図</p> 

### 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位に作用する応力が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価フローを図 2-2 に示す。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  を入力して得られた屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）設置箇所の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。



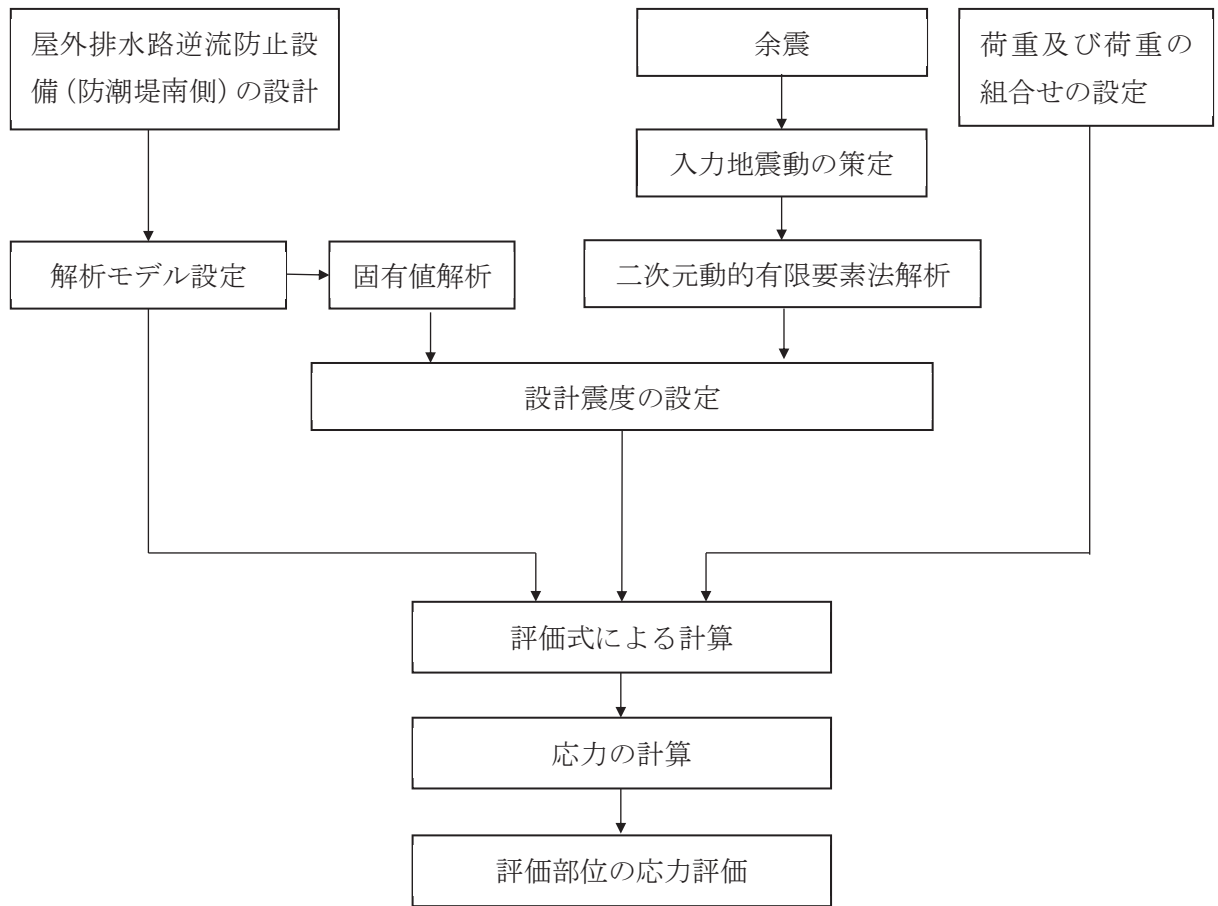


図 2-2 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補一  
1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(ダム・堰施設技術  
協会 平成 28 年 3 月)
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社)水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（1/2）

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重	N/mm <sup>2</sup>
K <sub>HSd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>VSd</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
P <sub>d</sub>	余震による動水圧	N/mm <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>o</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（2/2）

記号	定義	単位
$P_5$	戸当りへ作用する荷重	$N/mm^2$
$L_s$	扉体幅	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	下部作用圧力	$N/mm^2$
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$l_x$	支圧板中心横幅	mm
$l_y$	支圧板中心縦幅	mm
$b_{wx}$	支圧横幅	mm
$b_{wy}$	支圧縦幅	mm
$S$	戸当り幅	mm
$H$	入力津波高	m
$h$	設計用浸水深	m

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、戸当りを選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3-1 に示す。

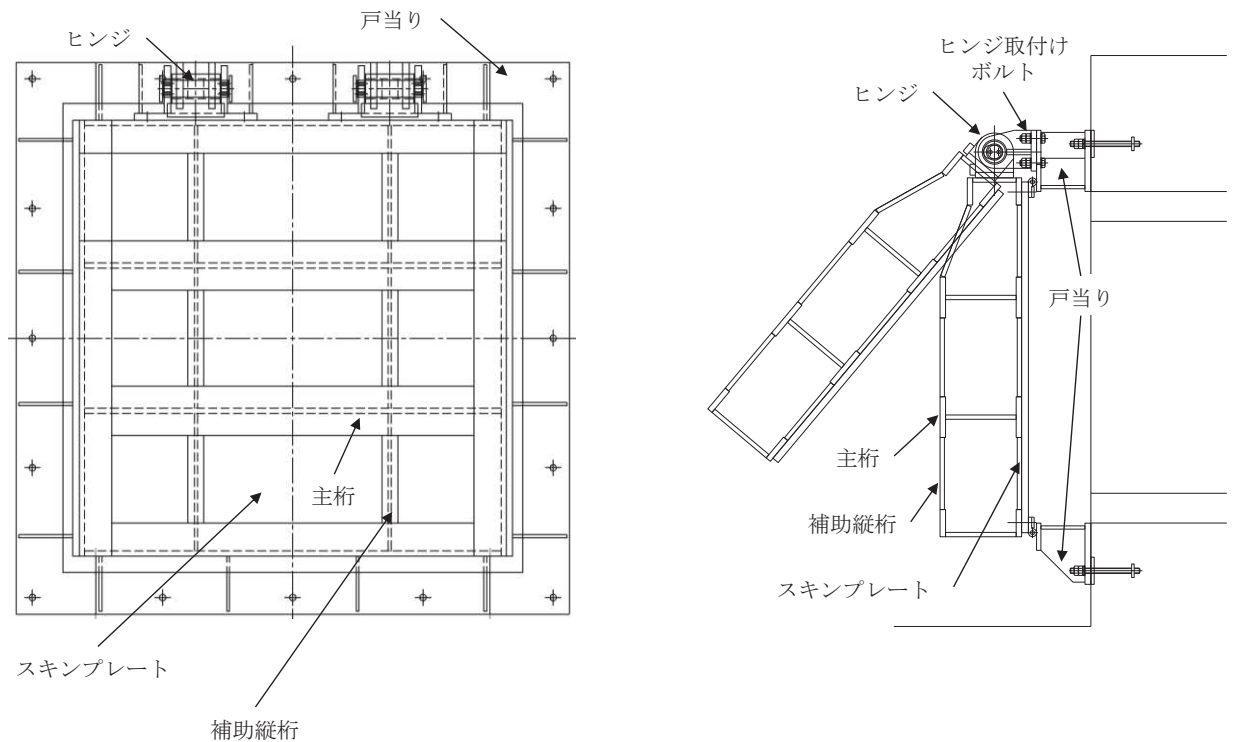


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より，単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	$4.3883 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

##### (3) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{sd}$  : 余震荷重



### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5-2 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
	2,3桁					154			
	4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

#### 5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8.5.1(1) 二次元動的解析」の結果に基づき，表5-3に示すとおりとする。

表 5-3 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
				水平方向 K <sub>H</sub>	鉛直方向 K <sub>V</sub>
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S d - D 2 (- +)	②	出口側集水ピット O. P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K <sub>H</sub>	0.4
	S d - D 2 (+ +)	②		鉛直方向 K <sub>V</sub>	0.4

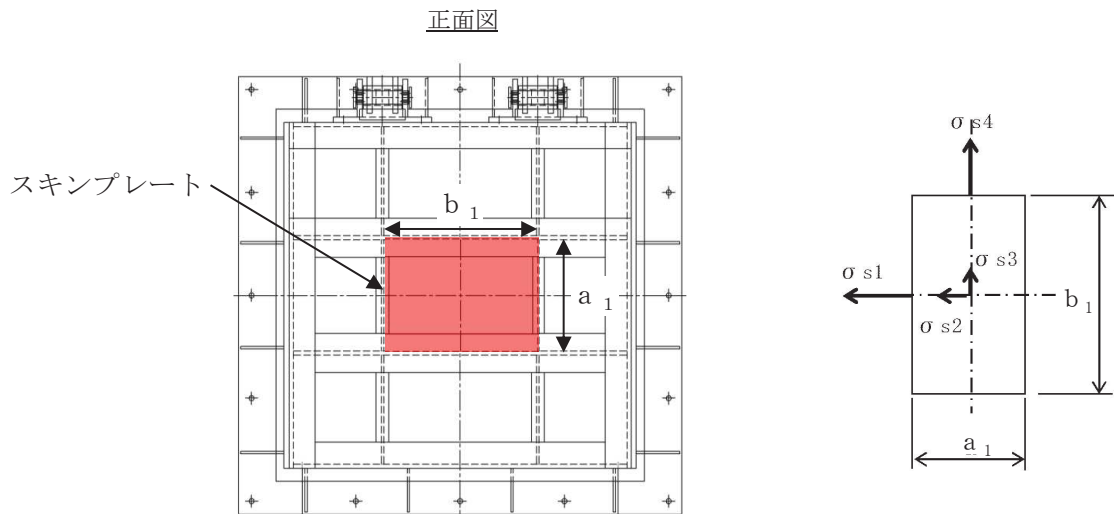
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

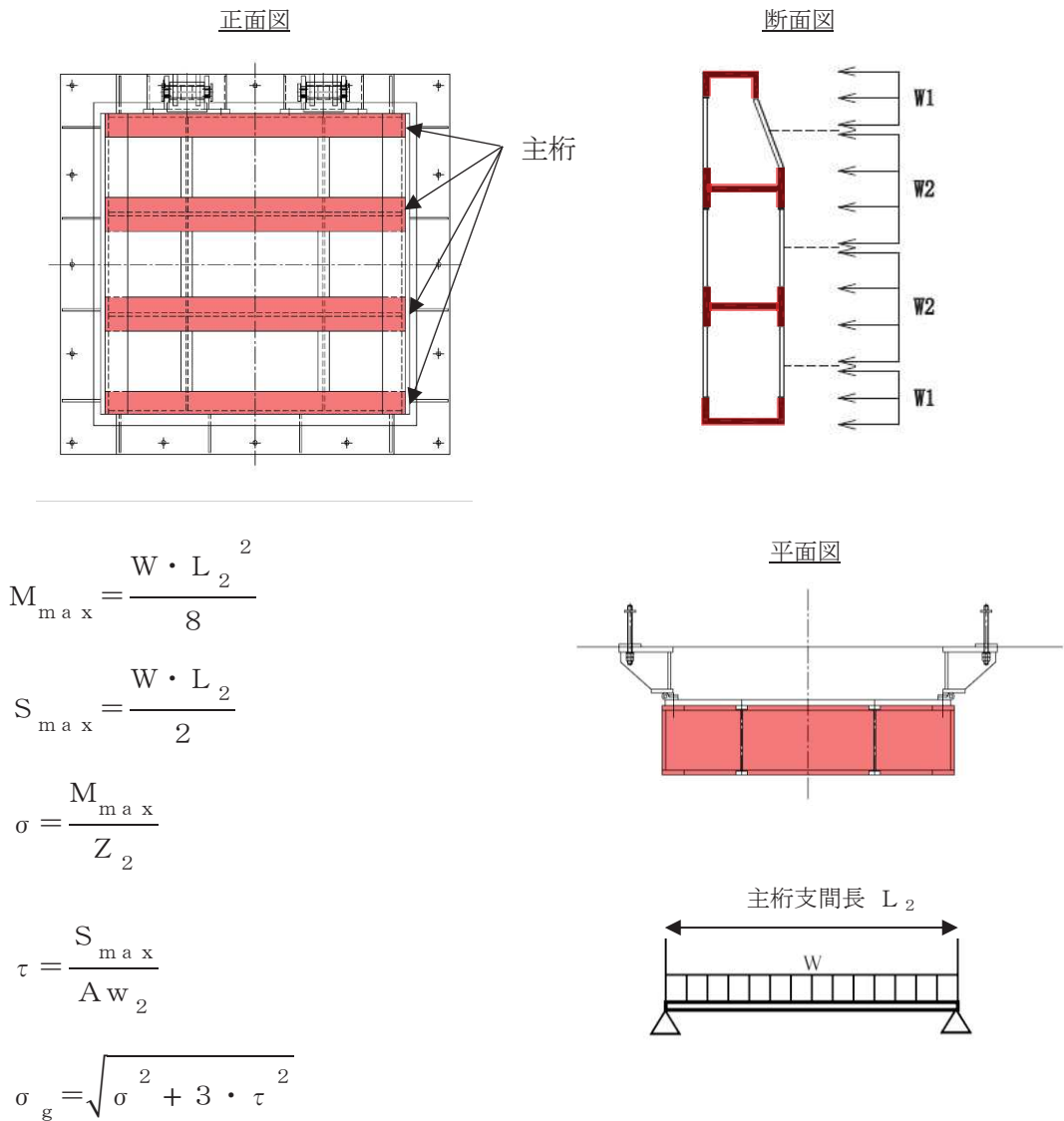
$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5-2 に示す。



- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)
- Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)
- M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

- σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

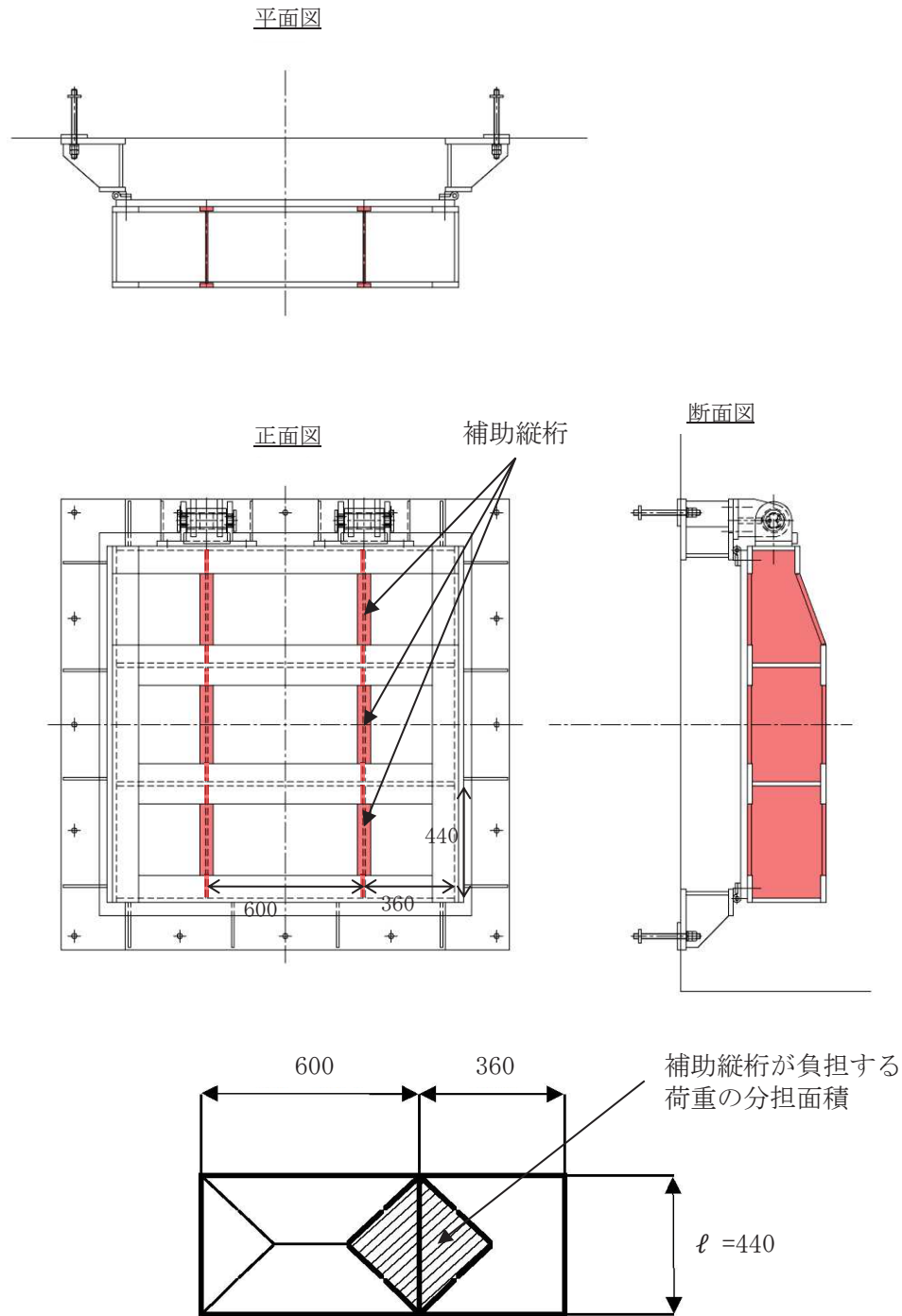


図 5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

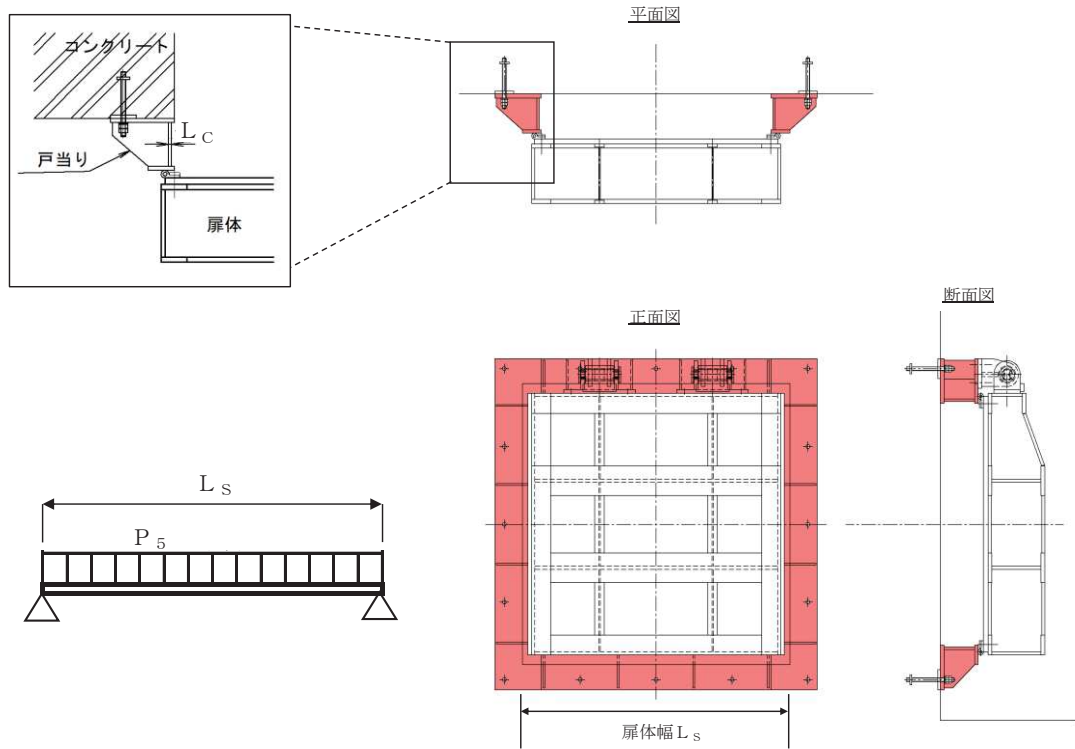
$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)  
 $Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-4 補助縦桁の応力算定式

(4) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5-5 に示す。



$$\sigma = \frac{P_5 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_5$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

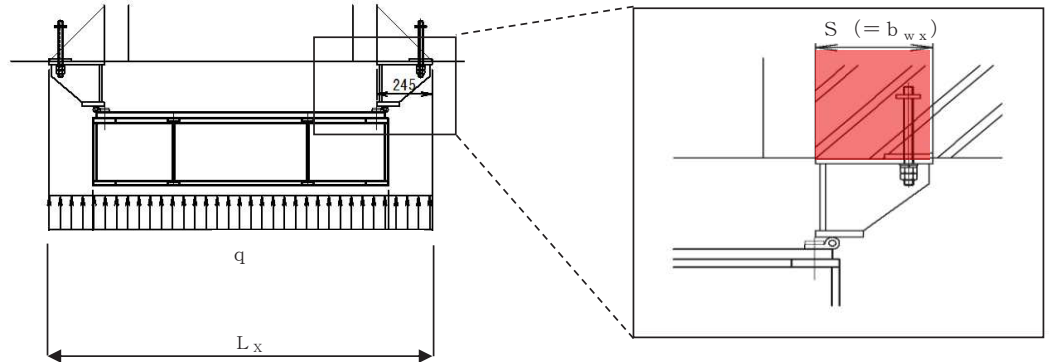
$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-5 戸当りのモデル図及び応力算定式

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 水平荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

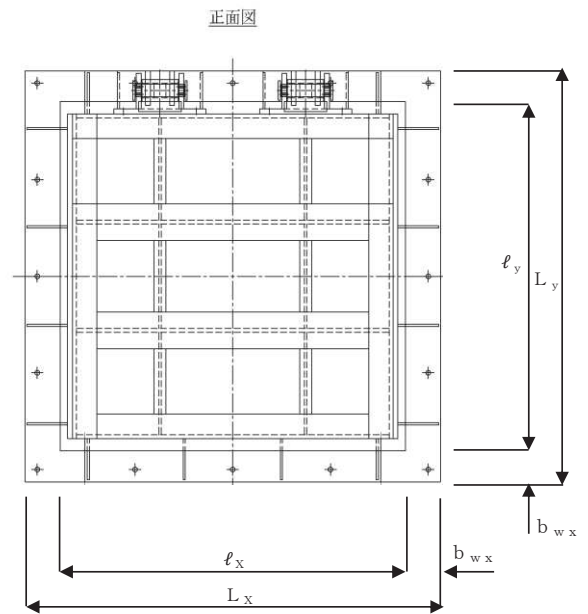


図 5-6 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式



## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5-4に示す。

表 5-4 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) $G$ (N)	1門あたりの 扉体面積 $A_1$ (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 $W_0$ (N/mm <sup>3</sup> )	入力津波高 $H$ (m)	設計用 浸水深 $h$ (m)
$1.4709975 \times 10^4$	$1.7424 \times 10^6$	$1.01 \times 10^{-5}$	24.4	11.95

区画	スキンプレート				
	辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数 $k$	短辺 $a_1$ (mm)	長辺 $b_1$ (mm)	板厚 $t_1$ (mm)	単位面積当たりの 荷重 $P_1$ (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	41.96	440	600	25	0.31
2~3桁	41.96	440	600	25	0.31
3~4桁	41.96	440	600	25	0.31

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 $W$ (N/mm)	主桁支間長 $L_2$ (mm)	主桁の 断面係数 $Z_2$ (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 $Aw_2$ (mm <sup>2</sup> )
1桁	68.2	1320	$3.799467 \times 10^5$	$2.56 \times 10^3$
2, 3桁	136.4	1320	$9.415644 \times 10^5$	$4.16 \times 10^3$
4桁	68.2	1320	$6.797867 \times 10^5$	$4.16 \times 10^3$

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 $p$ (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 $\ell$ (mm)	補助縦桁の断面係数 $Z_3$ (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 $Aw_3$ (mm <sup>2</sup> )
0.31	440	$1.713276 \times 10^5$	$1.512 \times 10^3$

戸当りへ作用する 荷重 $P_5$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部の 板厚 $L_c$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)	支圧幅 $b_{wx}$ (mm)	支圧幅 $b_{wy}$ (mm)
0.31	1320	12	245	245	225

水平荷重 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)	支圧板中心横幅 $\ell_x$ (mm)	支圧板中心縦幅 $\ell_y$ (mm)
0.31	1710	1670	1465	1445

6. 評価結果

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
扉体	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40.30	154	0.27	
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39.10	151	0.26
		2,3桁		31.56	154	0.21
		4桁		21.86	151	0.15
		1桁	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17.59	88	0.20
		2,3桁		21.65	88	0.25
		4桁		10.83	88	0.13
		1桁	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	49.57	154	0.33
		2,3桁		49.02	154	0.32
	4桁	28.81		154	0.19	
	補助縦桁		曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12.85	144	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9.93	88	0.12
			合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	21.47	154	0.14
固定部	戸当り	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17.05	231	0.08	
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.65	13.5	0.05	
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.33	1.5	0.22	

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7-1に、構造図を図7-2に、概略配筋図を図7-3に示す。

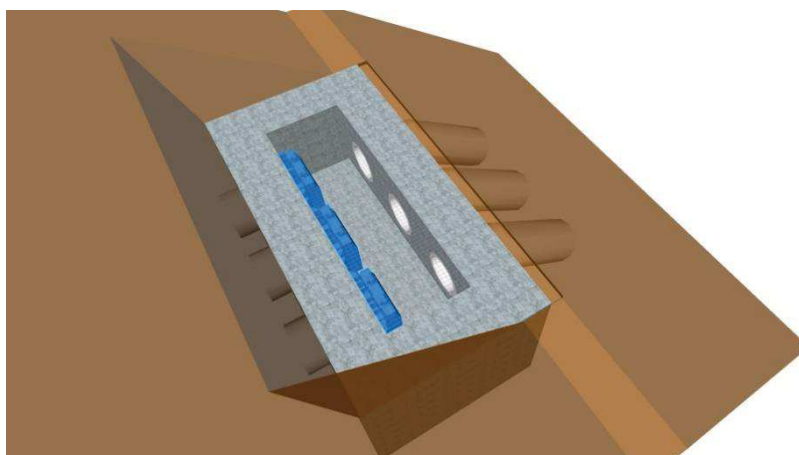
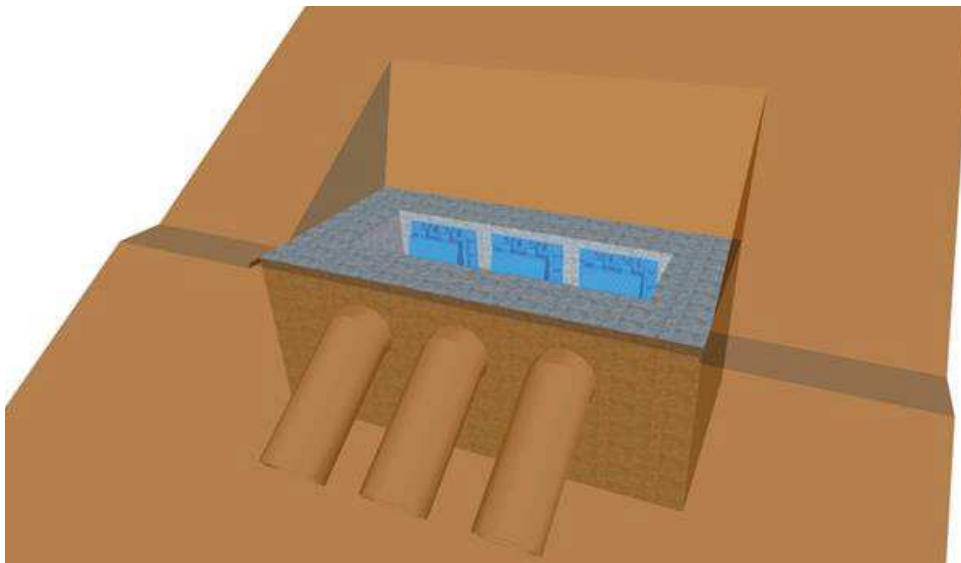


図7-1 出口側集水ピットの概念図

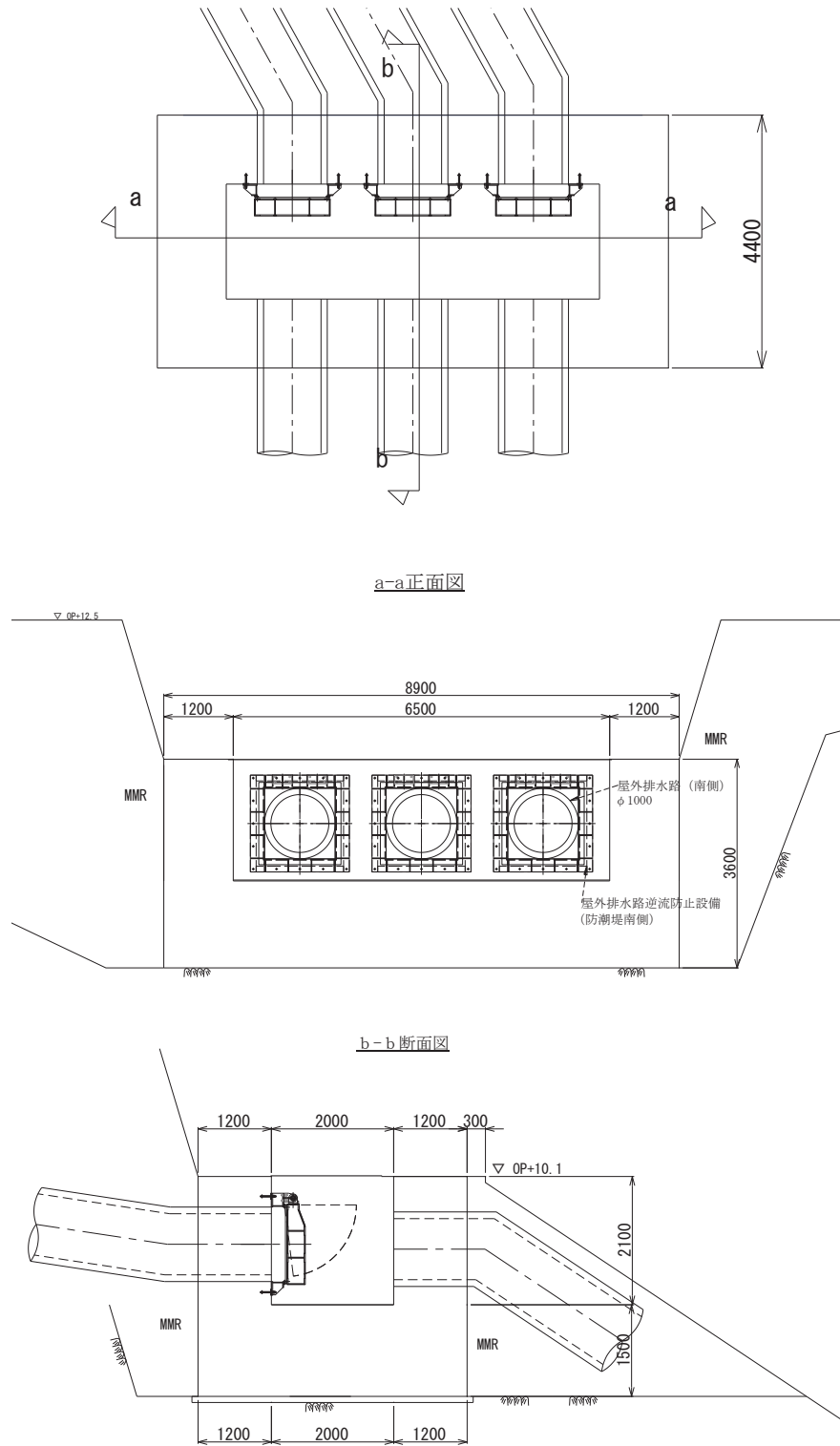
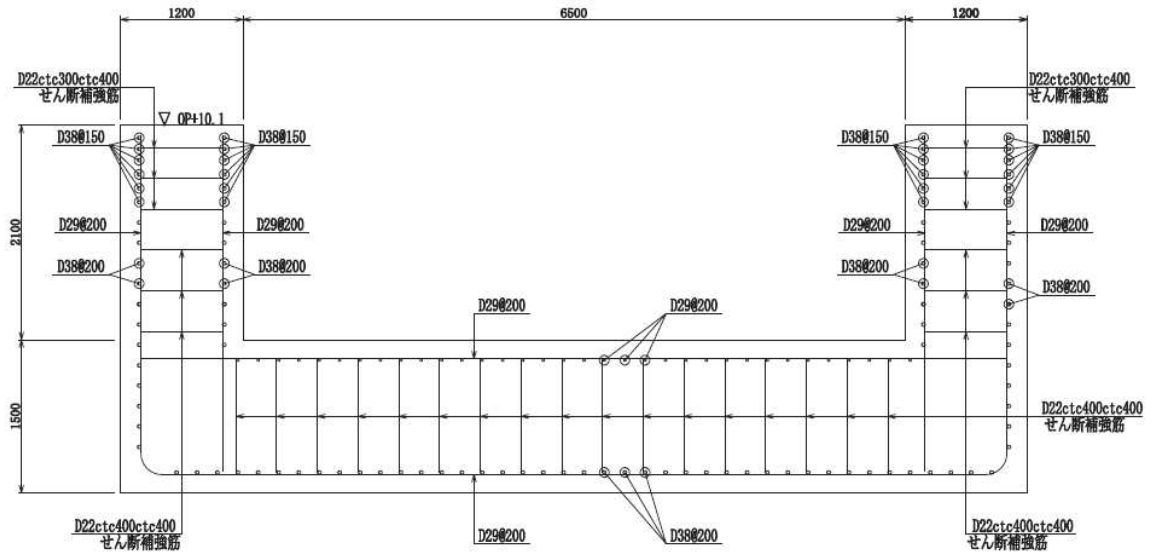


图 7-2 出口側集水ピット構造図 (单位: mm)

a-a 断面



b-b 断面

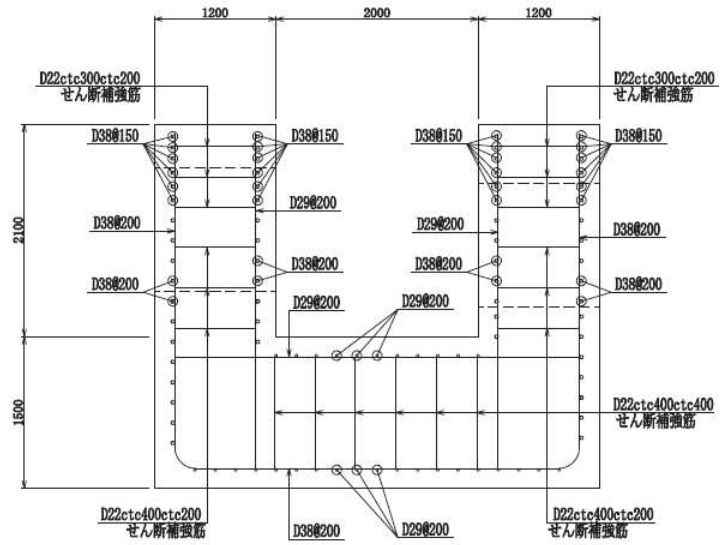


図 7-3 出口側集水ピットの配筋概要図 (単位: mm)

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水ピットの支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S d - D 2 を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7-4 に示す。

表 7-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ・軸力	せん断力
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度	短期許容せん断力
				せん断力	
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

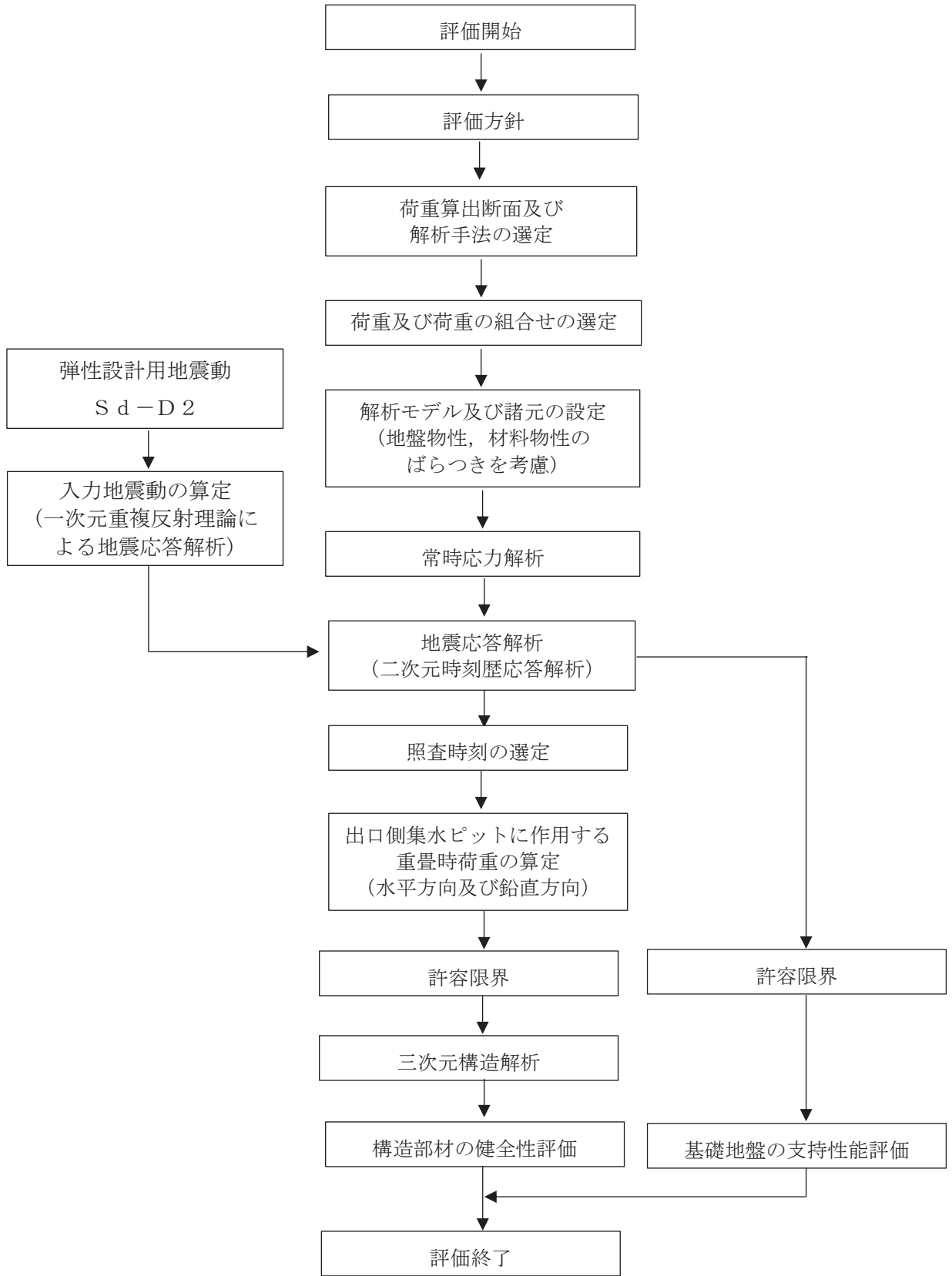


図 7-4 出口側集水ピットの強度評価フロー

### 7.3 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- (2) 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- (3) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (4) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (5) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (6) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- (7) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）



## 8. 強度評価方法

### 8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8-1 に示す。

表 8-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$K_{Sd}$	$\text{kN/m}^2$	余震荷重
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$V_a$	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
D	m	有効高さ
$A_w$	$\text{cm}^2$	斜め引張鉄筋断面積
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
$M_x, M_y$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
$Q_x, Q_y$	$\text{kN/m}$	面外せん断力
$N_x, N_y$	$\text{kN/m}$	軸方向力
$N_{xy}$	$\text{kN/m}$	面内せん断力
$M_{xy}$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント
$R_d$	$\text{N/mm}^2$	最大接地圧
$R_u$	$\text{N/mm}^2$	極限支持力

## 8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8-2 に示す。

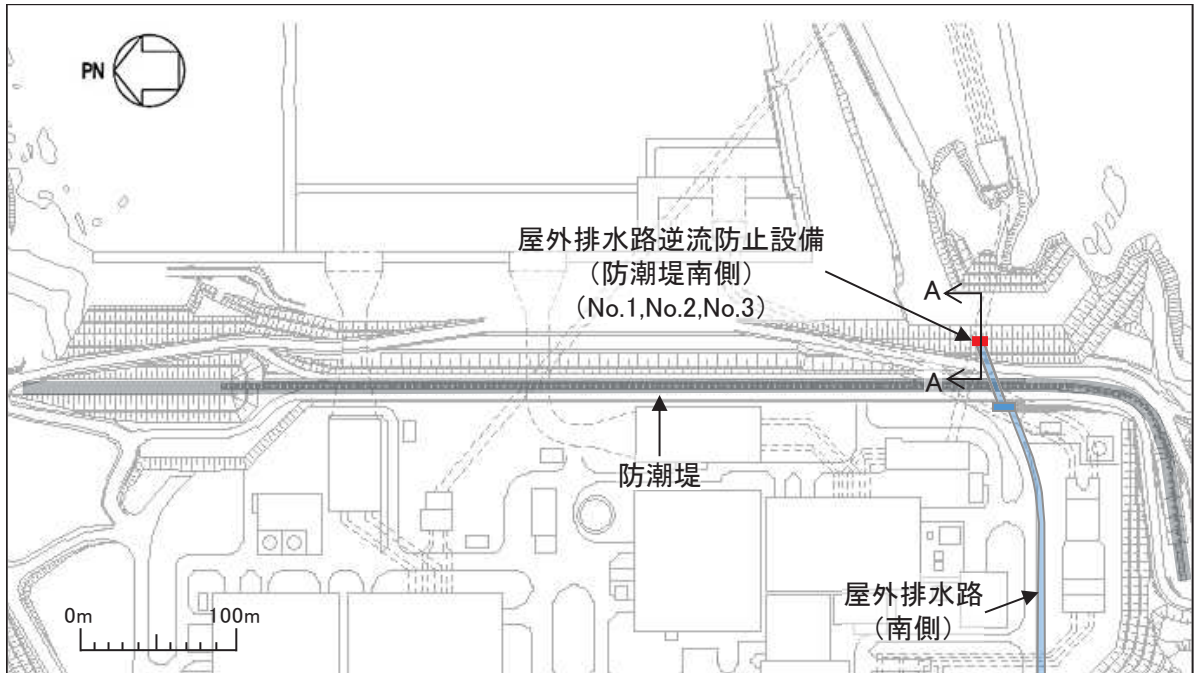


図 8-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

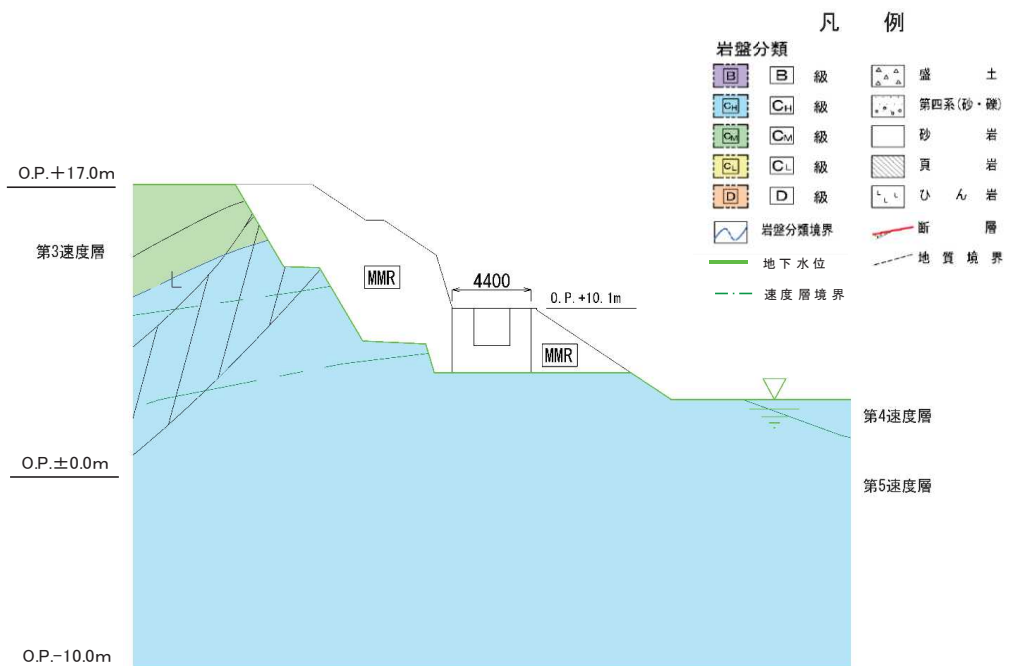


図 8-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面)

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

#### 8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(4) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

#### 8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-2 に示す。

表 8-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

## 8.4 許容限界

### 8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8-3 及び表 8-4 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8-3 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	f' ck=30.0(N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	11.0
許容せん断応力度 $\tau_{al}$		0.5	0.75

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8-4 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

#### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8-3 及び表 8-4 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

#### 8.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 8-5 に示す。

表 8-5 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

## 8.5 評価方法

### 8.5.1 二次元動的解析

#### (1) 評価対象断面

評価対象断面については、「8.2 荷重算出断面」に示す断面とする。

#### (2) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「8.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### a. 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁、底版が線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

#### b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図8-2に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として $C_{H1}$ 級岩盤及び $C_{M1}$ 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表8-6に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 $\sigma$ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-6 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 8-7 に示す。

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

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

表 8-7 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A断面	1.743	$3.873 \times 10^{-4}$

d. 解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d-D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8-6 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8-8 に示す。

また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-8 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性		平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。	
		-+*1	○		

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

\*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。



(3) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 8-3 に入力地震動算定の概念図を、図 8-4 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

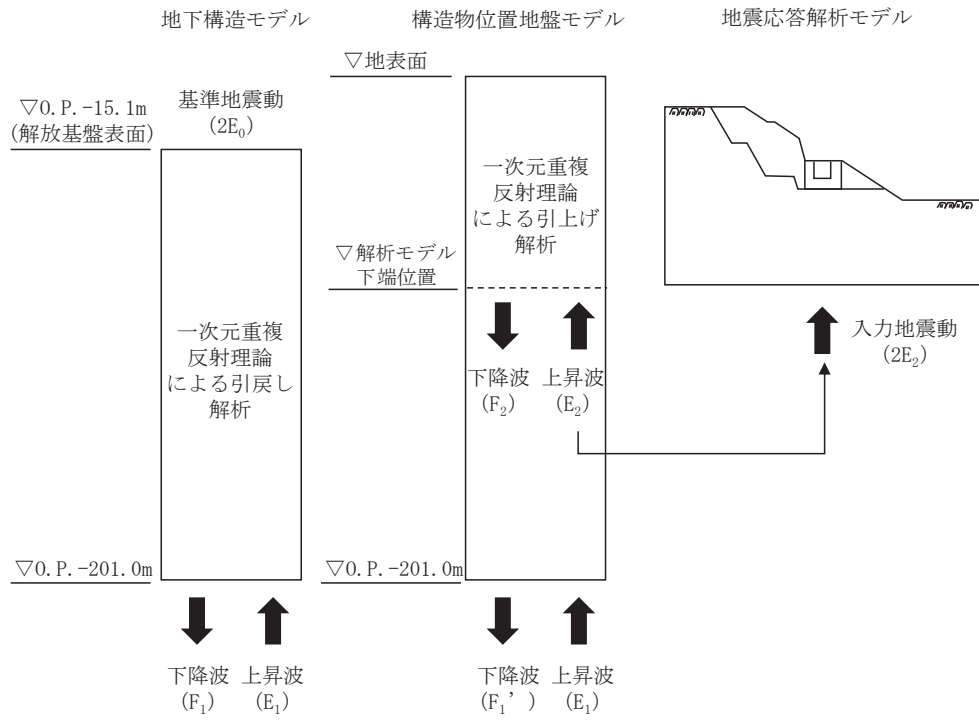
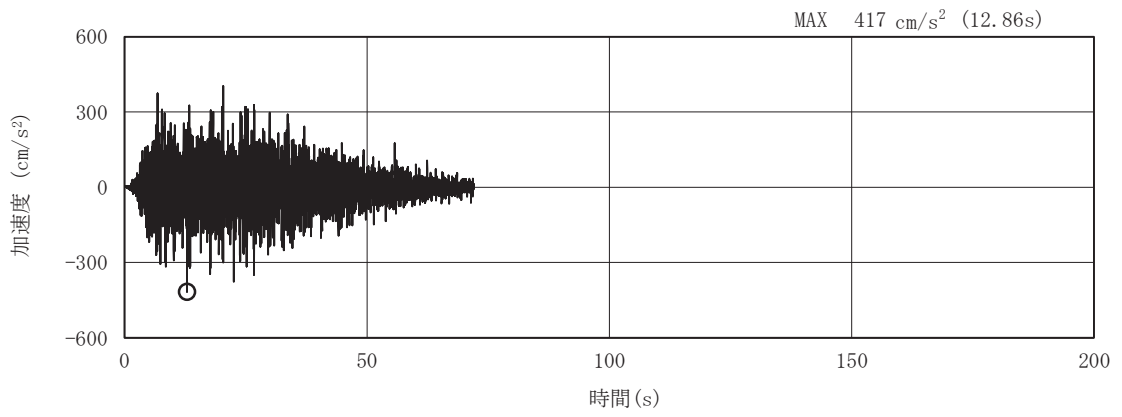
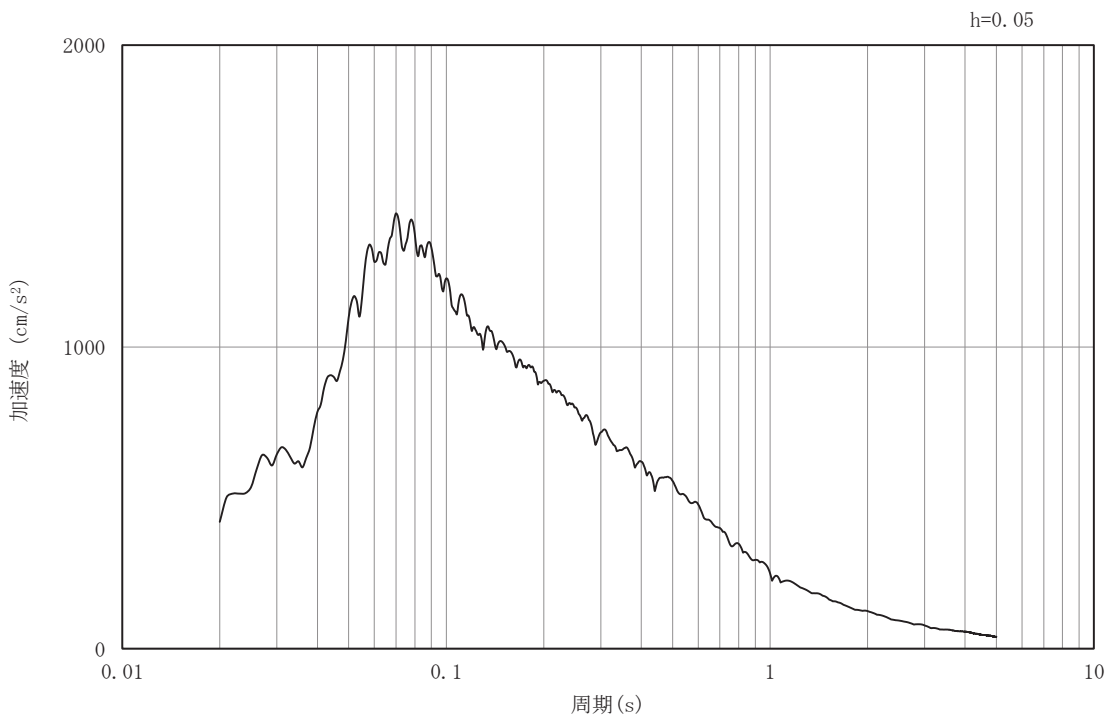


図 8-3 入力地震動算定の概念図

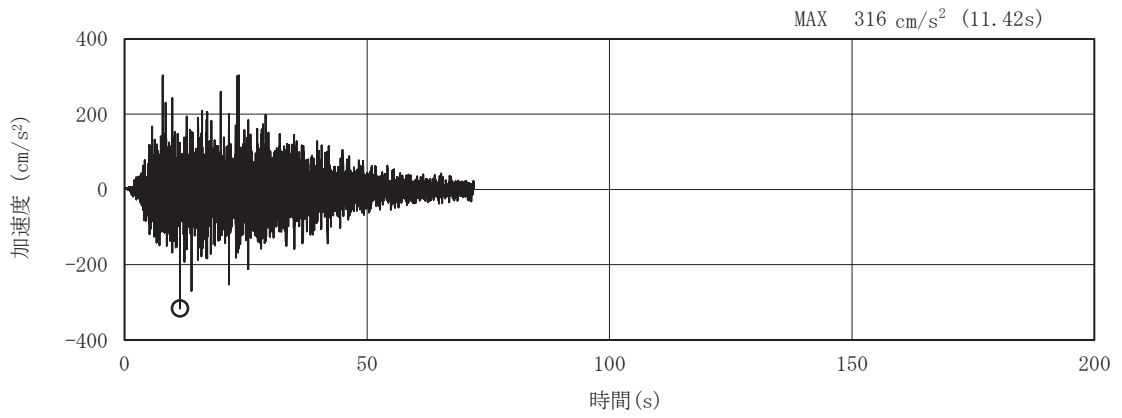


(a) 加速度時刻歴波形

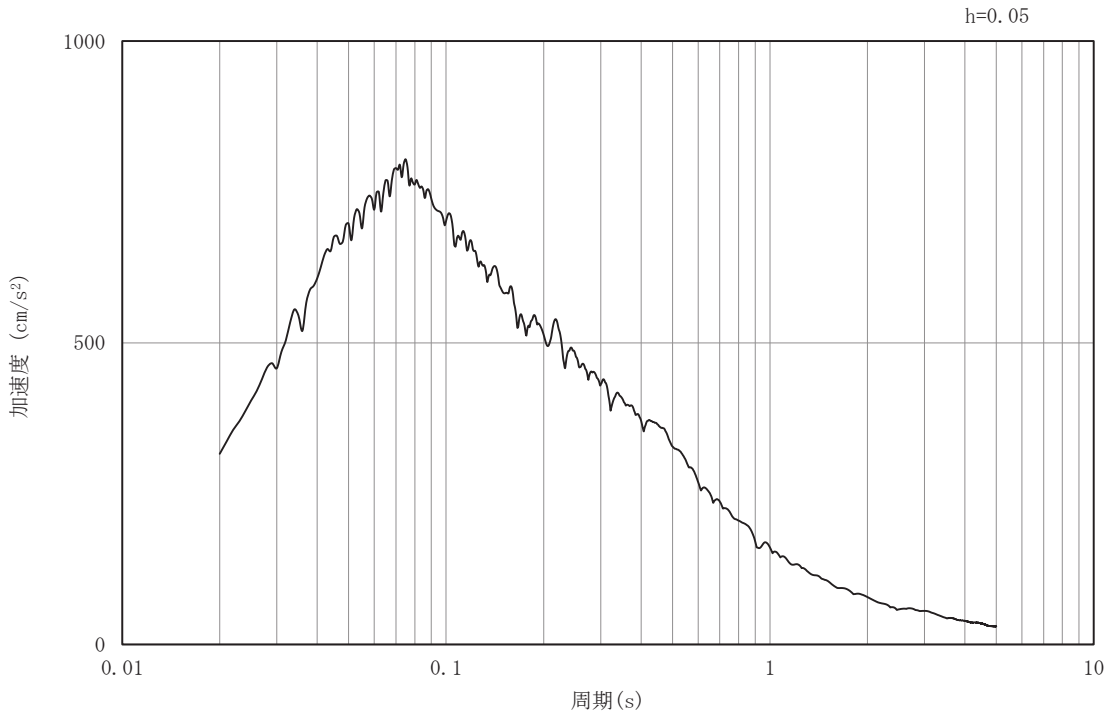


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(b) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(c) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

$C_H$ 級岩盤及び $C_M$ 級岩盤は線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素の設定

「構造物とマンメイドロック」、「構造物と岩盤」及び「マンメイドロックと岩盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

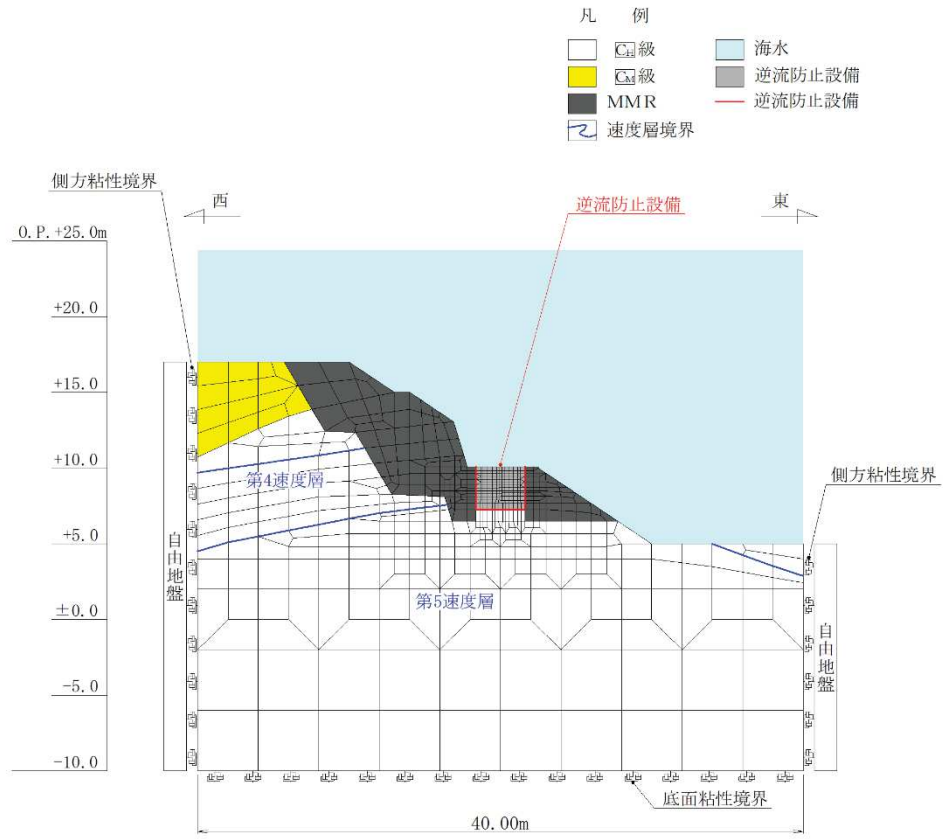


図 8-5 出口側集水ピットの解析モデル（重畳時）（A-A 断面）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-9 に、材料の物性値を表 8-10 に示す。

表 8-9 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8-10 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

c. 地盤の物性値

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

d. 地下水位

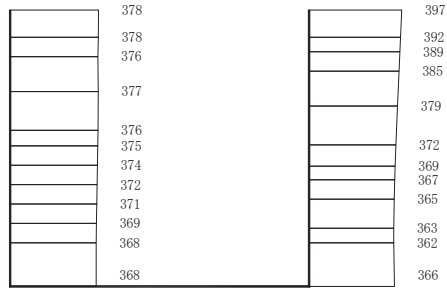
地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8-11 に示す。

表 8-11 設計用地下水位の一覧

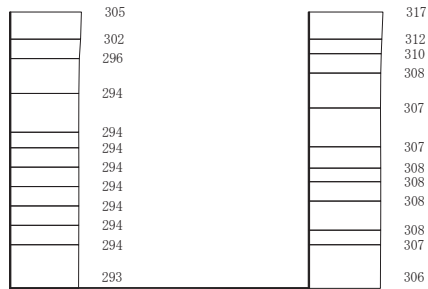
施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

(5) 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8-6 に示す。



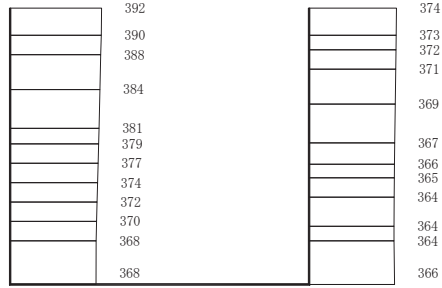
(a) S d - D 2 (++) 水平



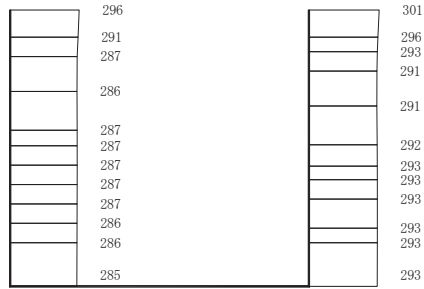
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S d - D 2 (++) 鉛直

図 8-6(1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平

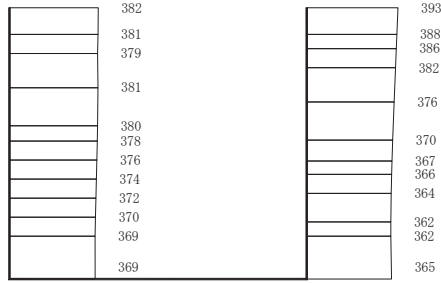


(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

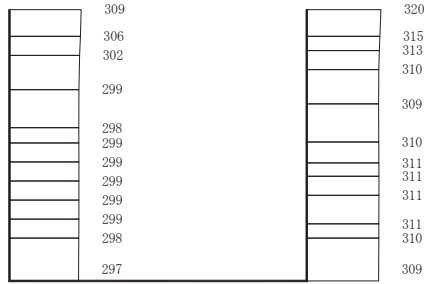


図 8-6(2) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





(a) S d - D 2 (++) 水平

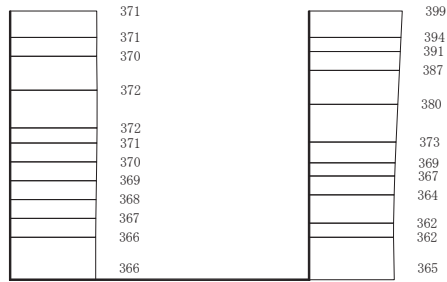


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

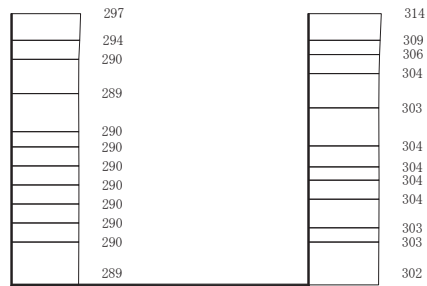


図 8-6(3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平

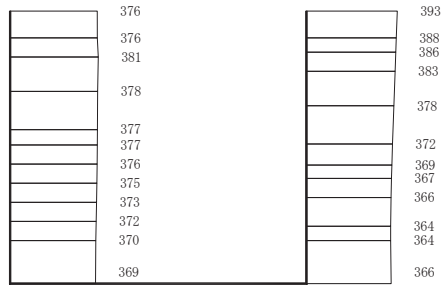


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

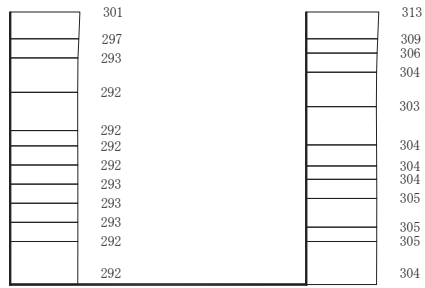


図 8-6(4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平



(b) S d - D 2 (++) 鉛直



図 8-6(5) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

## 8.5.2 三次元構造解析

### (1) 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 8-7 に評価対象部材を示す。

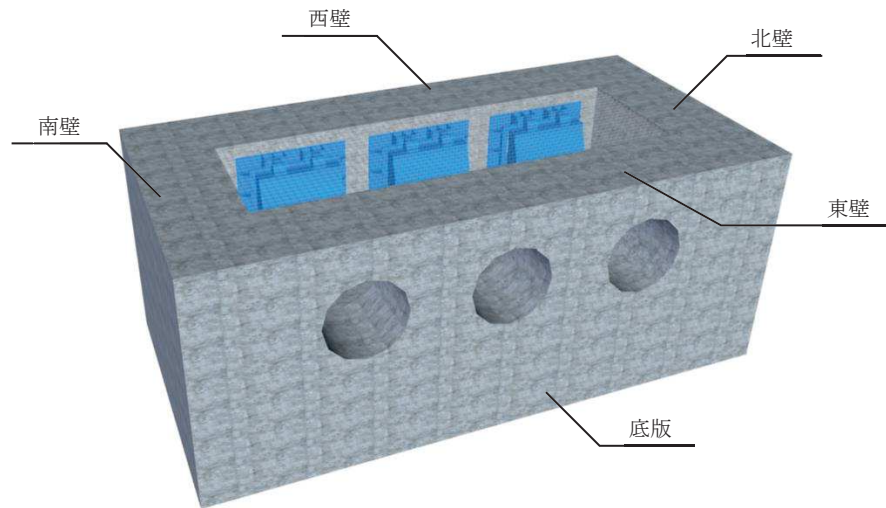


図 8-7 三次元構造解析の評価対象部材

### (2) 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1 二次元静的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### (3) 解析モデル及び諸元

#### a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-8 に、要素分割図を図 8-9 に示す。

#### (a) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

#### (b) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づ

き設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

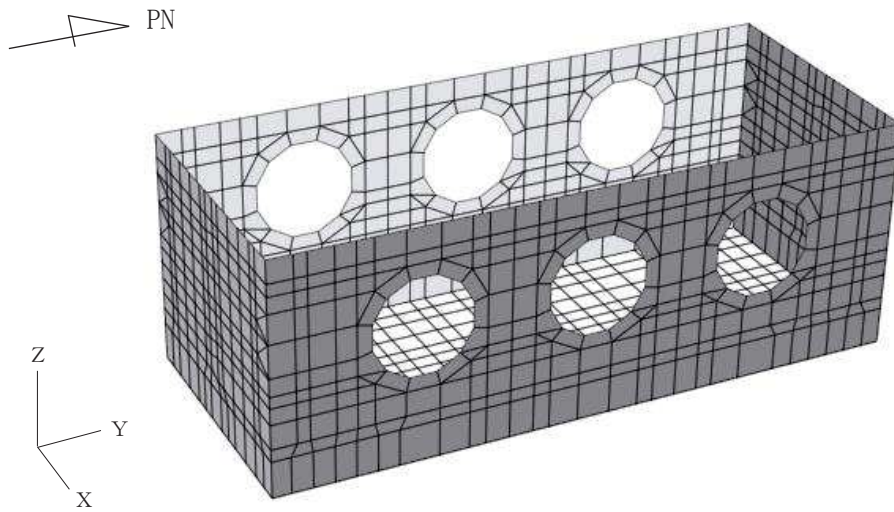


図 8-8 出口側集水ピットのモデル概念図

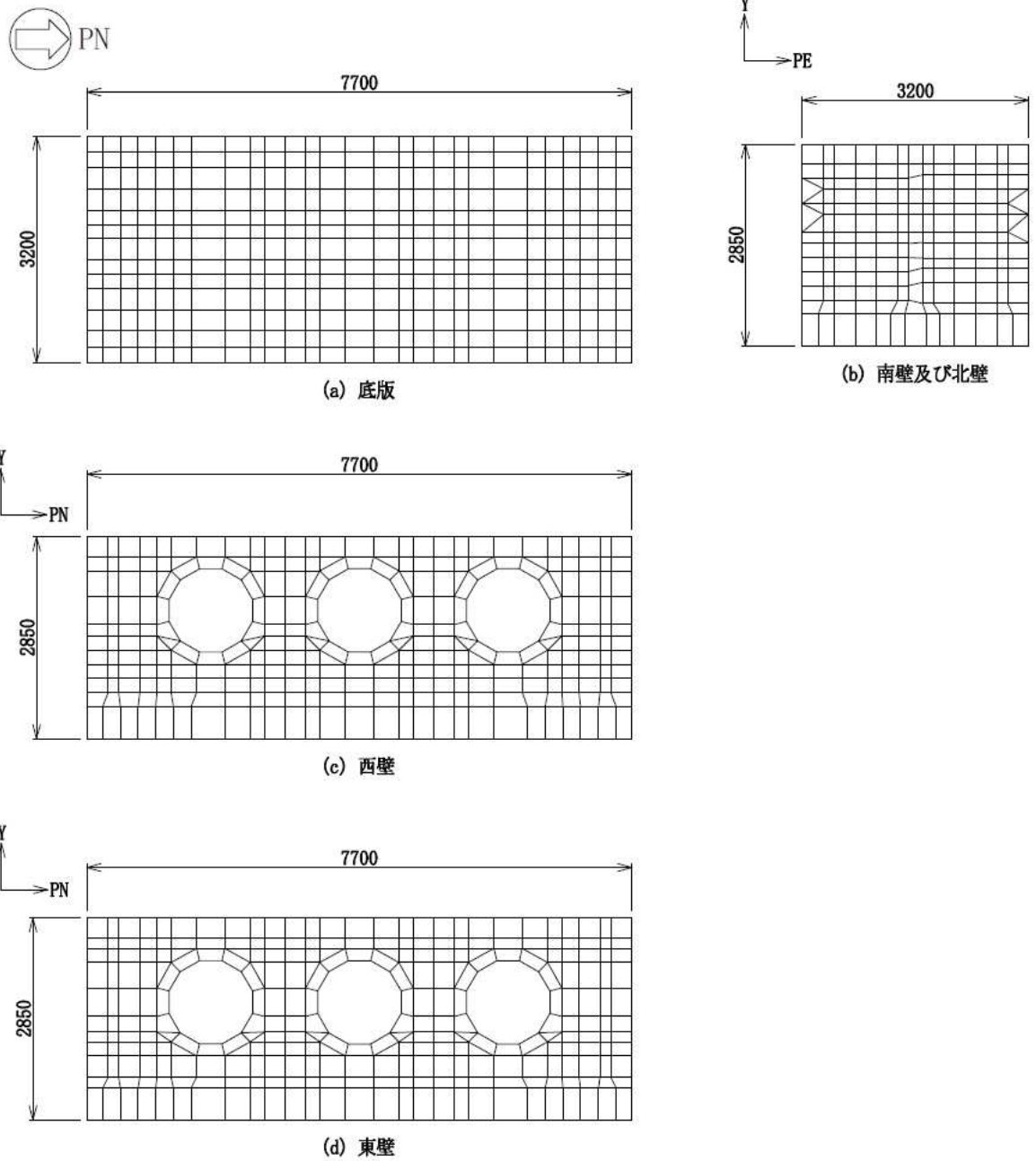


図 8-9 要素分割図

b. 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 二次元動的解析」と同様である。

(4) 照査時刻及び入力荷重



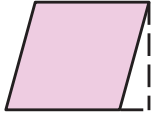
a. 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8-12 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8-10、図 8-11 に示す。

表8-12 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

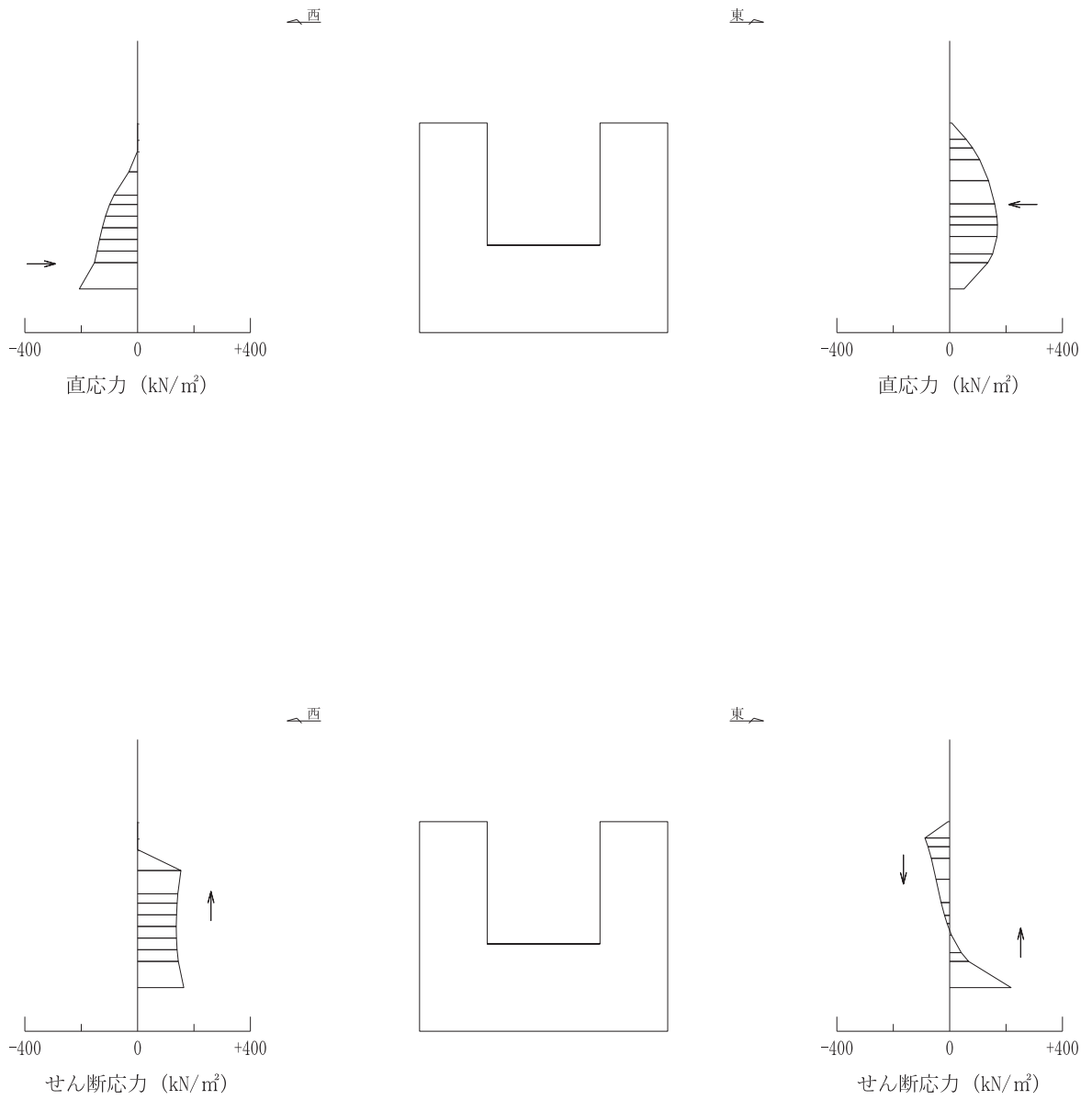
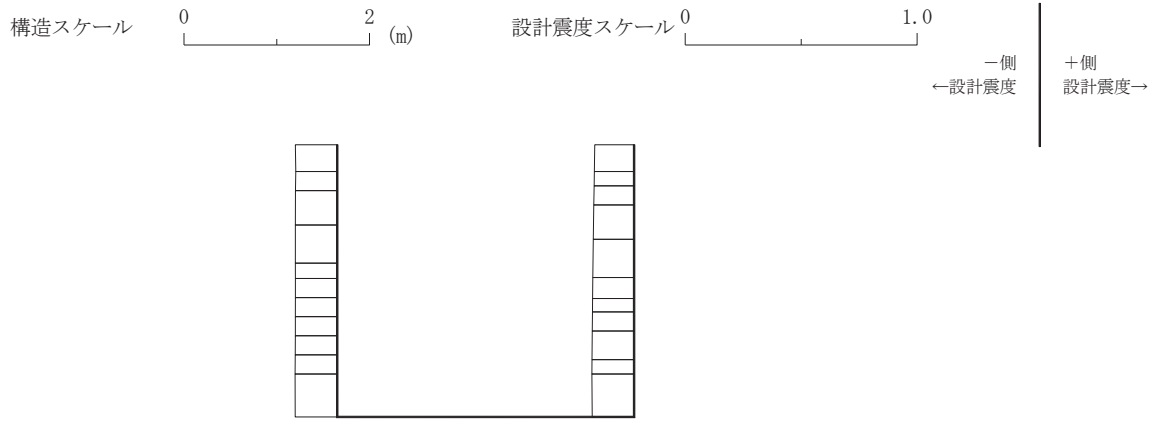
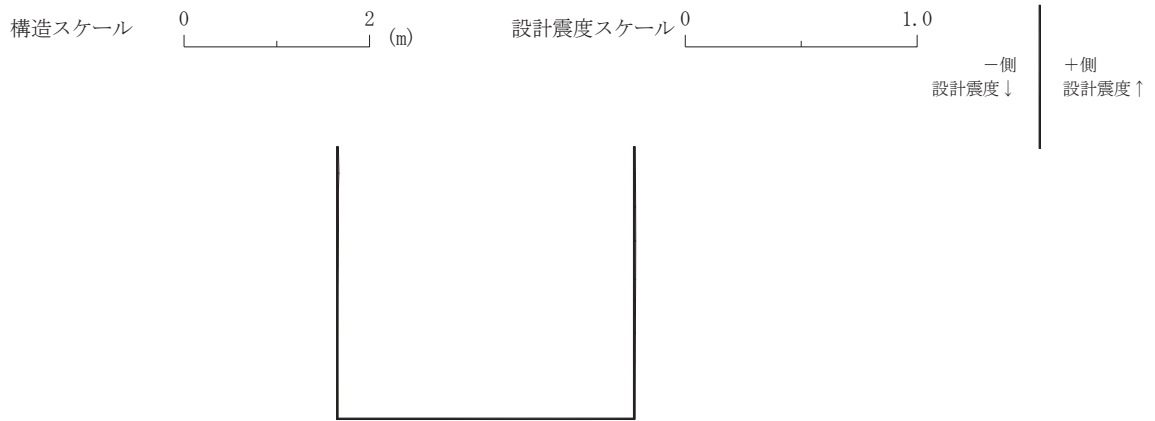


図 8-10 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )





設計水平震度



設計鉛直震度

図 8-11 作用荷重分布図 (設計震度分布)  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )

b. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「8.5.2 (4) a. 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8-13 に示す。

表8-13 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8-12 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-13～図 8-17 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-18、図 8-19 に示す。

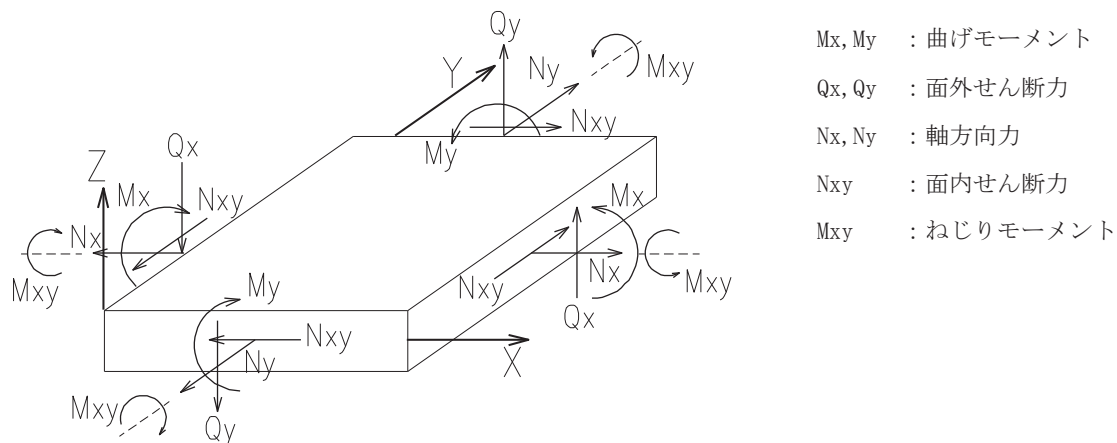


図 8-12 シェル要素における応答断面力

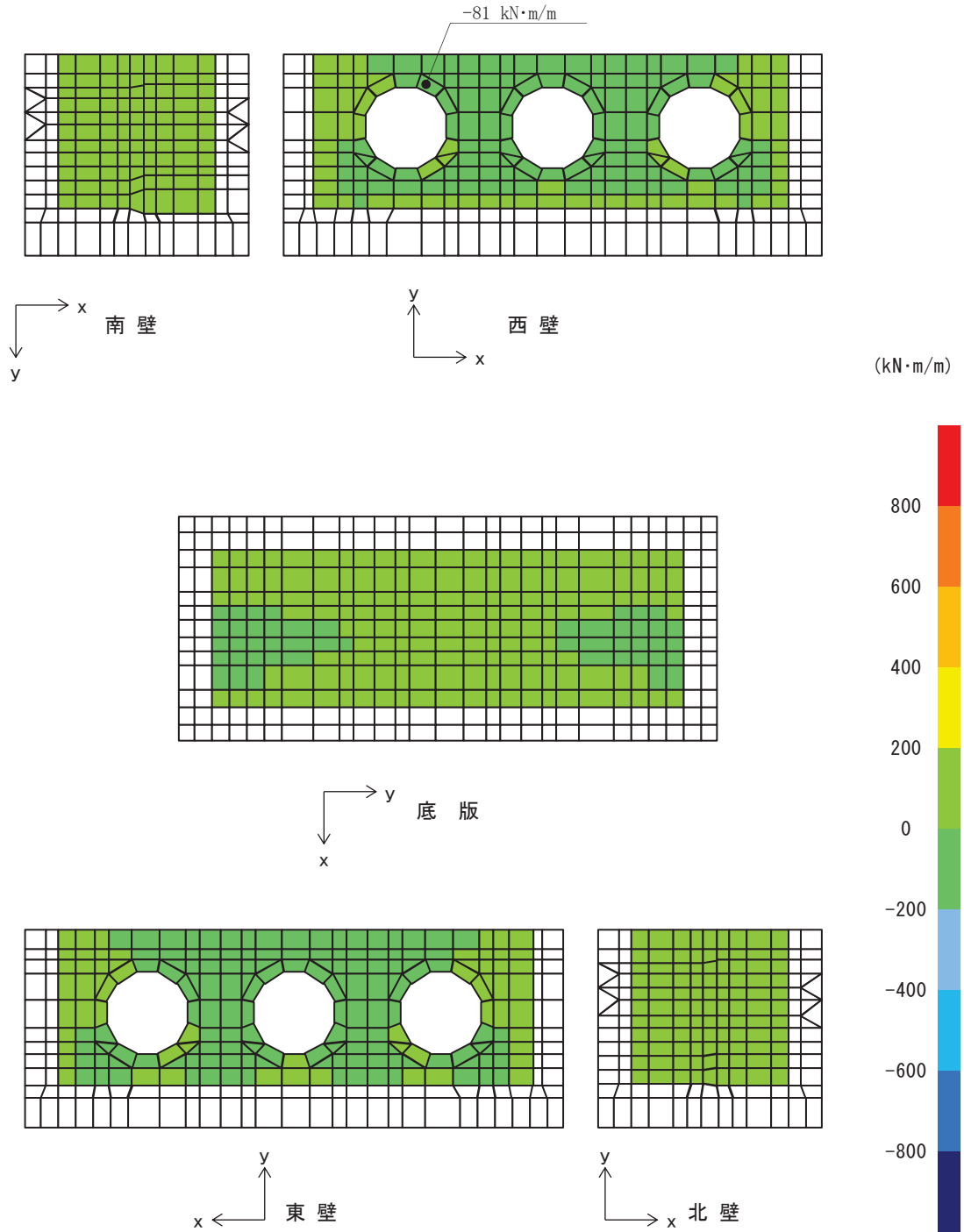


図 8-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) :  $M_x$ )

(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) )

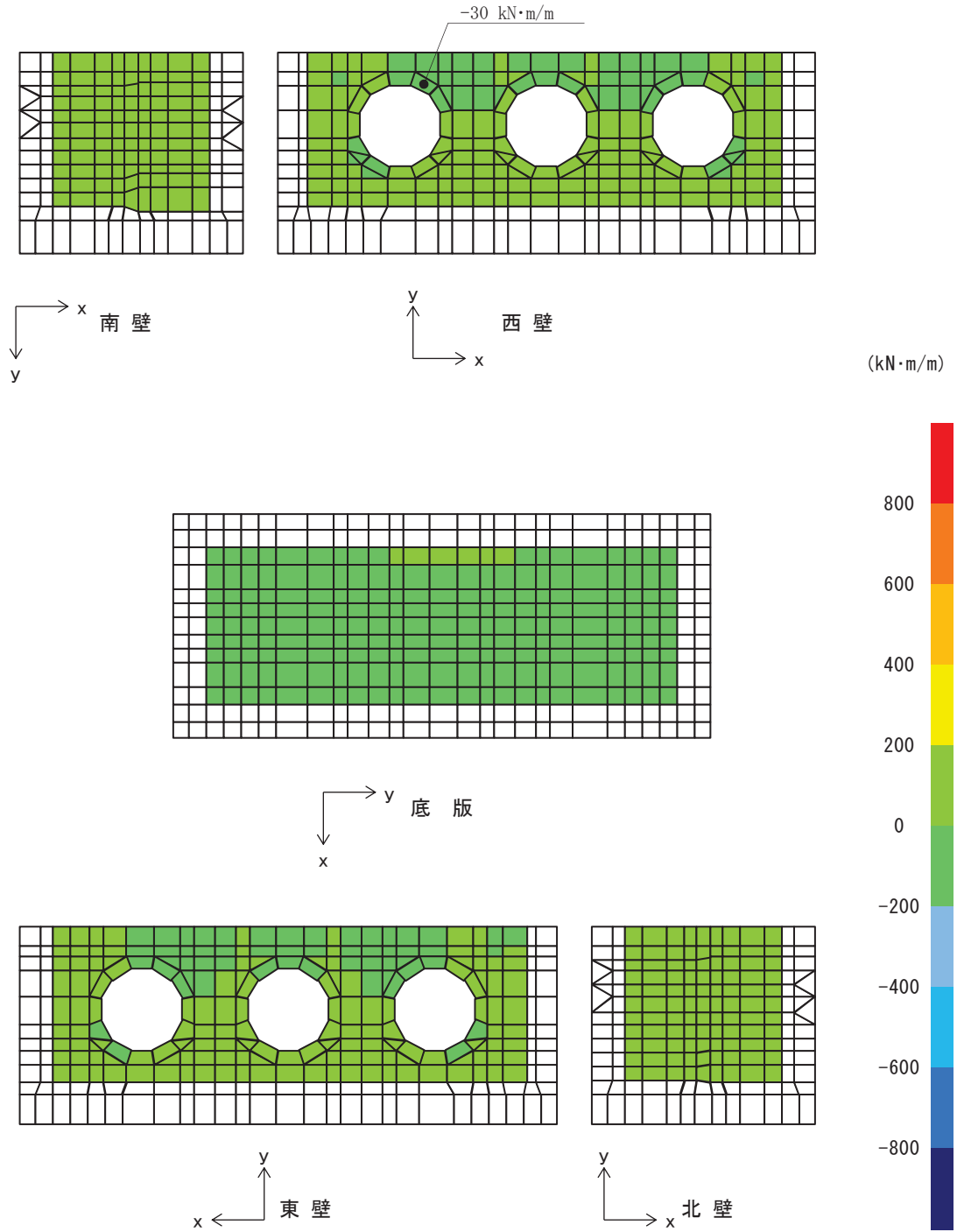


図8-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) :  $M_y$ )

(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) )

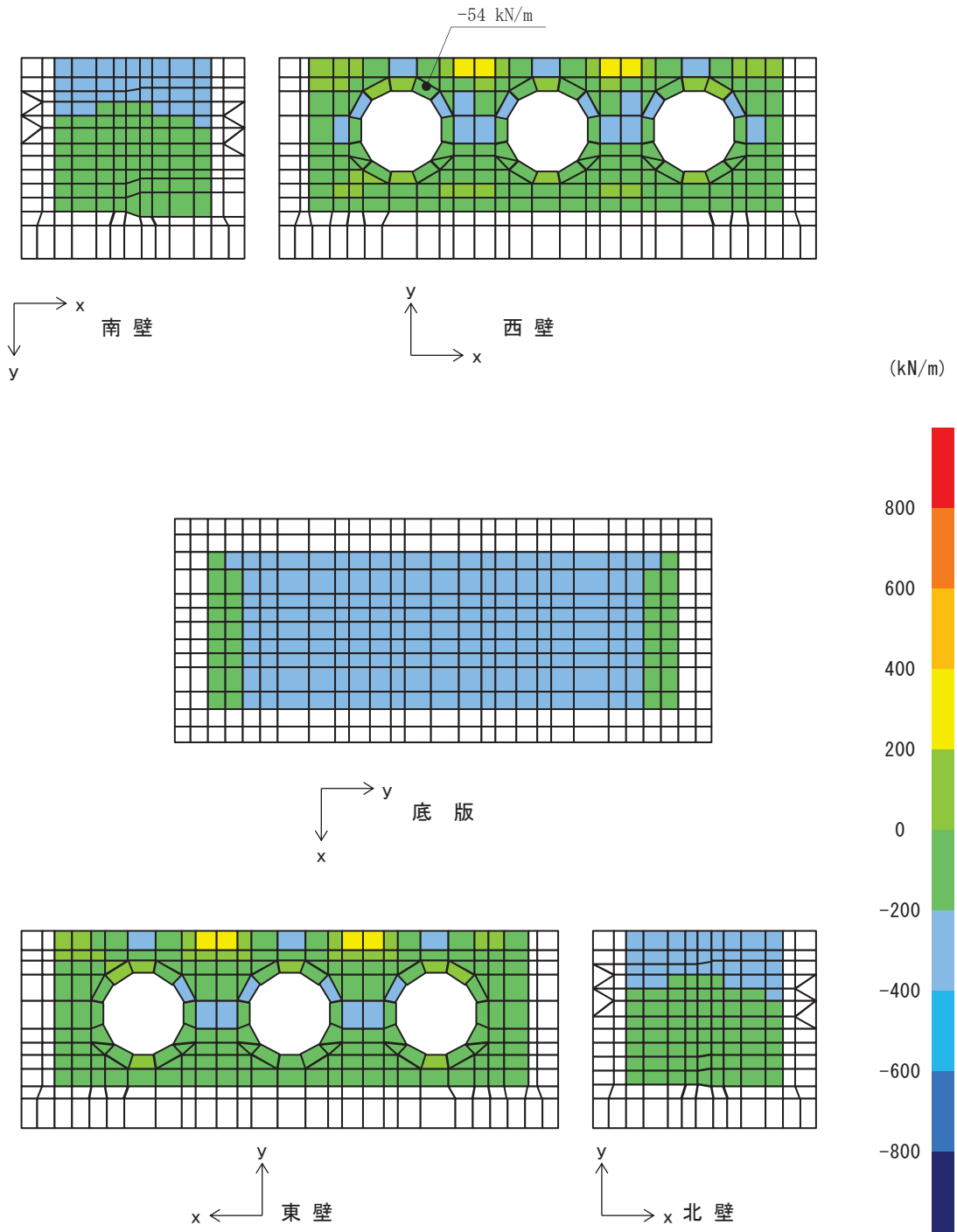


図 8-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (軸力(kN/m) :  $N_x$ )  
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) )

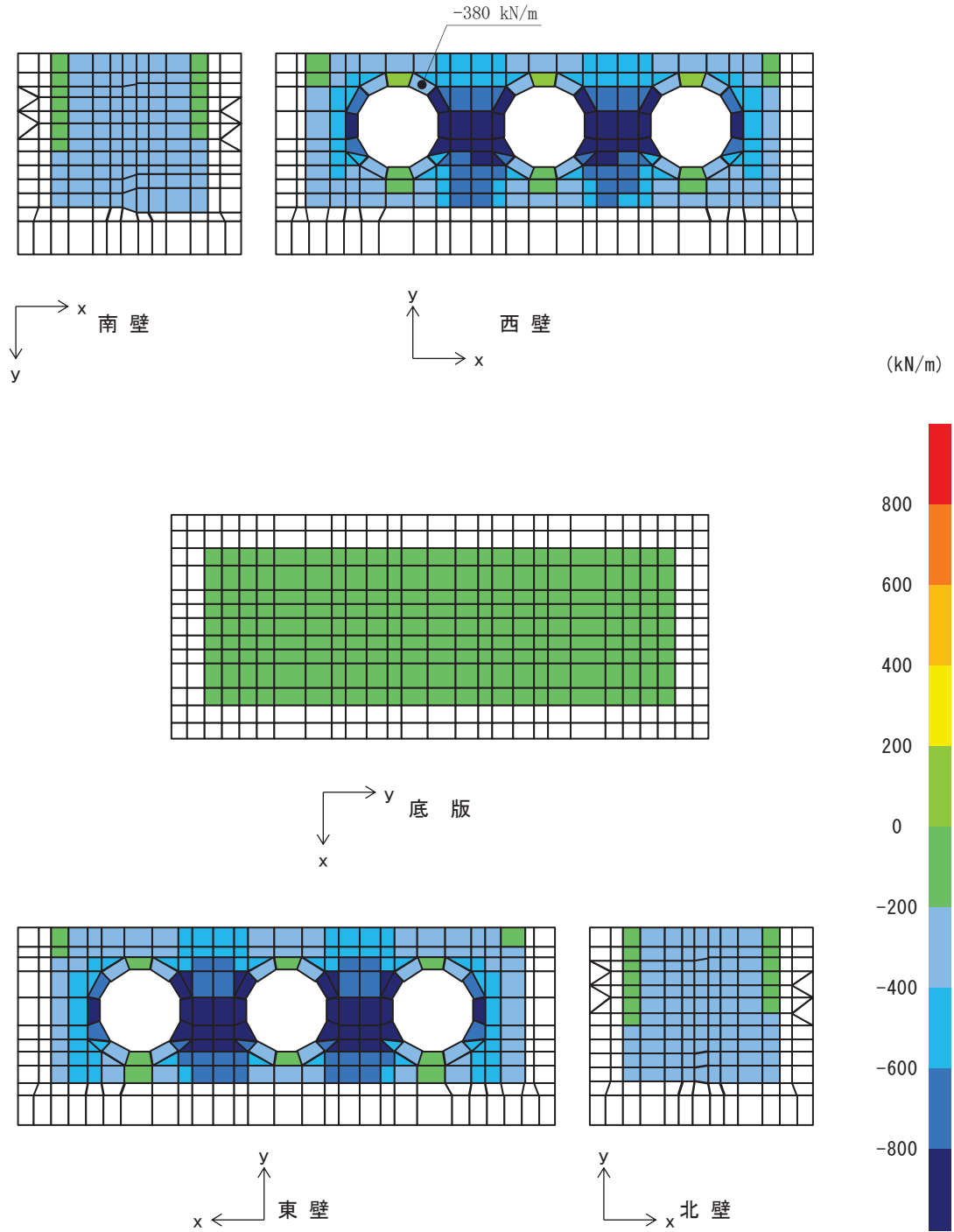


図8-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) :  $N_y$ )

(西壁, 解析ケース③, Sd-D2 (++) )

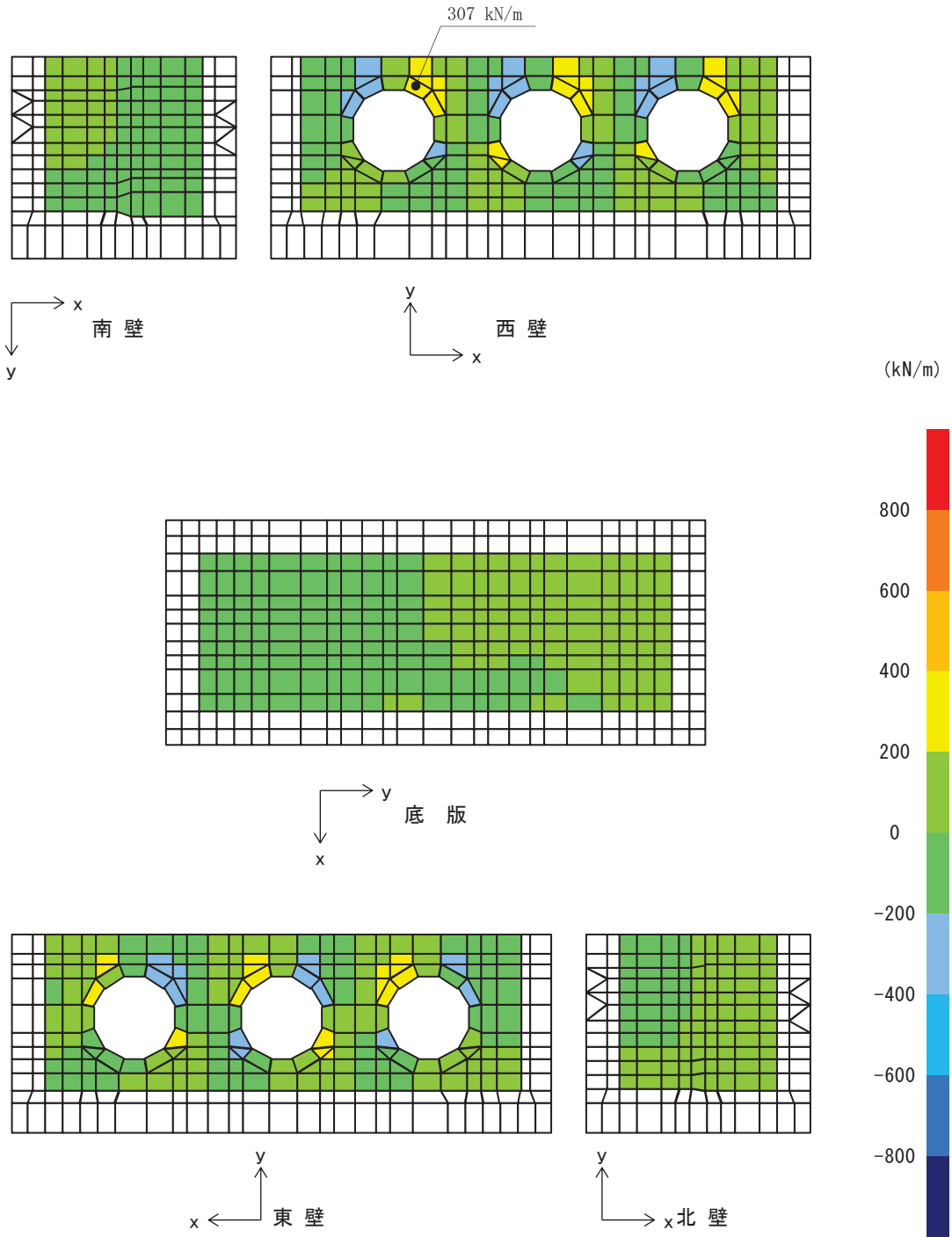


図8-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力(kN/m) :  $N_{xy}$ )

(西壁, 解析ケース③, Sd-D2 (++) )



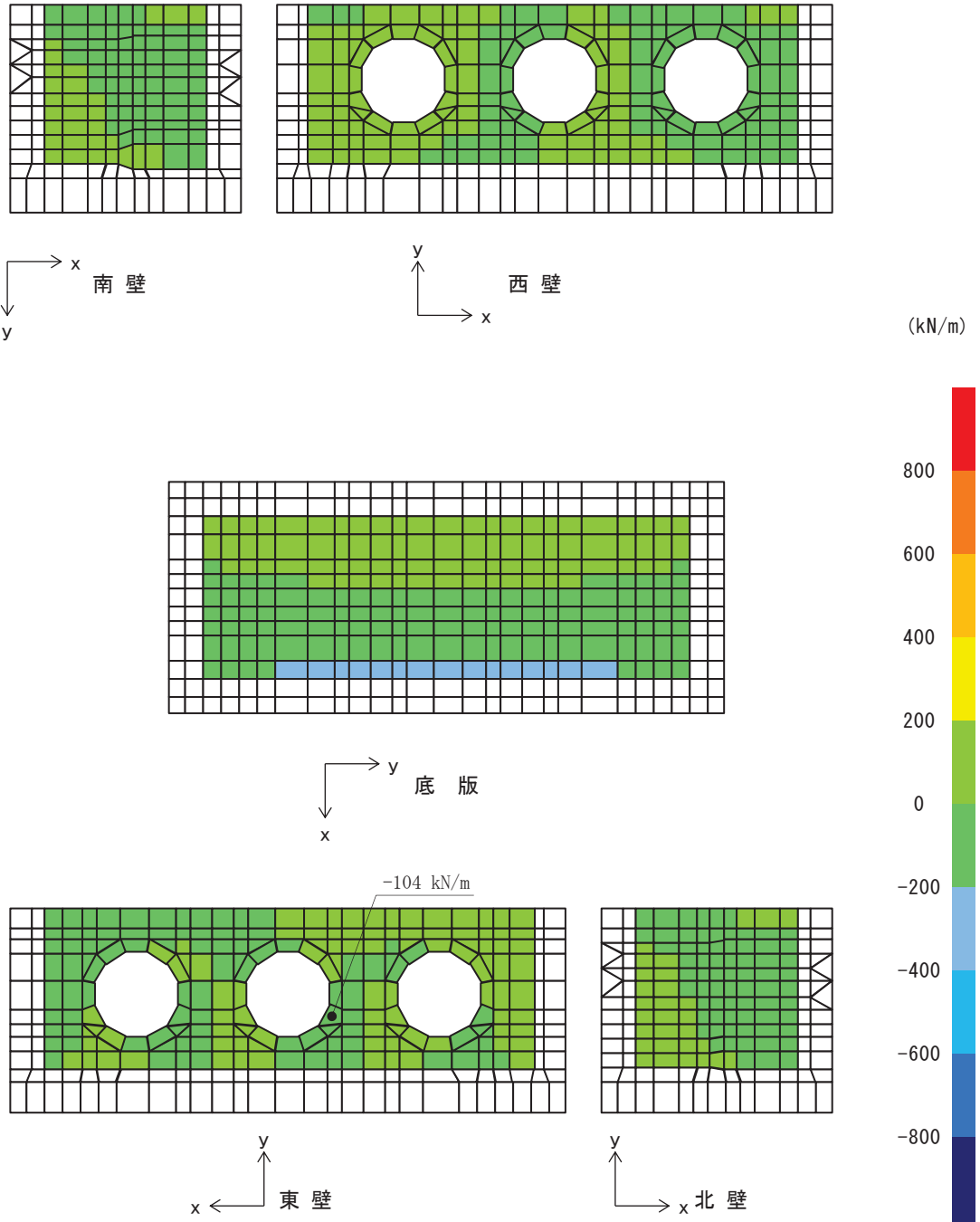


図8-18 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

(東壁, 解析ケース③, Sd-D2 (++) )

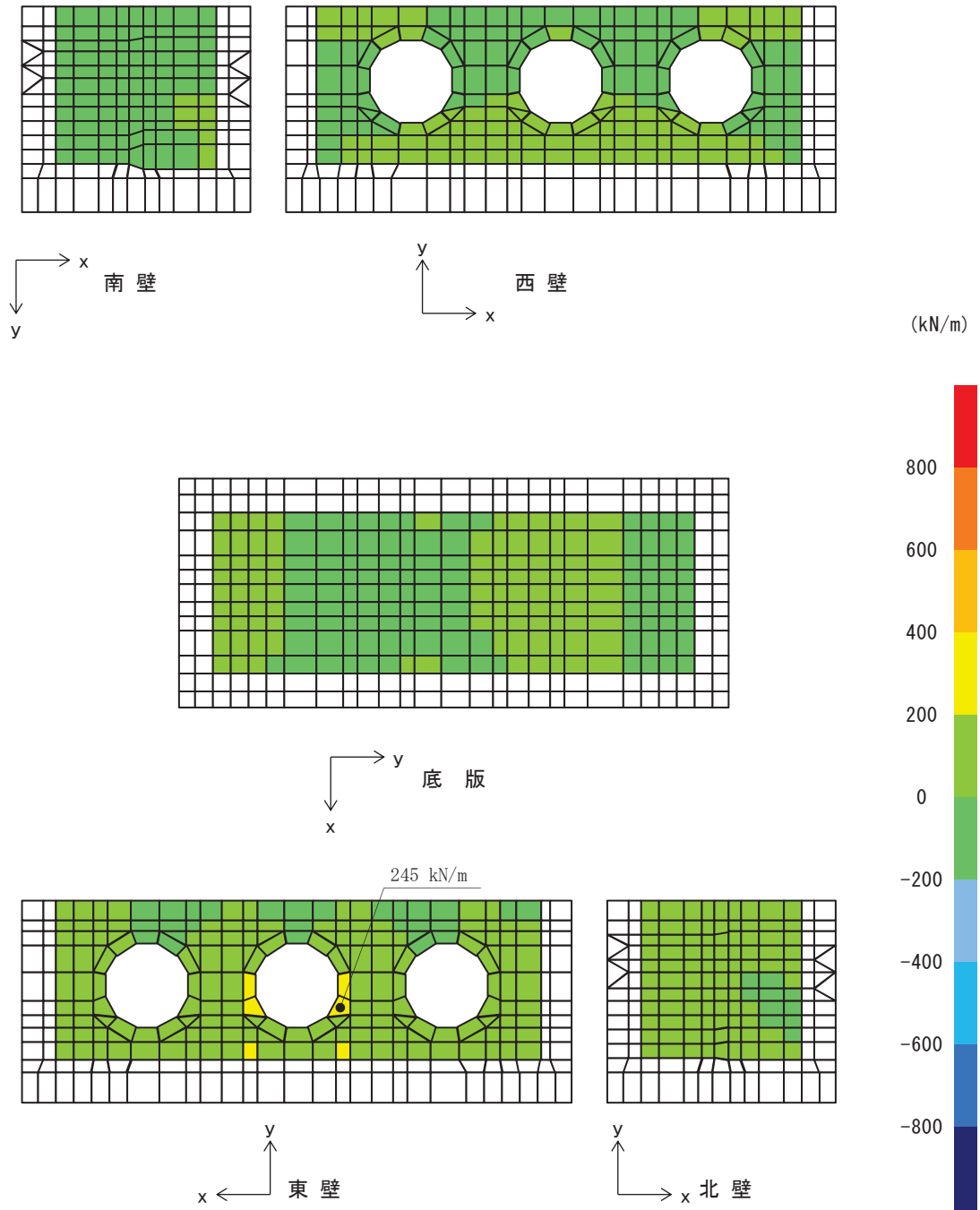


図8-19 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )

(東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) )

### 8.5.3 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9-1 強度評価に用いる条件（出口側集水ピット）

記号	定義	数値	単位	
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2526.223	kN	
G	固定荷重（（扉体+戸当り）×3 基）	66.195	kN	
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_{a1}$	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm <sup>2</sup>	
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の 短期許容せん断力	底版	1227	kN
		南北壁下方	944	kN
		南北壁上方	1150	kN
		東西壁上方	1975	kN
		東西壁下方	1563	kN
D	有効高さ（底版）	1.3	m	
D	有効高さ（壁）	1.0	m	
$A_w$	斜め引張鉄筋断面積（底版，東西南北壁下方）	9.6775	cm <sup>2</sup>	
	斜め引張鉄筋断面積（東西南北壁上方）	12.9033	cm <sup>2</sup>	
$\sigma_{sa}$	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm <sup>2</sup>	
s	斜め引張鉄筋間隔（底版，南北壁）	0.4	m	
	斜め引張鉄筋間隔（東西壁）	0.2	m	

## 10. 評価結果

### 10.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-2 及び表 10-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-4 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 10-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 \*1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は、格子鉄筋となるため、2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが、保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c/\sigma'_{ca}$
底版	1	③	Sd-D2 (++)	144	-378	0.7	16.5	0.05
西壁	2	②	Sd-D2 (++)	-6	-1502	1.3	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	85	-1542	1.5	16.5	0.10
南北壁	4	③	Sd-D2 (++)	104	-226	0.7	16.5	0.05

表 10-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
底版	1	②	Sd-D2 (++)	-77	-60	11.2	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	-81	253	39.8	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	-65	258	36.9	294	0.13
南北壁	4	③	Sd-D2 (++)	21	46	8.5	294	0.03

表 10-4 せん断破壊に対する照査

評価位置		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	③	Sd-D2 (++)	174	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	201	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	246	1563	0.16
南北壁	4	③	Sd-D2 (++)	51	944	0.06

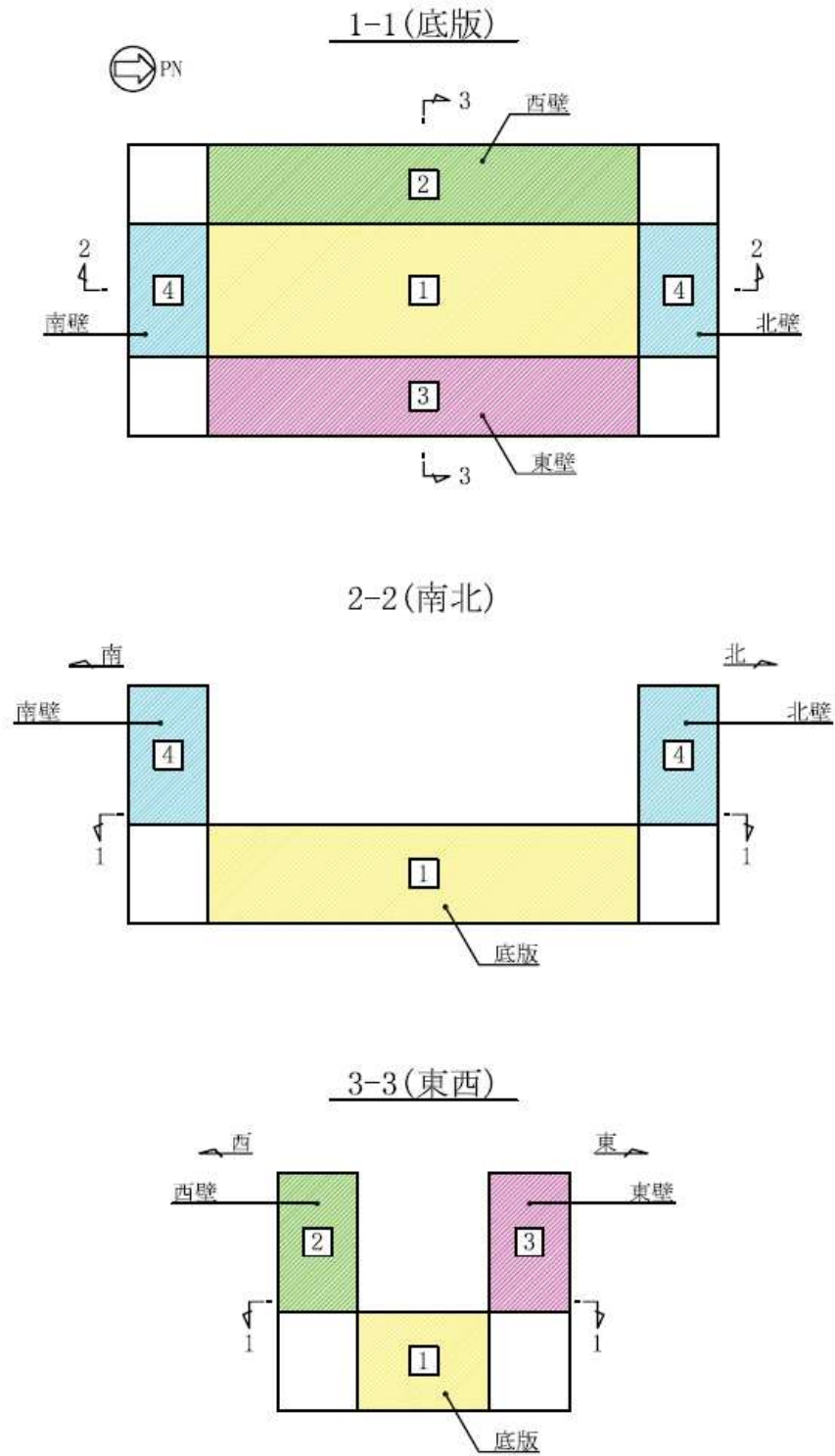


図 10-1 評価位置図

## 10.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表10-5に示す。最大接地圧分布図を図10-2に示す。  
 出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10-5 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
③	S d - D 2 (++)	0.5	13.7	0.04

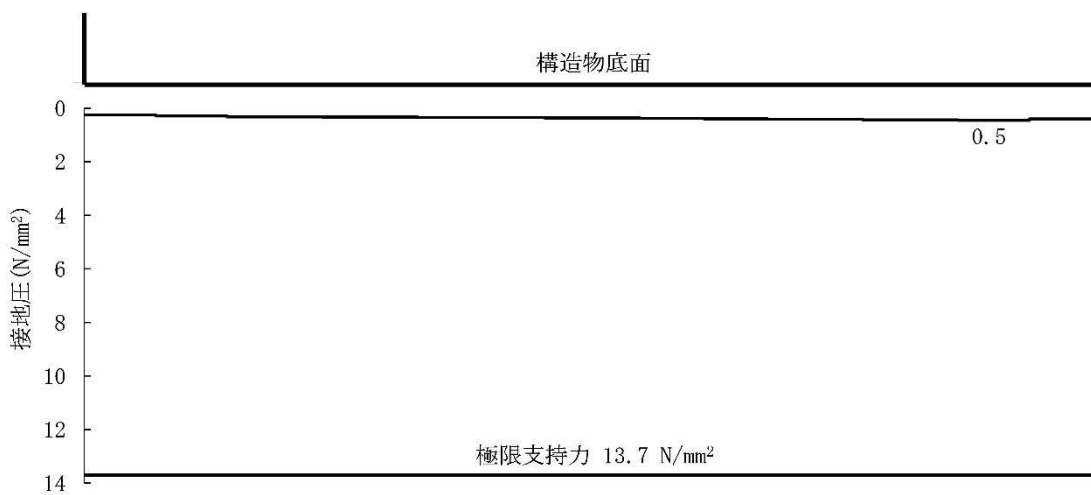


図 10-2 東西方向断面の最大接地分布図  
 (解析ケース③, S d - D 2 (++))



VI-3-別添 3-2-5-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の  
強度計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価部位	10
4.	固有周期	12
4.1	固有周期の計算方法	12
4.2	固有周期の計算条件	12
4.3	固有周期の計算結果	13
5.	構造強度評価	14
5.1	構造強度評価方法	14
5.2	荷重及び荷重の組合せ	14
5.2.1	荷重の設定	14
5.2.2	荷重の組合せ	15
5.3	許容限界	16
5.4	設計用地震力	18
5.5	計算方法	19
5.6	計算条件	37
6.	評価結果	39
7.	出口側集水ピットの強度評価	41
7.1	出口側集水ピットの構造概要	41
7.2	評価方針	44
7.3	適用基準	46
8.	強度評価方法	47
8.1	記号の定義	47
8.2	評価対象断面	48
8.3	荷重及び荷重の組合せ	49
8.3.1	荷重	49
8.3.2	荷重の組合せ	50
8.4	許容限界	51
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	51
8.5	評価方法	52
8.5.1	津波時	52

8.5.2 重畳時	71
1925	89
9. 評価条件	100
10. 評価結果	101
10.1 津波時	101
10.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果	101
10.2 重畳時	104
10.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果	104

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2-1 に示す。

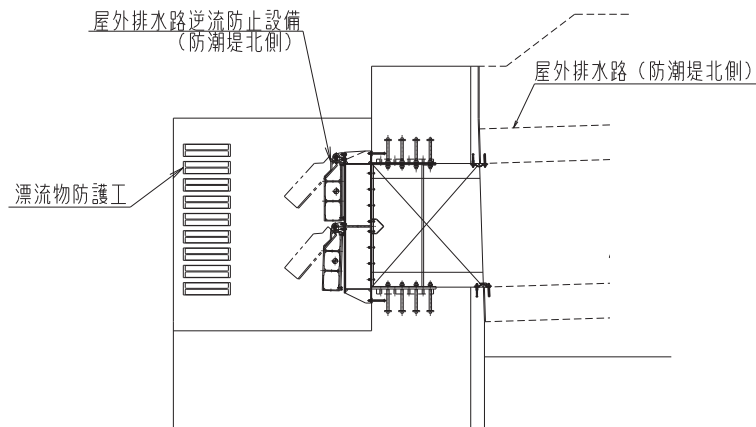
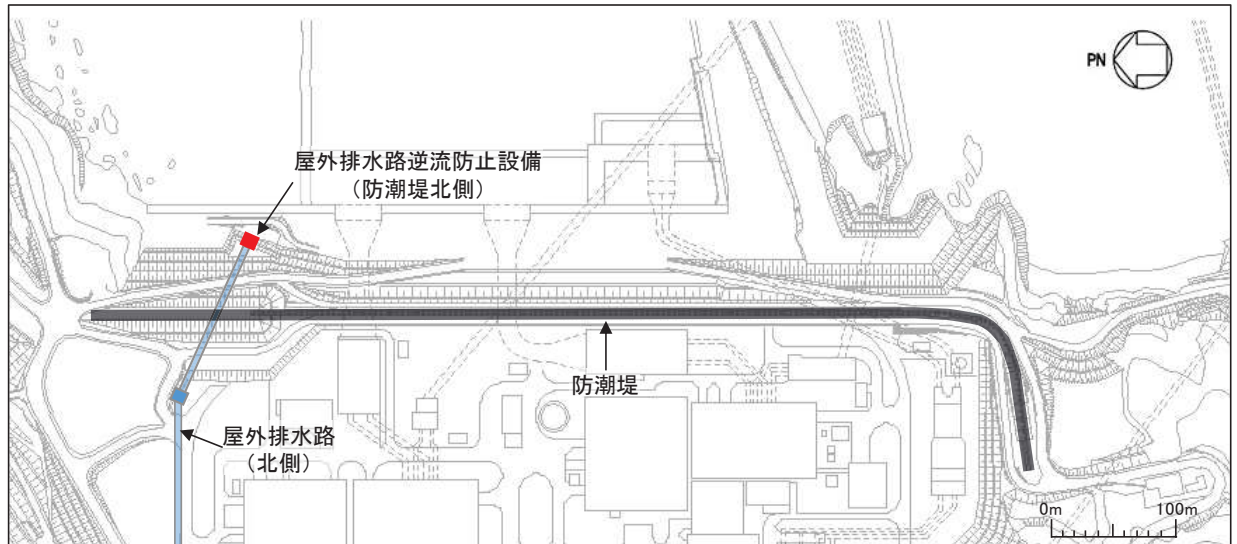


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

## 2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキムプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>4門の鋼製の扉体（スキムプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。</p>	

### 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位に作用する応力が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価フローを図 2-2 に示す。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  を入力して得られた屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）設置箇所の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

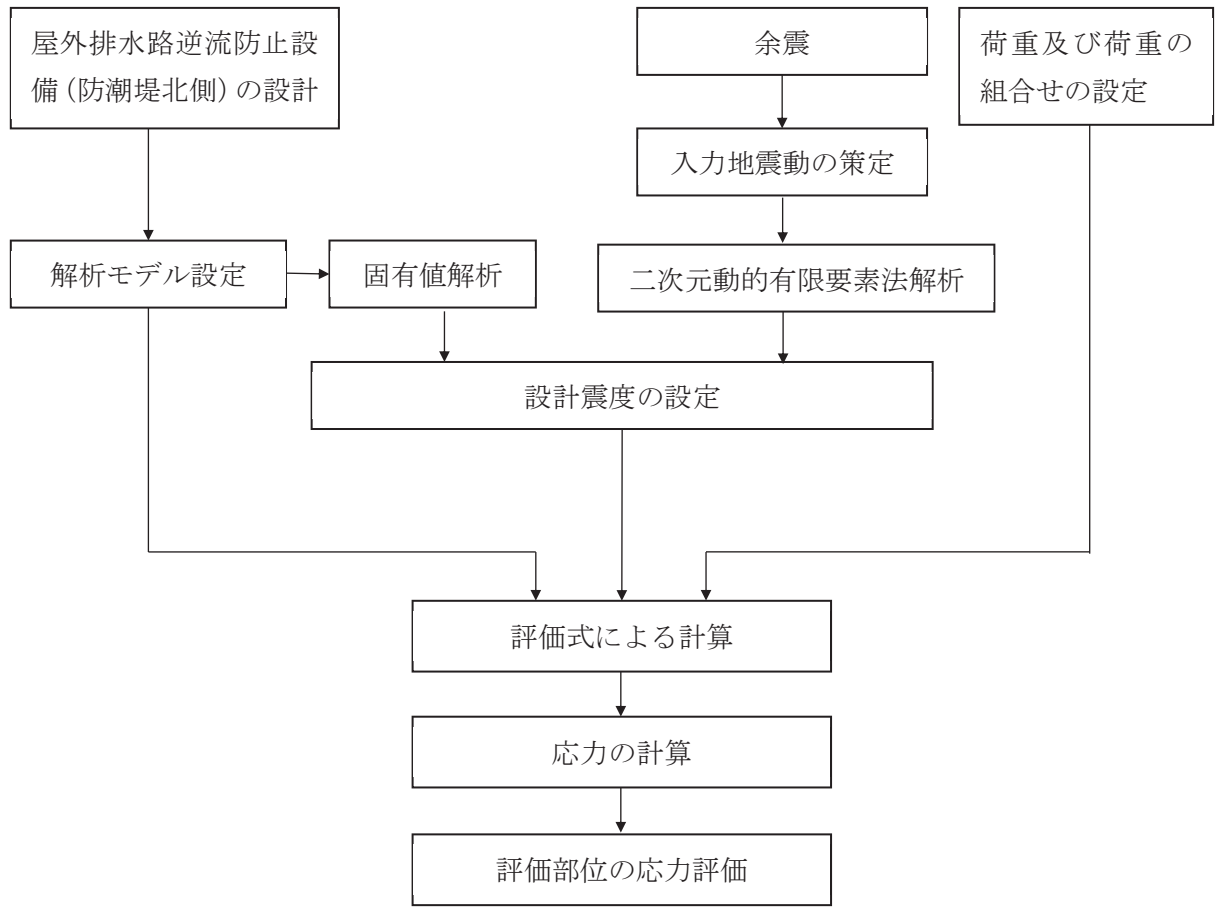


図 2-2 強度評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補一  
1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(ダム・堰施設技術  
協会 平成 28 年 3 月)
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社)水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（1/3）

記号	定義	単位
G	固定荷重	N
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	kN
K <sub>Hsd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>Vsd</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
P <sub>d</sub>	余震による動水圧	N/mm <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>o</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（2/3）

記号	定義	単位
$W_4$	中央支柱に作用する荷重	N/mm
$Z_4$	中央支柱の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{w4}$	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$W_5$	中央横桁に作用する荷重	N/mm
$L_5$	中央横桁の支間長	mm
$B_5$	水密幅	mm
$Z_5$	中央横桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{w5}$	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_9$	戸当りへ作用する荷重	N
$L_s$	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	戸当りへ作用する水平荷重	N
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$b_{w1}$	上部戸当り支圧幅	mm
$b_{w2}$	側部戸当り支圧幅	mm
$b_{w3}$	下部戸当り支圧幅	mm
$b_{w4}$	中央支柱部の戸当り支圧幅	mm
$S$	戸当り幅（上部及び下部戸当りの最小支圧幅）	mm

表 2-3(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（3/3）

記号	定義	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	N
$L_{b1}$	防護梁のスパン長	Mm
$Z_{bh1}$	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wbh1}$	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	N
$l_{b2}$	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wb2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b4}$	アンカーボルト 1 本の引張力	N
$P_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	N
$P_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	N
$q_{b4}$	アンカーボルト 1 本のせん断力	N
$q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
$q_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群 1 列の断面係数	mm
n	アンカーボルト群 1 列の本数	本

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、津波時及び重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、中央支柱、中央横桁、戸当り及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図 3-1 に示す。

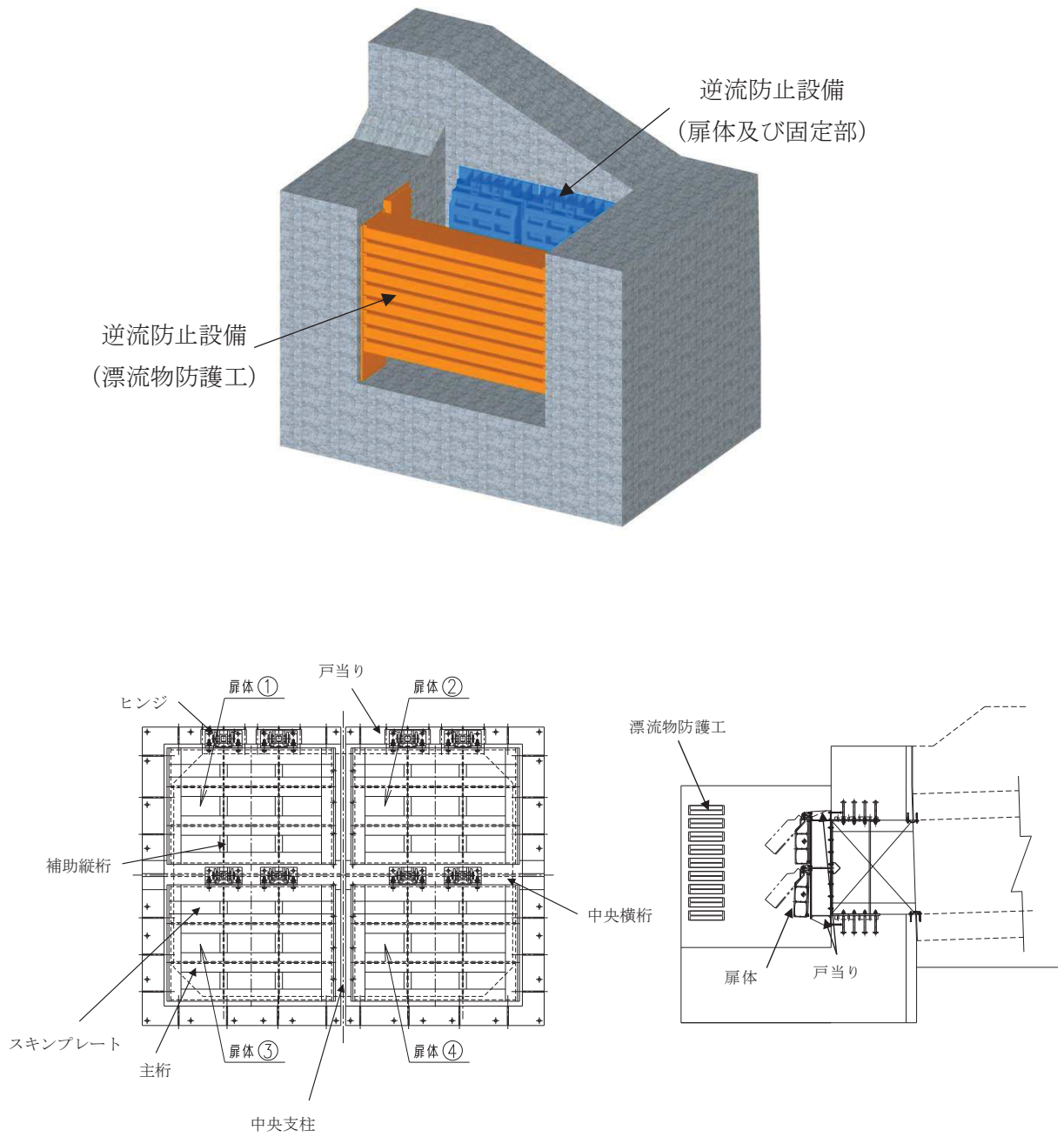


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より，単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に必要な諸元を表4-1に示す。

表4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	$9.47 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040



## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。  
 なお、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。  
 なお、衝突荷重と組合せる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

##### (3) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) \*」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は扉体部の最上部とする。

衝突荷重を表 5-1 に示す。

注記 \* : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 5-1 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(4) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)の設計に考慮する荷重の組合せを表 5-2 に示す。

表 5-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

$G$  : 固定荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$P_c$  : 衝突荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5-3 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5-3(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 \* : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

#### 5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は，「8.5.2(1) 二次元動的解析」の結果に基づき，表5-4に示すとおりとする。

表 5-4(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (++)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6.483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 $K_H$	0.8
			鉛直方向 $K_V$	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①			

表 5-4(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.6m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向 $K_H$	0.9
			鉛直方向 $K_V$	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①			

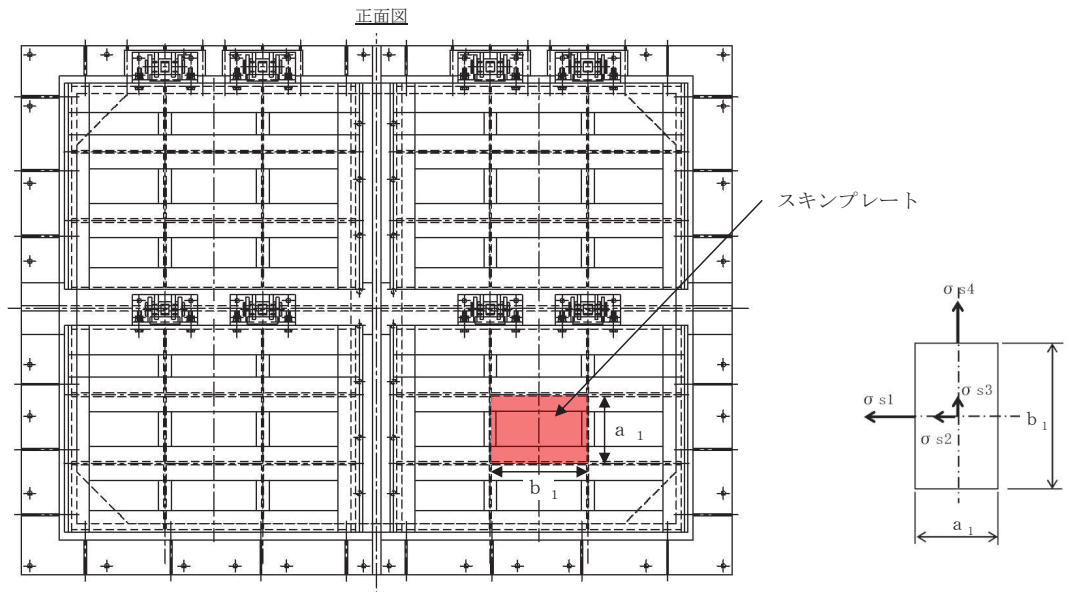
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5-2 に、応力算定式を図 5-3 に示す。

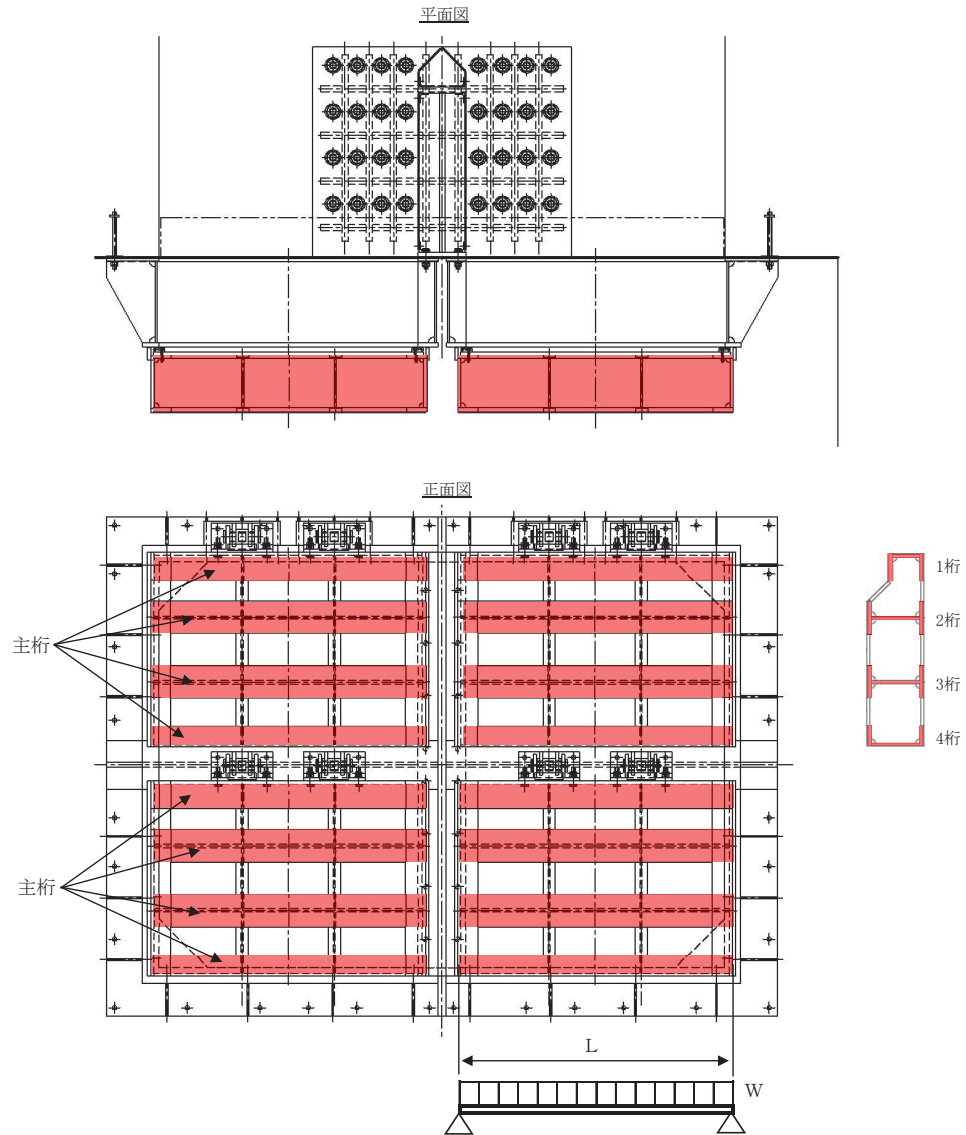


図 5-2 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-3 主桁のモデル図及び応力算定式



(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5-4 に，応力算定式を図 5-5 に示す。

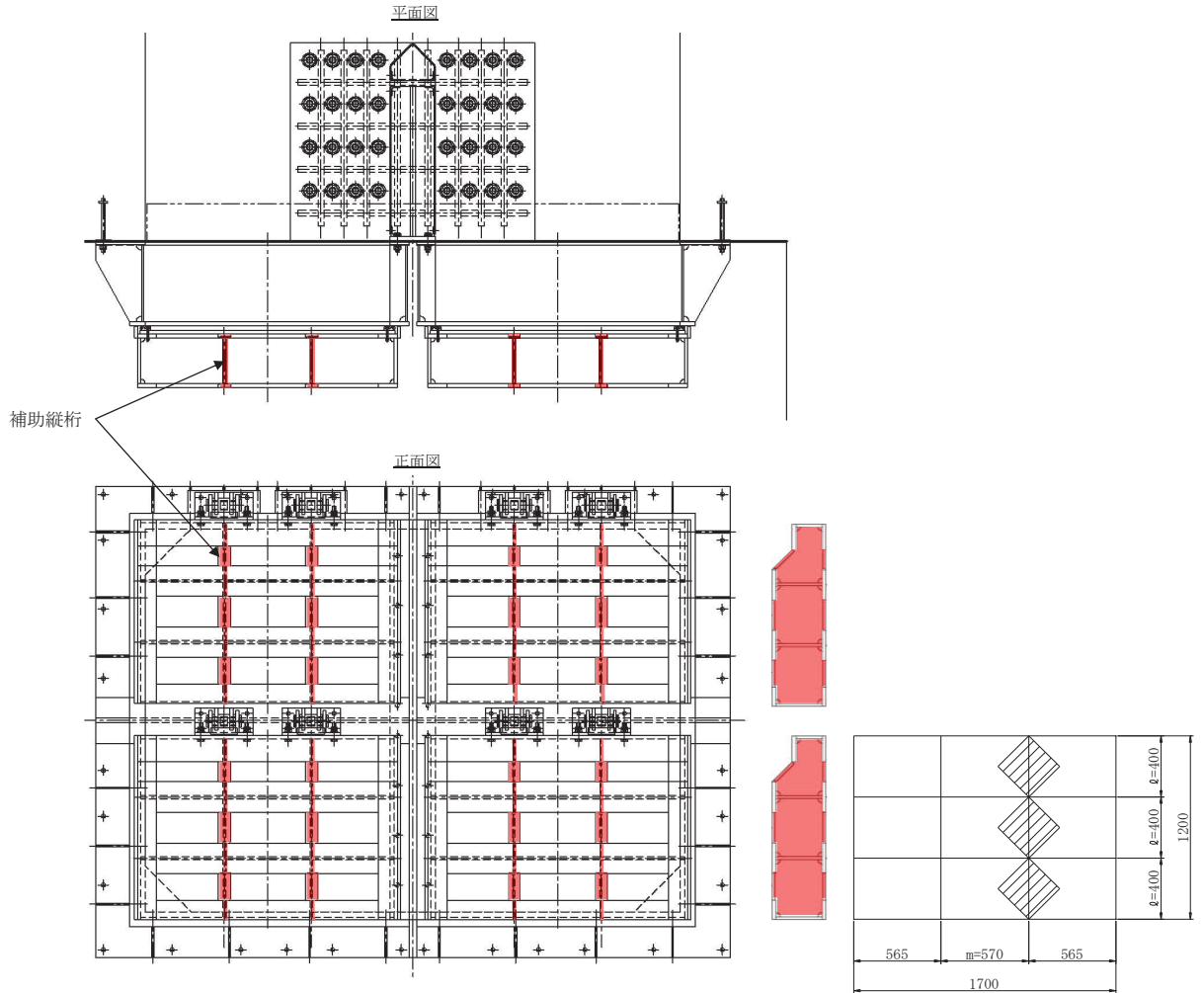


図 5-4 補助縦桁の構造及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\text{max}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\text{max}}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

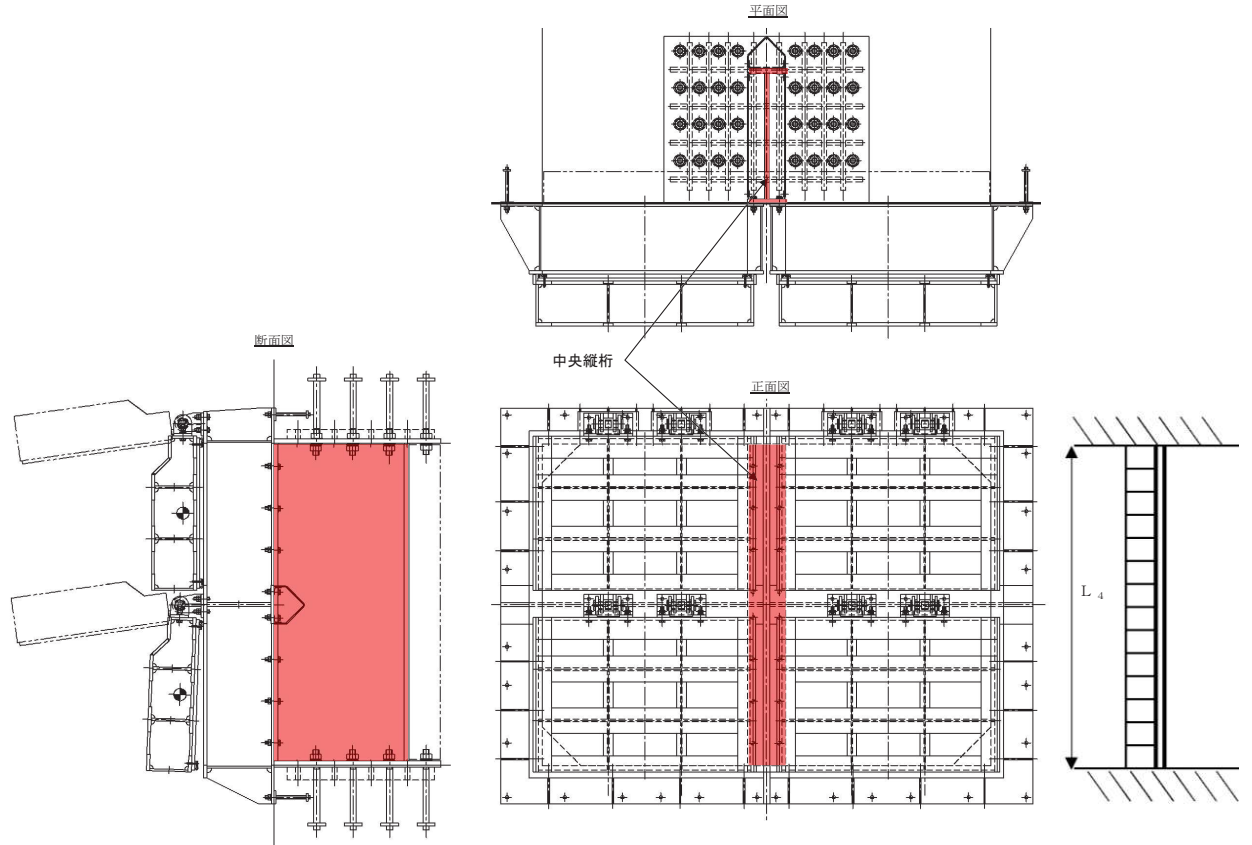
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図5-6に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_4$  : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

$L_4$  : 中央支柱固定高 (mm)

$Z_4$  : 中央支柱の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_4$  : 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

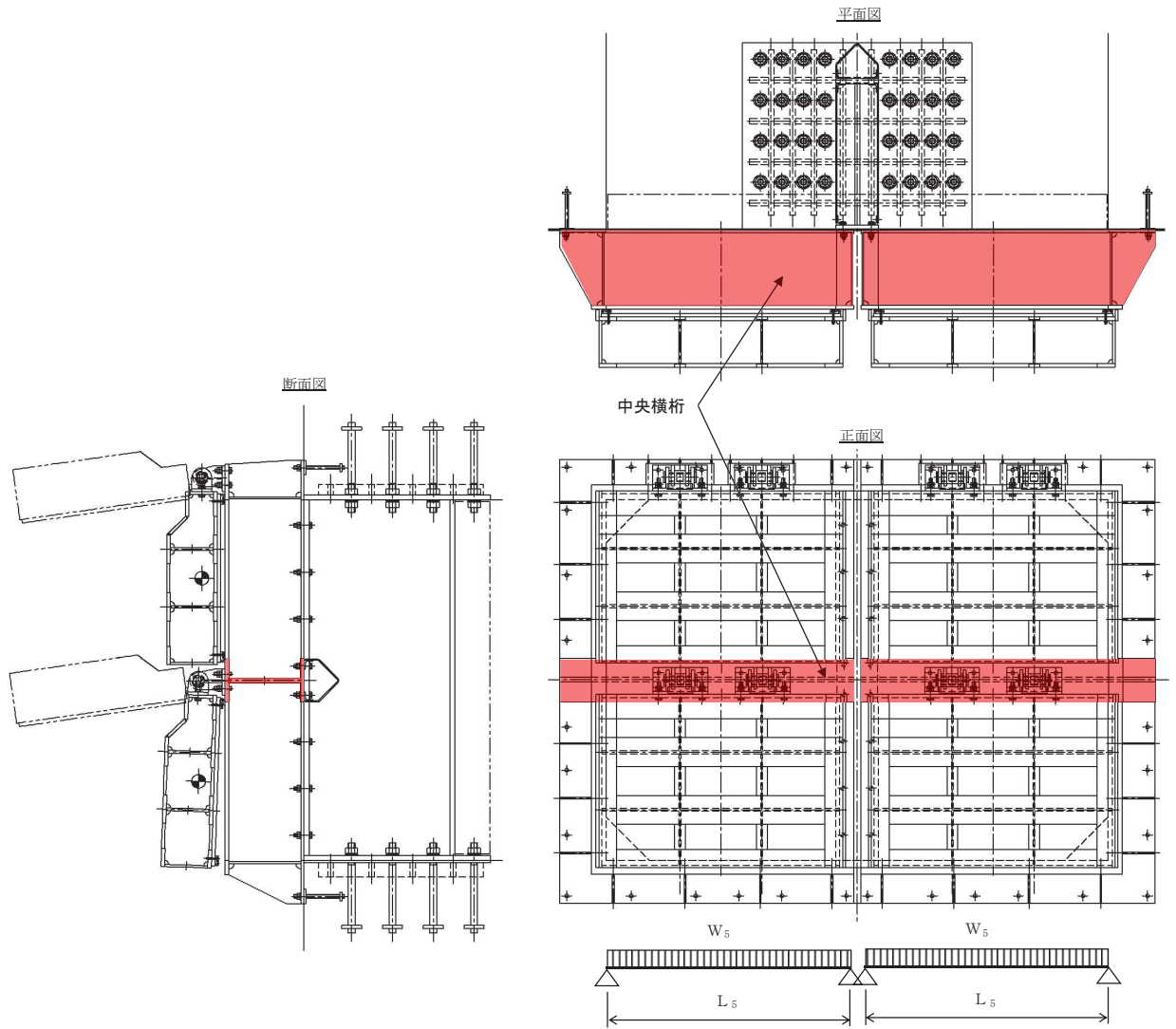
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_5$  : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm)

$L_5$  : 中央横桁の支間長 (mm)

$Z_5$  : 中央横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_5$  : 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

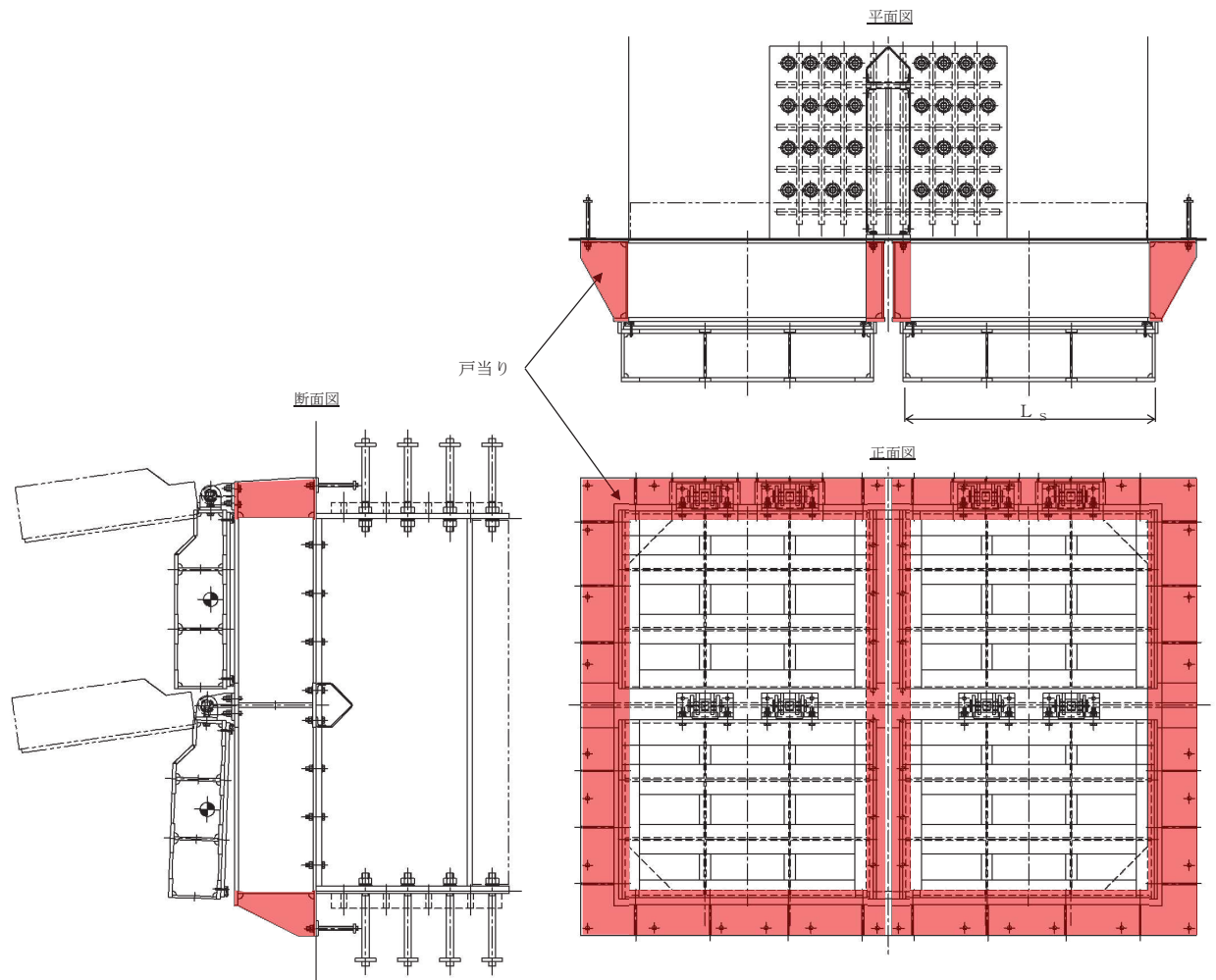
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5-8に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

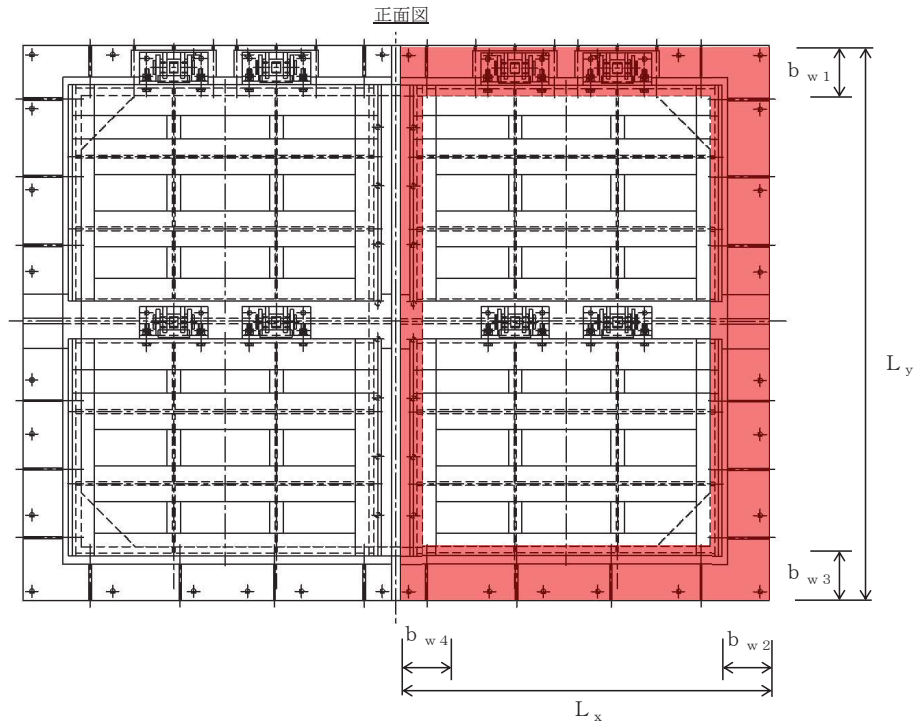
- $P_9$  : 戸当りへ作用する津波水压荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- $L_S$  : 戸当りから中央支柱中心までの距離 (mm)
- $L_C$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)
- $\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-8 戸当りのモデル図及び応力算定式

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-9 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

- q : 戸当りへ作用する水平荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- b<sub>w1</sub> : 上部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w2</sub> : 側部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w3</sub> : 下部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w4</sub> : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5-9 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式



(8) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、評価においては防護梁の上下に設置するスキンプレートは考慮せず、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、津波時及び重畳時で行い、それぞれについて、曲げ応力度、せん断応力度の照査を行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、鉛直方向の評価については、津波時では防護梁の自重のみが作用すること、重畳時では余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、鉛直方向の評価は添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

防護梁の構造及びモデル図を図 5-10 に、応力計算式を図 5-11 に示す。

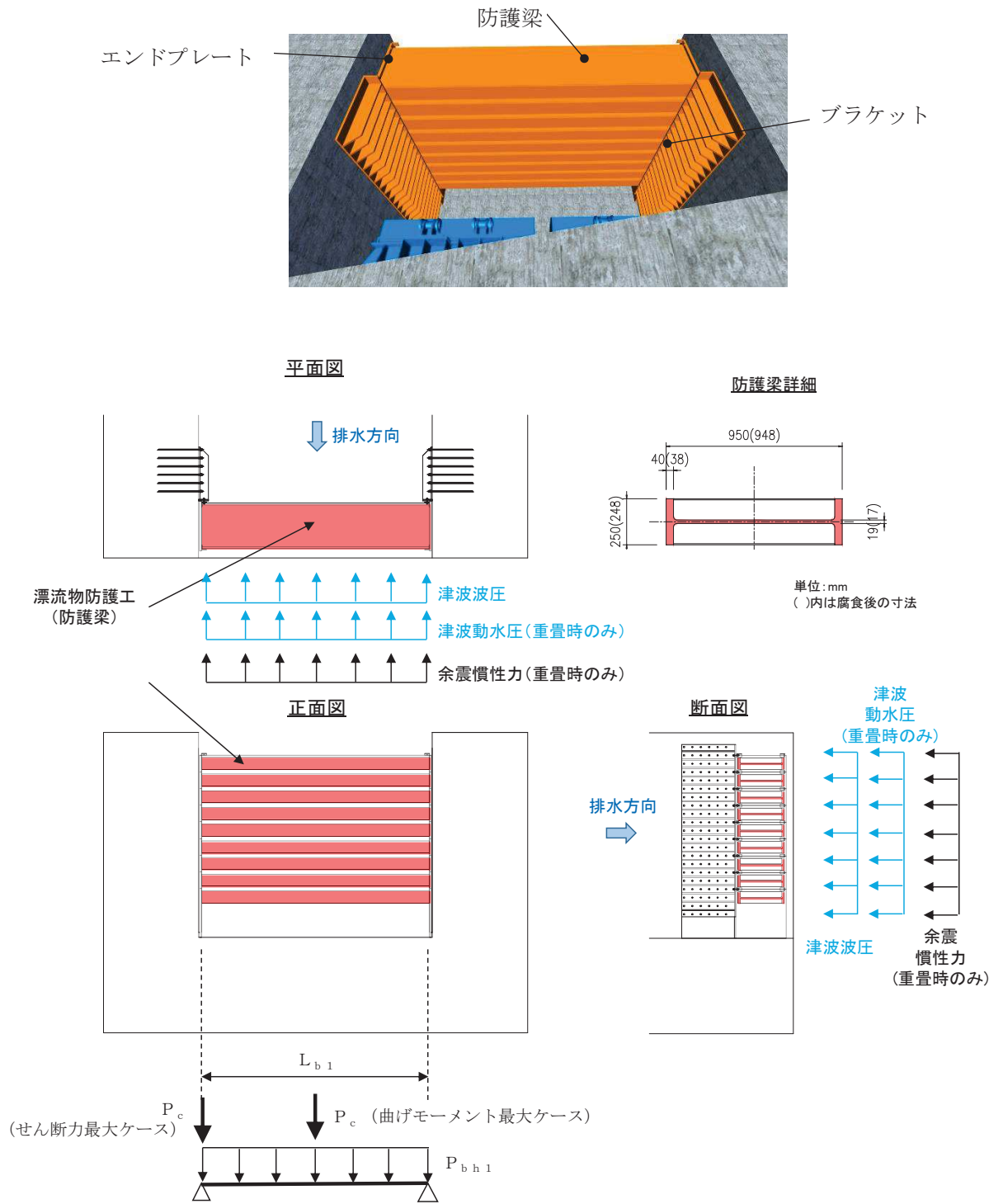


図 5-10 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{bh1}$  : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{bh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_a$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-11 防護梁の応力計算式

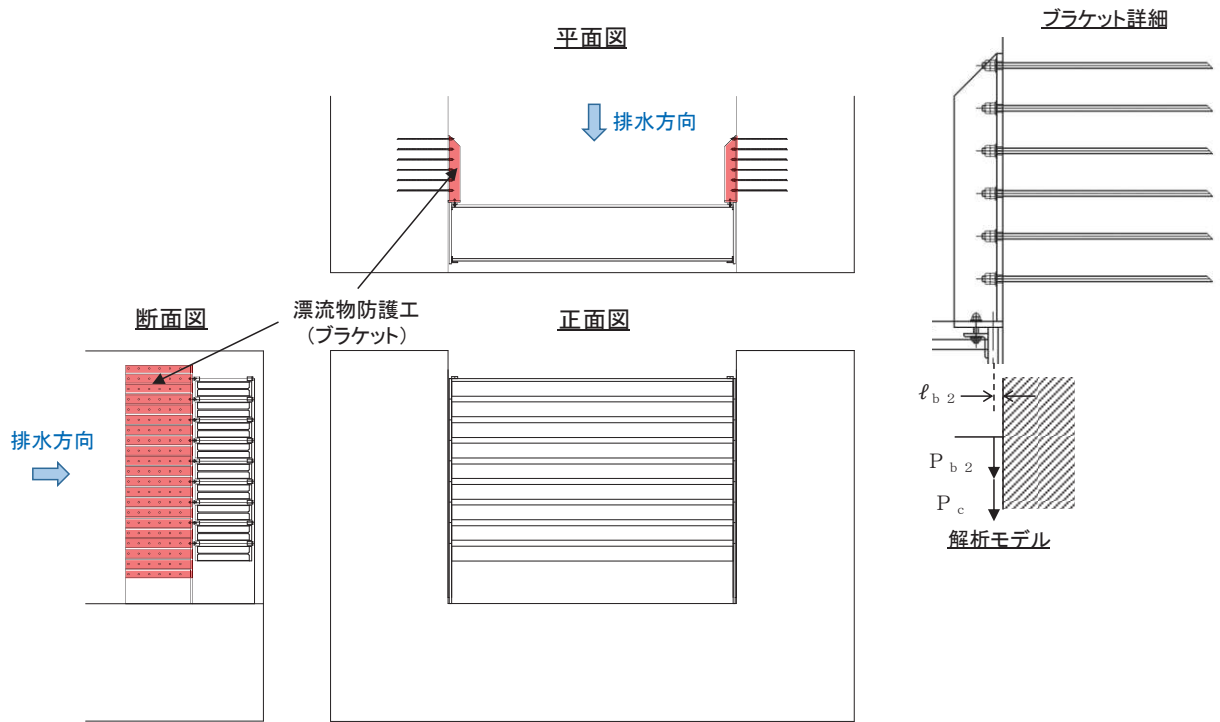
(9) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。津波時及び重畳時では海側への荷重に対してエンドプレートに溶接されたつなぎ材を介して荷重が作用する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う

なお、腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造、モデル図及び応力計算式を図 5-12 に示す。



$M_{max} = (P_{b2} + P_c) \cdot l_{b2}$   
 $S_{max} = P_{b2} + P_c$   
 $\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$   
 $\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$

$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$  (合成応力度)

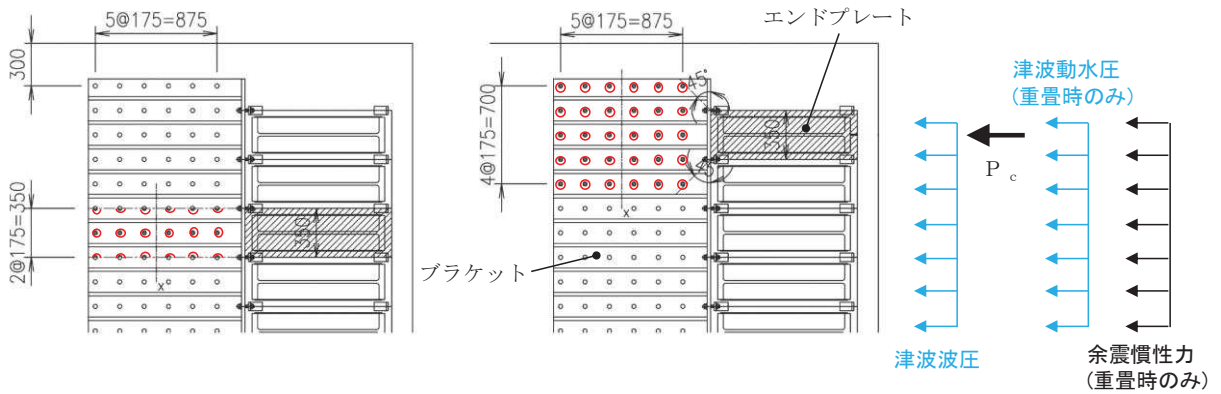
$P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)  
 $P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)  
 $l_{b2}$  : 側壁からエンドプレート  
 中心までの長さ (mm)  
 $Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_a$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-12 ブラケットの構造，モデル図及び応力計算式

(10) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5-13 の左図に示す様に，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。ただし，衝突荷重に対しては，図 5-13 の右図に示すように防護梁 1 本だけに作用するため，エンドプレート幅 350mm から 45° の荷重伝達を考えて 6 本 5 列，計 30 本で抵抗するものとする。



$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{b4}$  : アンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)

$M_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)

$M_{b4b}$  : 衝突荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) (津波時のみ考慮)

$q_{b4}$  : アンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 (N)

$Q_{b4b}$  : 衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{b4}$  : アンカーボルト群1列の断面係数 (mm)

$n$  : アンカーボルト群1列の本数 (本)

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)

$q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5-13 アンカーボルトの構造図 (単位 : mm)

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5-5に示す。

表 5-5 応力評価に用いる計算条件（1/2）

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
1.4709975×10 <sup>4</sup>	2.04×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b/a) に よる係数 k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	43.94	400	570	25	0.48
2~3桁	43.94	400	570	25	0.48
3~4桁	43.94	400	570	25	0.48

区画	主桁に作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	96	1700	8.130379×10 <sup>5</sup>	3.40×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	192	1700	1.769048×10 <sup>6</sup>	6.00×10 <sup>3</sup>
4桁	96	1700	1.137798×10 <sup>6</sup>	4.50×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
4.8×10 <sup>-1</sup>	400	3.266545×10 <sup>5</sup>	2.16×10 <sup>3</sup>

中央支柱に作用する 荷重 w <sub>4</sub> (N/mm)	中央支柱固定高 L <sub>4</sub> (mm)	中央支柱の断面係数 Z <sub>4</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央支柱の せん断抵抗断面積 A <sub>w4</sub> (mm <sup>2</sup> )
864.0	2500	1.5535178×10 <sup>7</sup>	3.43×10 <sup>4</sup>

中央横桁に作用する 荷重 w <sub>5</sub> (N/mm)	中央横桁の 支間長 L <sub>5</sub> (mm)	中央横桁の断面係数 Z <sub>5</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央横桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w5</sub> (mm <sup>2</sup> )
626.4	1600	4.897727×10 <sup>6</sup>	1.50×10 <sup>4</sup>



表 5-5 応力評価に用いる計算条件 (2/2)

戸当りへ作用する荷重 $P$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部の板厚 $L_c$ (mm)	戸当りへ作用する水平荷重 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)
0.480	1220	12	1.32	1710	1670

上部戸当り支圧幅 $b_{w1}$ (mm)	側部戸当り支圧幅 $b_{w2}$ (mm)	下部戸当り支圧幅 $b_{w3}$ (mm)	中央支柱部の戸当り支圧幅 $b_{w4}$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)
275	325	300	125	275

防護梁			
作用する水平荷重 $P_{bh1}$ (N/mm)	スパン長 $L_{b1}$ (mm)	水平(強軸)方向の断面係数 $Z_{bh1}$ (mm <sup>3</sup> )	水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 $A_{wbh1}$ (mm <sup>2</sup> )
(津波時)0.02058 (重畳時)0.1172	4820	$10.22 \times 10^6$	$14.82 \times 10^3$

ブラケットに作用する水平力 $P_{b2}$ (N)	側壁からエンドプレート中心までの長さ $l_{b2}$ (mm)	ブラケットの断面係数 $Z_{b2}$ (mm <sup>3</sup> )	ブラケットのせん断抵抗断面積 $A_{wb2}$ (mm <sup>2</sup> )
(津波時) $50.4 \times 10^3$ (重畳時) $287.1 \times 10^3$	40	$14.67 \times 10^6$	$50.6 \times 10^3$

衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント $M_{b4a}$ (N・mm)	衝突荷重により生じる曲げモーメント $M_{b4b}$ (N・mm)
(津波時) $2.016 \times 10^6$ (重畳時) $11.5 \times 10^6$	$80 \times 10^6$

衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 $Q_{b4a}$ (N)	衝突荷重により生じるせん断力 $Q_{b4b}$ (N)	アンカーボルト群1列の断面係数 $Z_{b4}$ (mm)	アンカーボルト群1列の本数 $n$ (本)
(津波時) $50.4 \times 10^3$ (重畳時) $287.1 \times 10^3$	$400 \times 10^3$	1225	6

6. 評価結果

津波時及び重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体及び固定部, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b		
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	54.00	154	0.36		
	主桁	1桁	曲げ応力度	42.66	154	0.28	
				2,3桁	39.21	154	0.26
				4桁	30.48	154	0.20
		2,3桁	せん断応力度	24.00	88	0.28	
				27.20	88	0.31	
				18.14	88	0.21	
		1桁	合成応力度*	59.57	154	0.39	
				61.30	154	0.40	
	4桁	43.78	154	0.29			
	補助縦桁	曲げ応力度	7.84	153	0.06		
		せん断応力度	8.89	88	0.11		
		合成応力度*	17.28	154	0.12		
	中央支柱	曲げ応力度	28.97	143	0.21		
		せん断応力度	31.49	88	0.36		
		合成応力度*	61.76	154	0.41		
中央横桁	引張応力度	40.93	153	0.27			
	せん断応力度	33.41	88	0.38			
	合成応力度*	70.88	154	0.47			
固定部	戸当り	支圧応力度	34.00	231	0.15		
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	1.33	13.5	0.10		
		せん断応力度	0.67	1.5	0.45		

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(1) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	242	382	0.64
		せん断応力度	139	217	0.65
		合成応力度*	0.81	1.2	0.68
	ブラケット	曲げ応力度	6	210	0.03
		せん断応力度	41	120	0.35
		合成応力度*	0.12	1.2	0.1
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	14	105	0.14
		せん断	71	85	0.84
		合成*	0.71	1.2	0.60

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(2) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	34	382	0.09
		せん断応力度	20	217	0.10
		合成応力度*	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	6	120	0.05
		合成応力度*	0.01	1.2	0.01
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	5	105	0.05
		せん断	24	85	0.29
		合成*	0.09	1.2	0.08

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

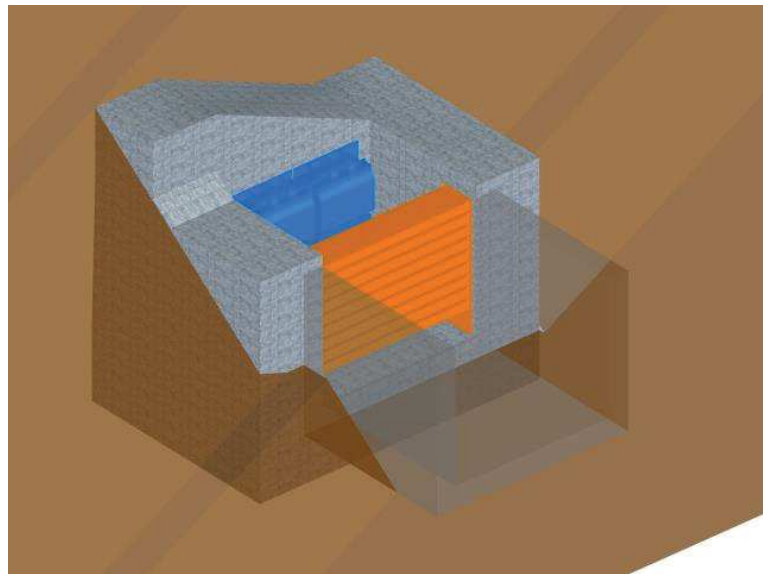
## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7-1に、構造図を図7-2に、概略配筋図を図7-3に示す。



**構造概略図  
(正面)**

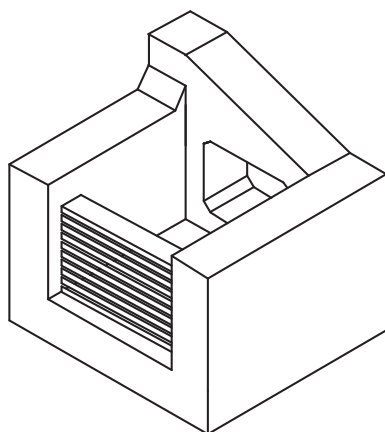


図7-1 出口側集水ピットの概念図

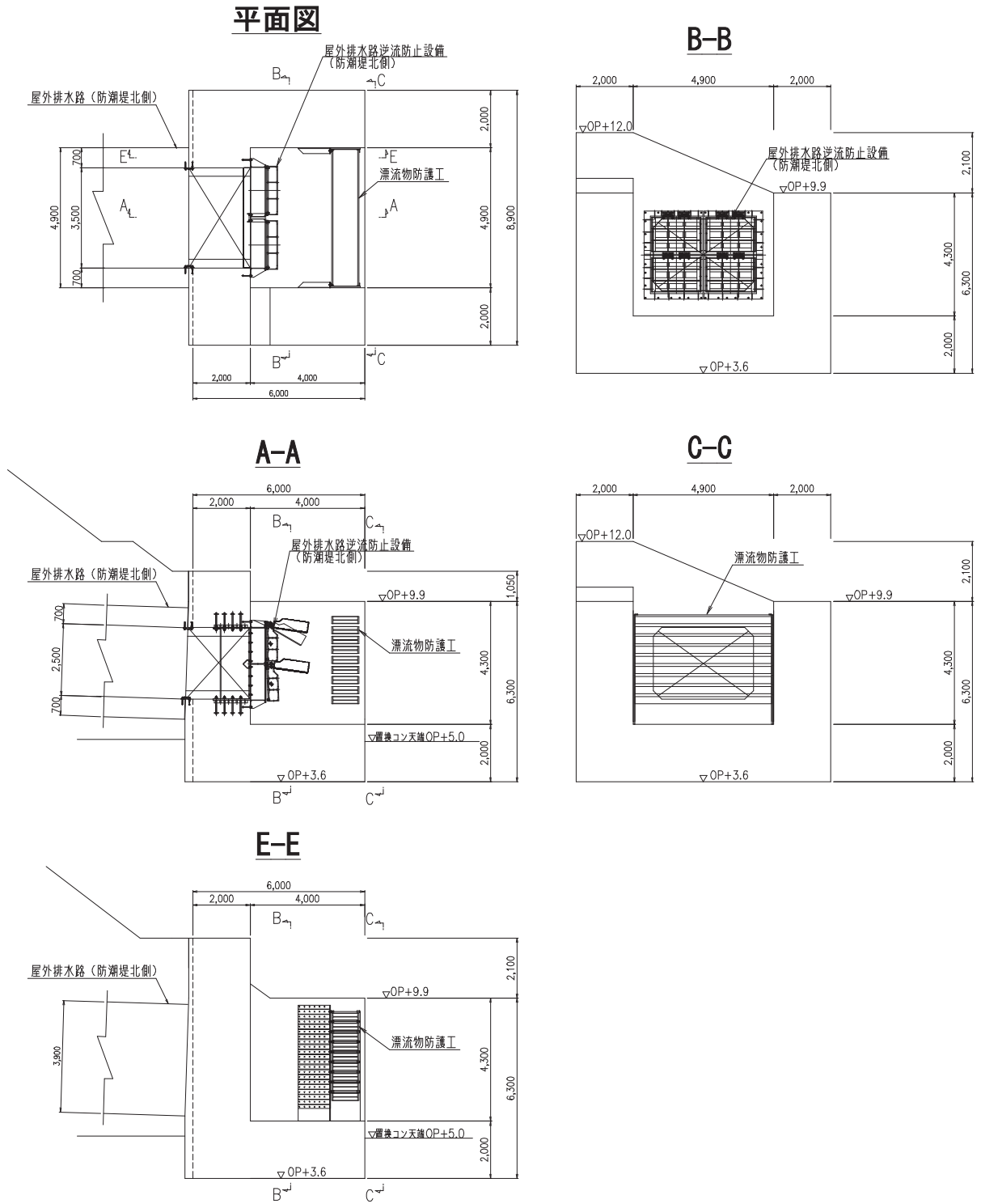
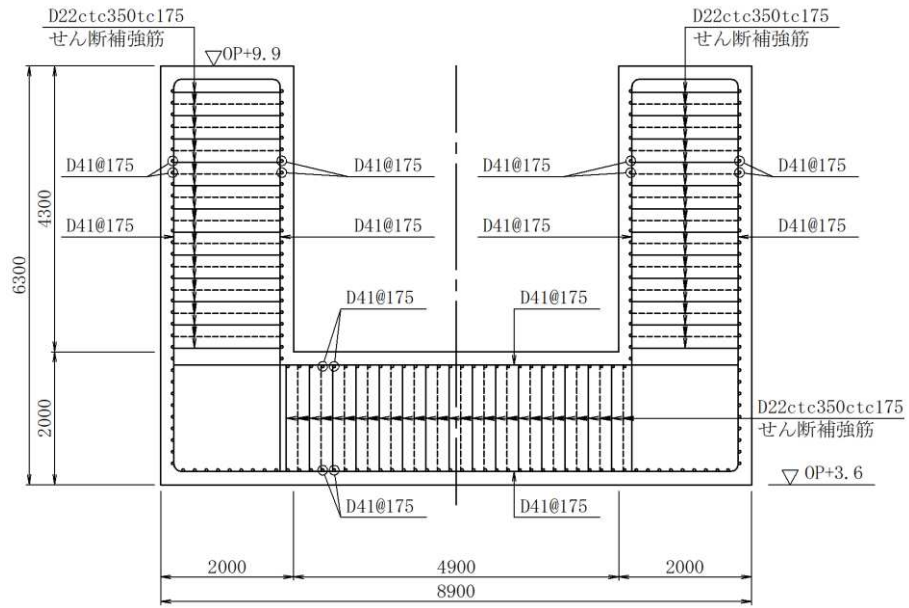


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (単位 : mm)

B-B 断面



E-E 断面

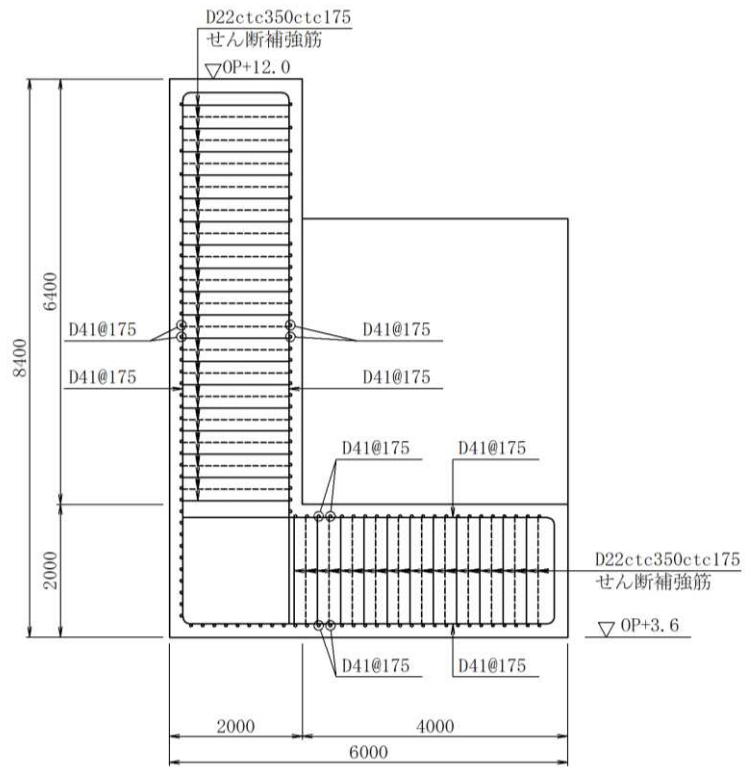


図 7-3 出口側集水ピット概要配筋図 (単位 : mm)

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下、「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7-4 に示す。

表 7-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ・軸力	せん断力
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

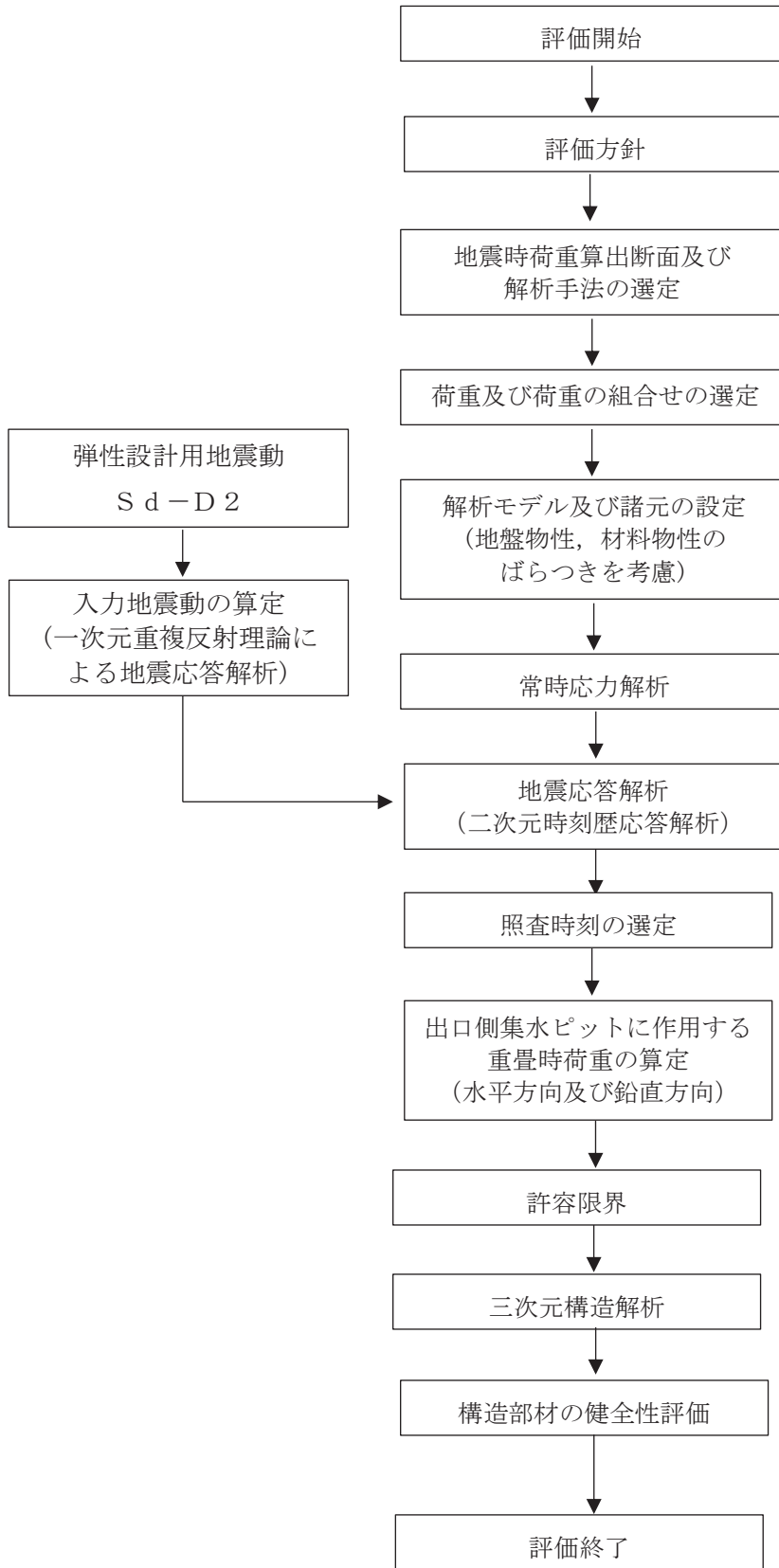


図 7-4 出口側集水ピットの強度評価フロー



### 7.3 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- (2) 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- (3) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (4) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (5) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (6) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- (7) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）

## 8. 強度評価方法

### 8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8-1 に示す。

表 8-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$K_{Sd}$	$\text{kN/m}^2$	余震荷重
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
$M_x, M_y$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
$Q_x, Q_y$	$\text{kN/m}$	面外せん断力
$N_x, N_y$	$\text{kN/m}$	軸方向力
$N_{xy}$	$\text{kN/m}$	面内せん断力
$M_{xy}$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント

## 8.2 評価対象断面

出口側集水ピットの重畳時荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。重畳時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピット及び屋外排水路の縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8-2 に示す。

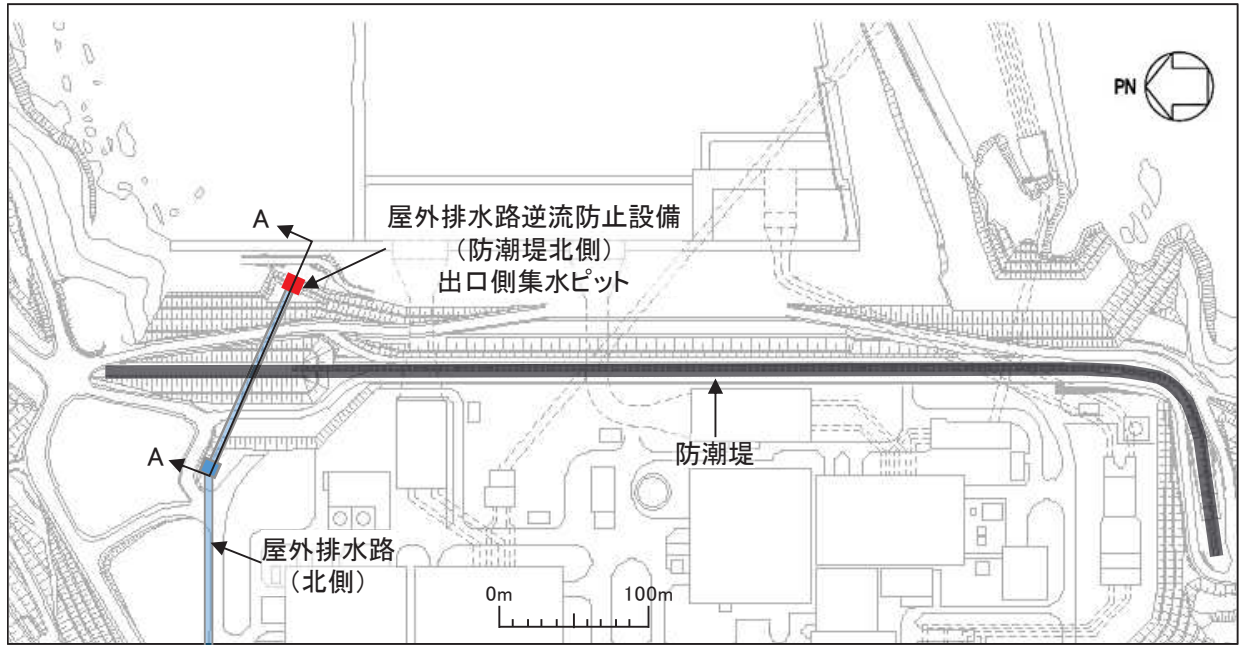


図 8-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

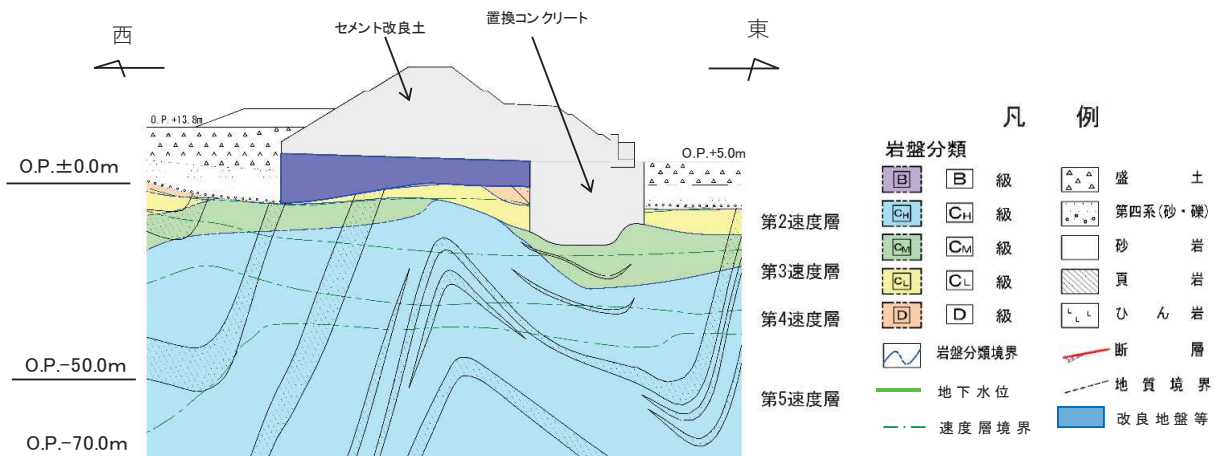


図 8-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

#### 8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び漂流物防護工の荷重を考慮する。また、積雪荷重 $P_s$ を含めて地表面に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である $43\text{cm}$ に平均的な積雪荷重を与えるための係数 $0.35$ を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量 $1\text{cm}$ ごとに $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

海側は津波により水位が上昇しているため、海側から山側への風荷重は考慮しない。また、逆方向である山側から海側に風荷重が作用する場合を想定するが、この方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

なお、衝突荷重と組合せる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

(6) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重については、 $2.15\text{t}$ の車両を対象に「FEMA (2012) \*」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の最上部とする。

衝突荷重を表 8-2 に示す。

注記 \* : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 8-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 8-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

$G$  : 固定荷重

$P$  : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

## 8.4 許容限界

### 8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8-4 及び表 8-5 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8-4 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	f' ck=30.0(N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	11.0
許容せん断応力度 $\tau_{al}$		0.5	0.75

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8-5 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

#### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8-4 及び表 8-5 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

## 8.5 評価方法

### 8.5.1 津波時

#### (1) 二次元静的解析

##### a. 荷重算出断面

出口側集水ピットの津波時荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。津波時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8-2 に示す。

##### b. 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### (a) 構造部材

出口側集水ピットは、西壁及び底版は線形はり要素（ビーム要素）、南北壁は平面応力要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

##### (b) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に出口側集水ピットの挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8-6 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 $\sigma$ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 8-6 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

(c) 解析ケースの選定

津波時においては, 表 8-6 に示すケース①～③を実施する。



c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-3 に示す。

イ. 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、西壁及び底版は線形はり要素（ビーム要素）、南北壁は平面ひずみ要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）の鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

ニ. 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、一般部に分布するD級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。

ホ. ジョイント要素の設定

「セメント改良土・改良地盤と盛土・旧表土」、「改良地盤と岩盤」、「置換コンクリートと岩盤」、「置換コンクリートと盛土・旧表土」、「セメント改良土と改良地盤」、「改良地盤と置換コンクリート」、「出口側集水ピットとセメント改良土」及び「出口側集水ピットと置換コンクリート」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

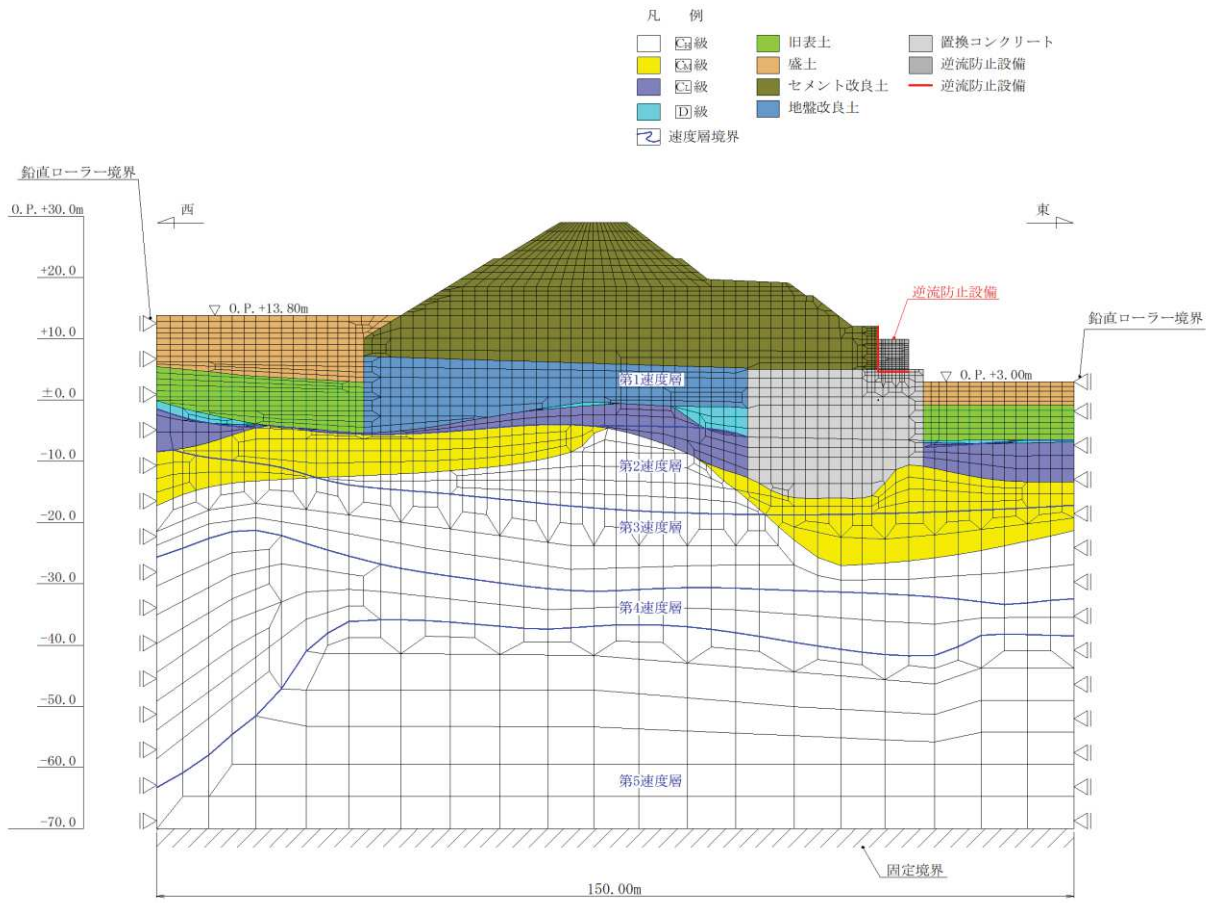


図 8-3 出口側集水ピットの解析モデル（津波時）

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-7 に、材料の物性値を表 8-8 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 8-7 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8-8 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2
コンクリート （防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート）	22.5	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

(c) 地盤の物性値

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

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

(d) 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8-9 に示す。

表 8-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

(2) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8-4 に評価対象部材を示す。

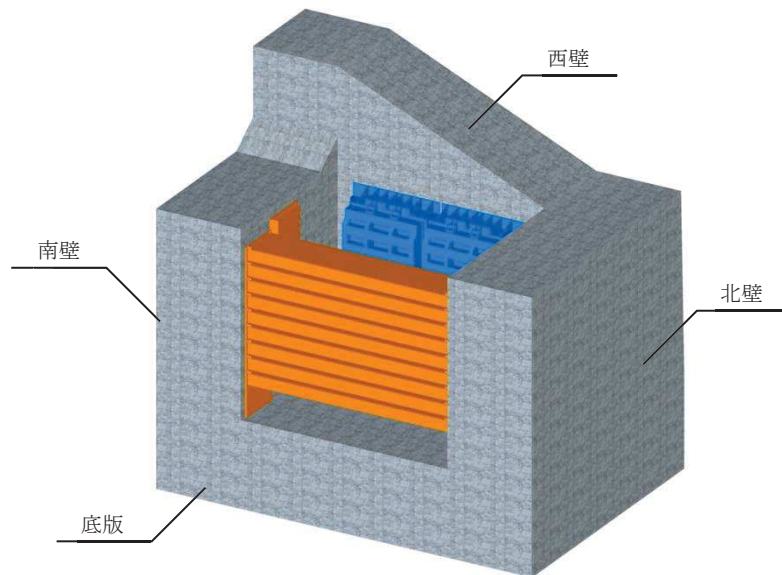


図 8-4 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に、要素分割図を図 8-6 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

津波時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、西壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

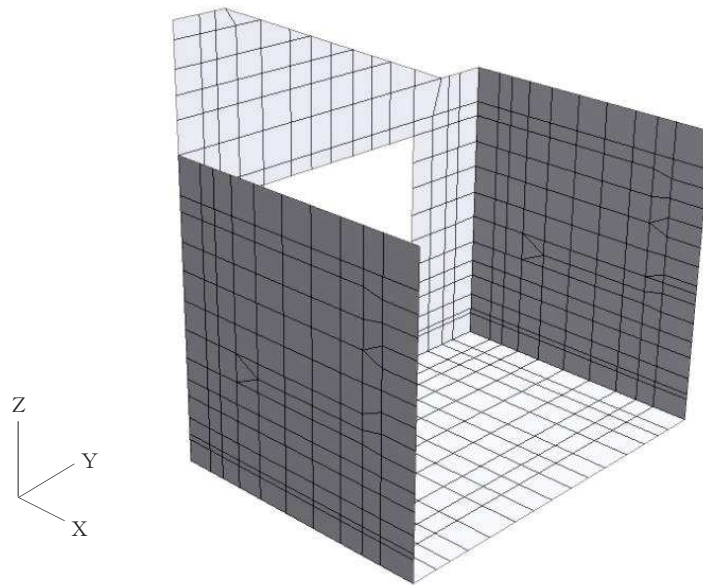
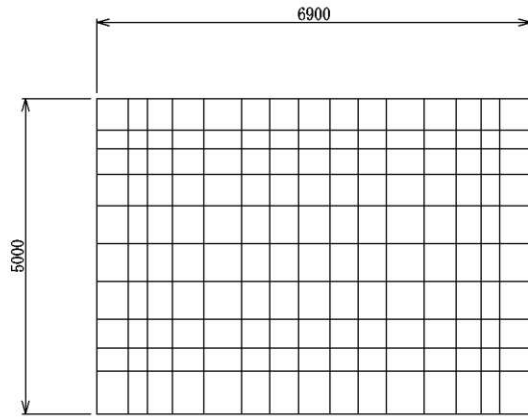
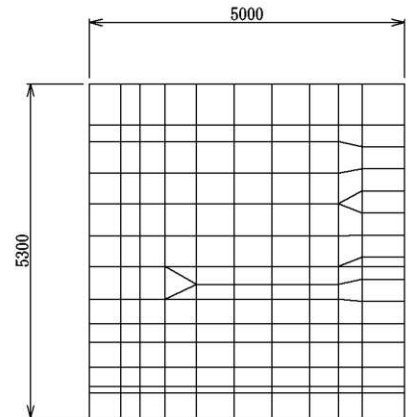


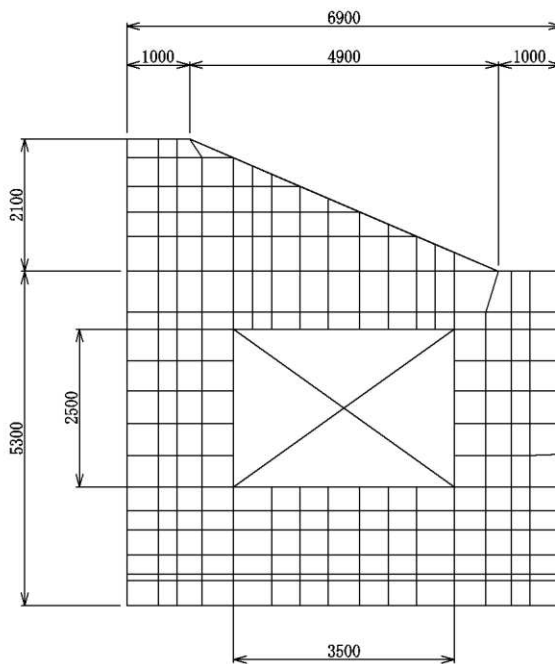
図 8-5 出口側集水ピットのモデル概念図



(a) 底板



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 8-6 要素分割図 (単位 : mm)

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1(1)c. (b) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

d. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく a. 照査時刻で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8-10 に示す。

表8-10 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	静水圧	躯体側面，上面に作用する静水圧

なお，衝突荷重の作用位置は図 8-7 に示す 3 パターンを実施する。

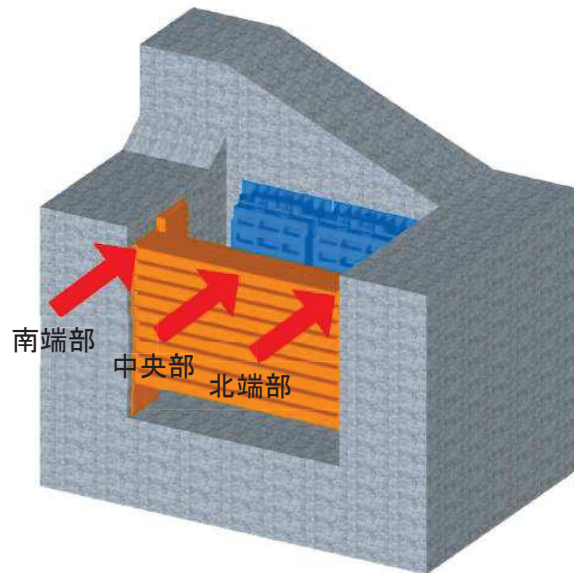


図 8-7 衝突荷重作用位置

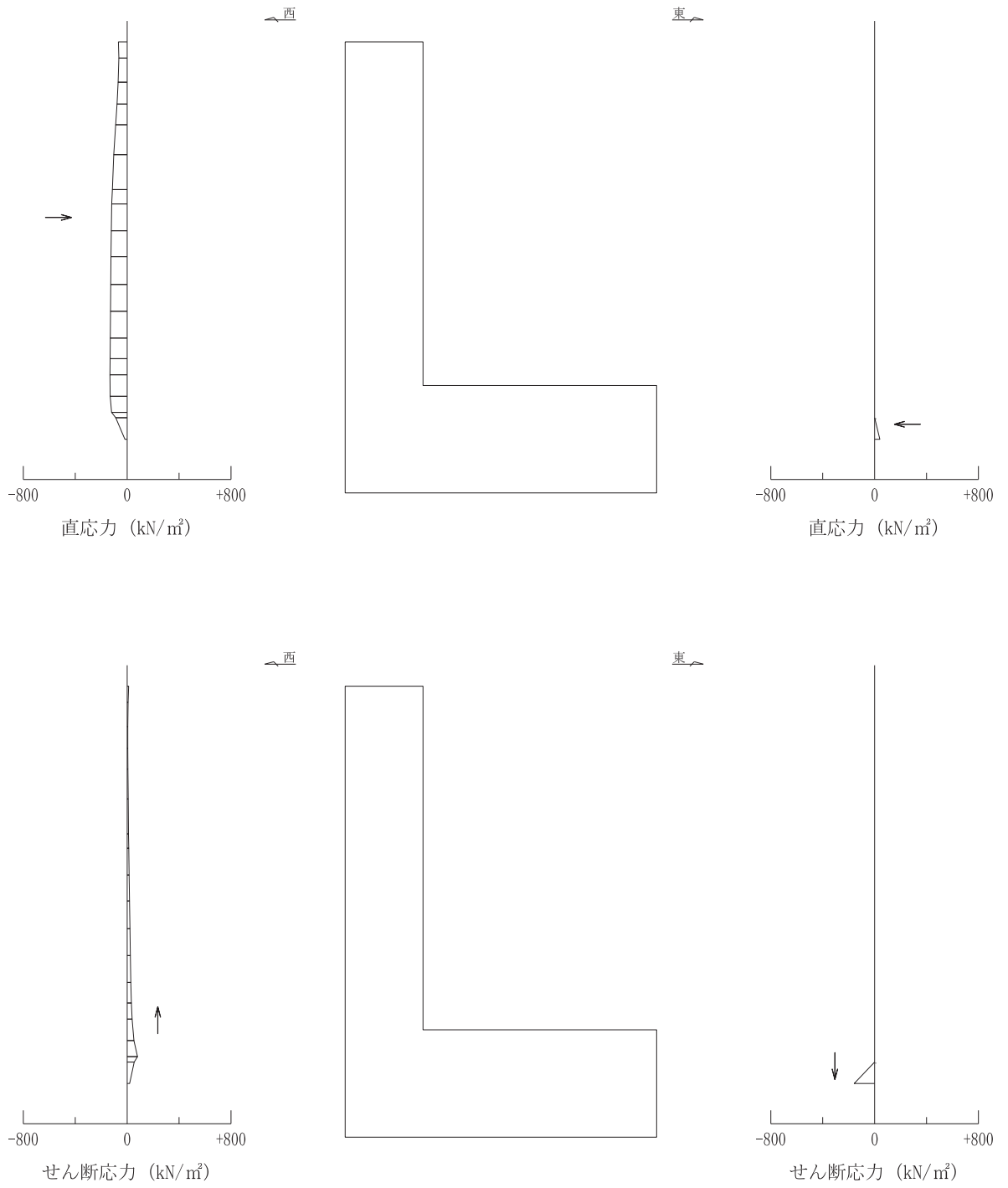


図 8-8 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース③)



e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8-9 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-10～図 8-14 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-15、図 8-16 に示す。

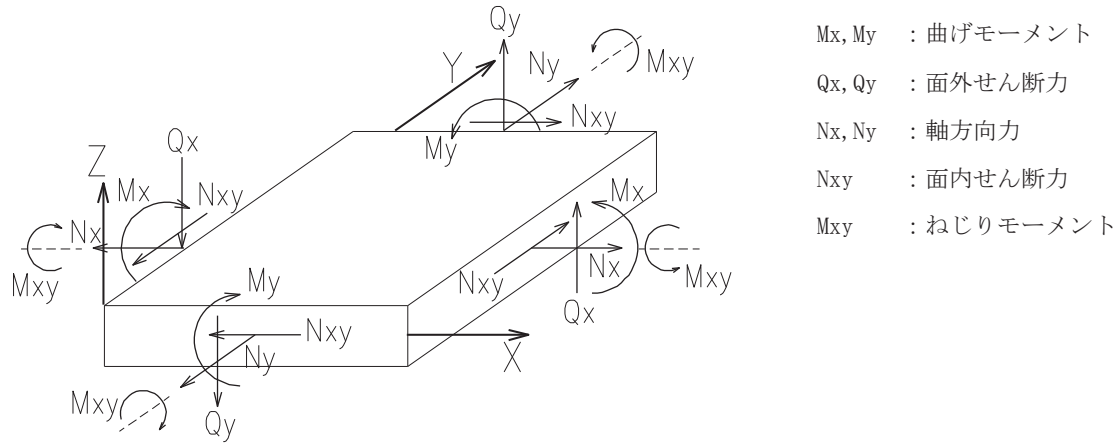


図 8-9 シェル要素における応答断面力

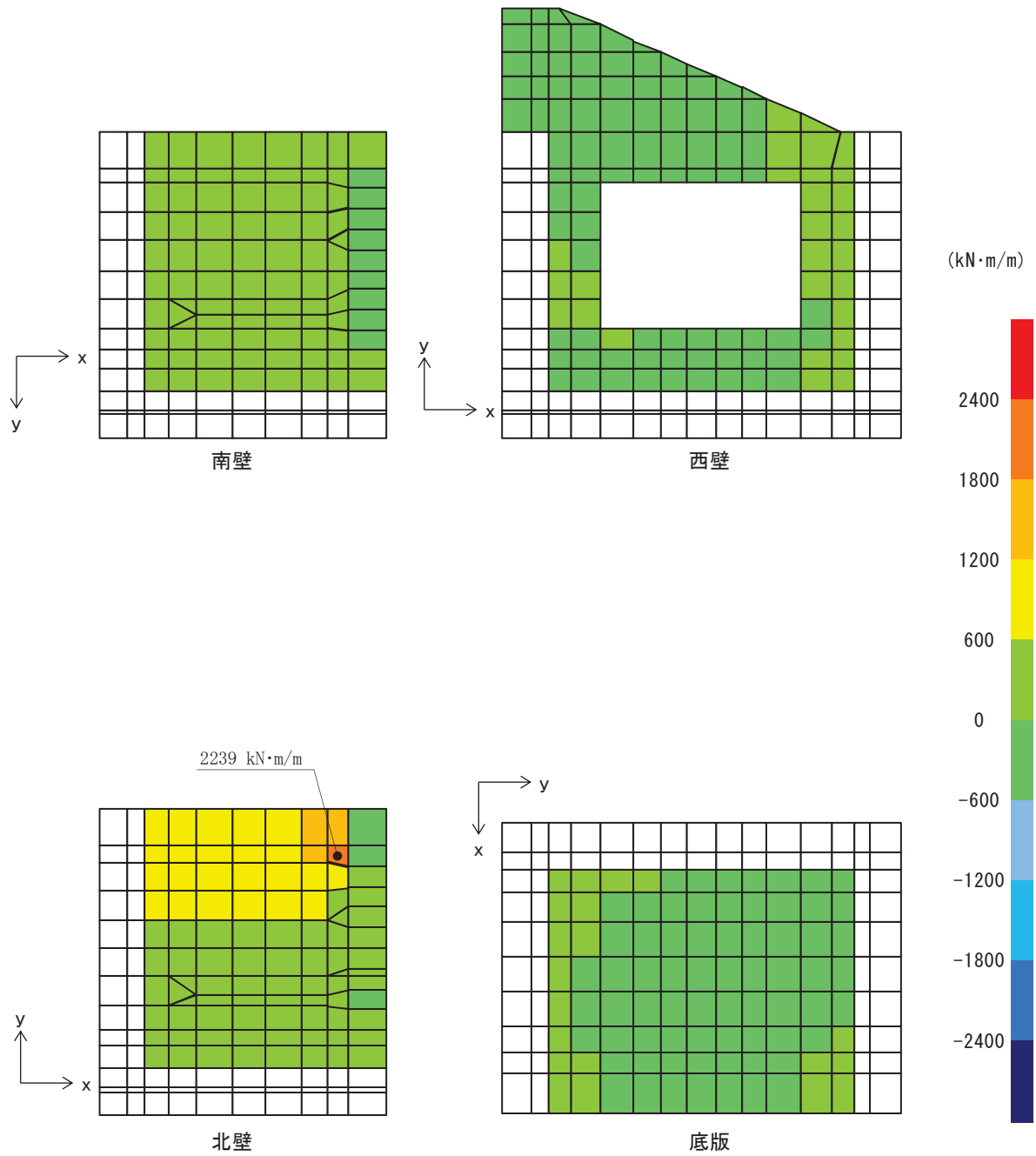


図 8-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (曲げモーメント(kN・m/m) :  $M_x$ )  
 (北壁, 解析ケース③, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

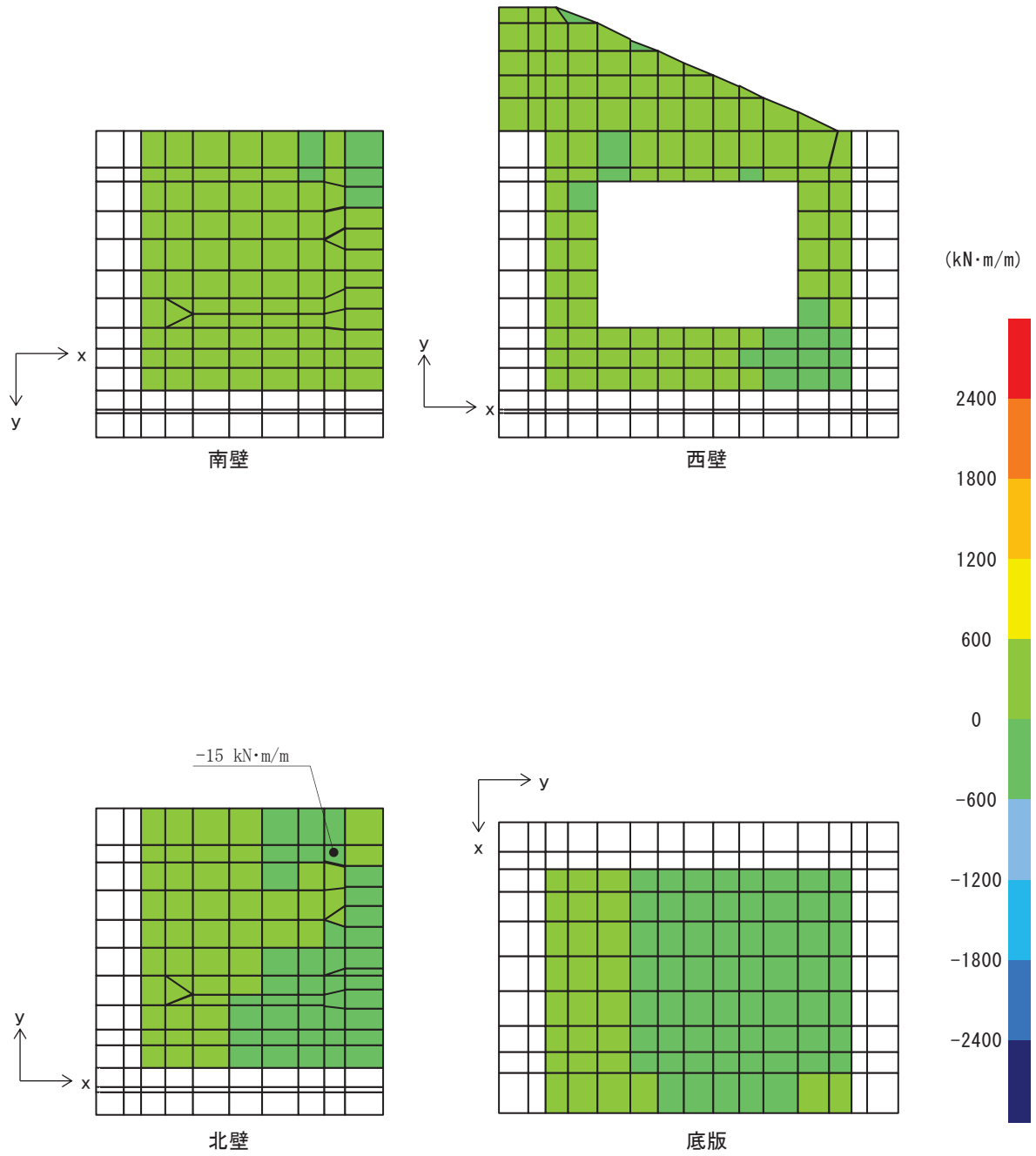


図 8-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) :  $M_y$ )  
 (北壁, 解析ケース③, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

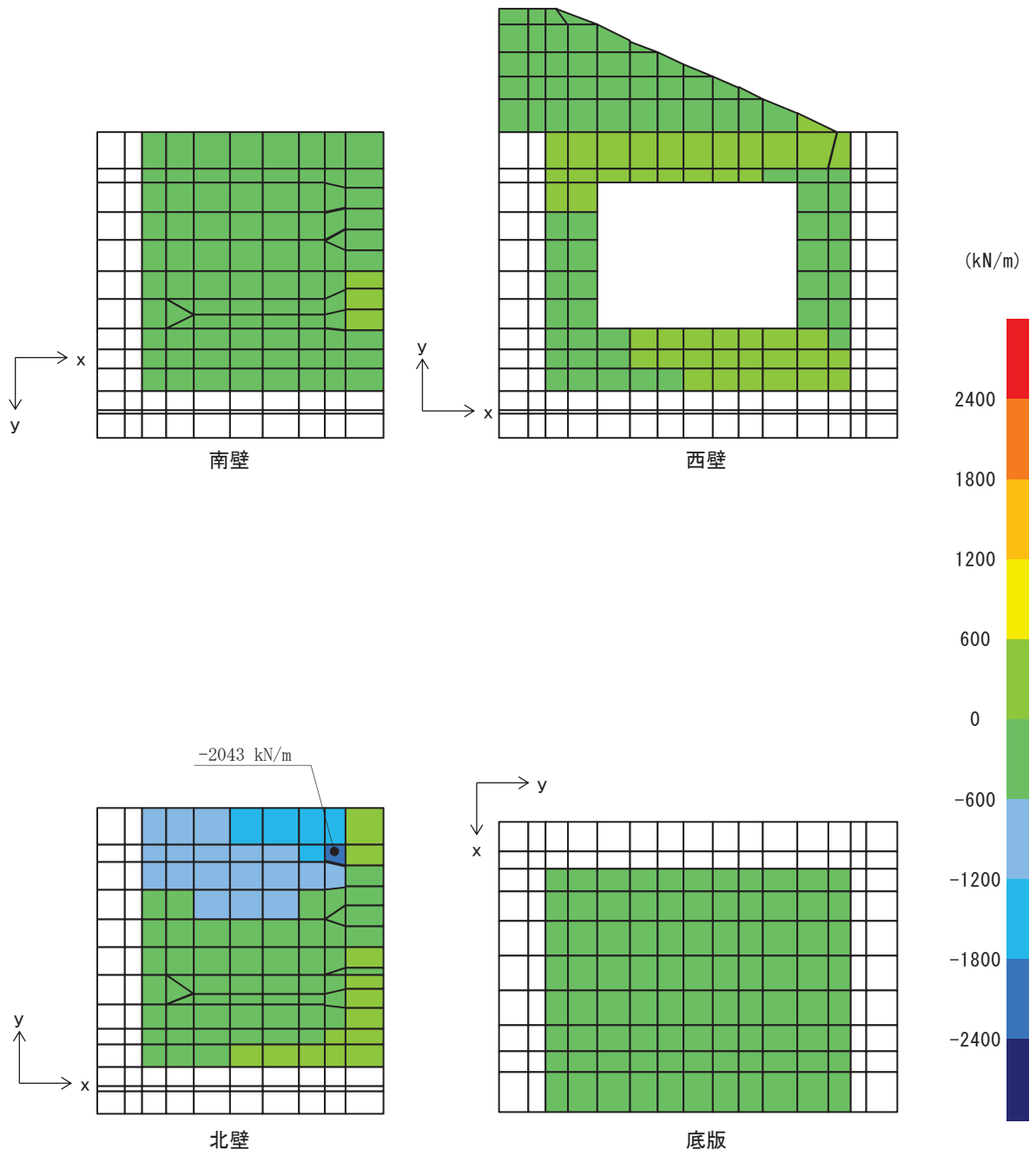


図 8-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (軸力(kN/m) : N<sub>x</sub>)  
 (北壁, 解析ケース③, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

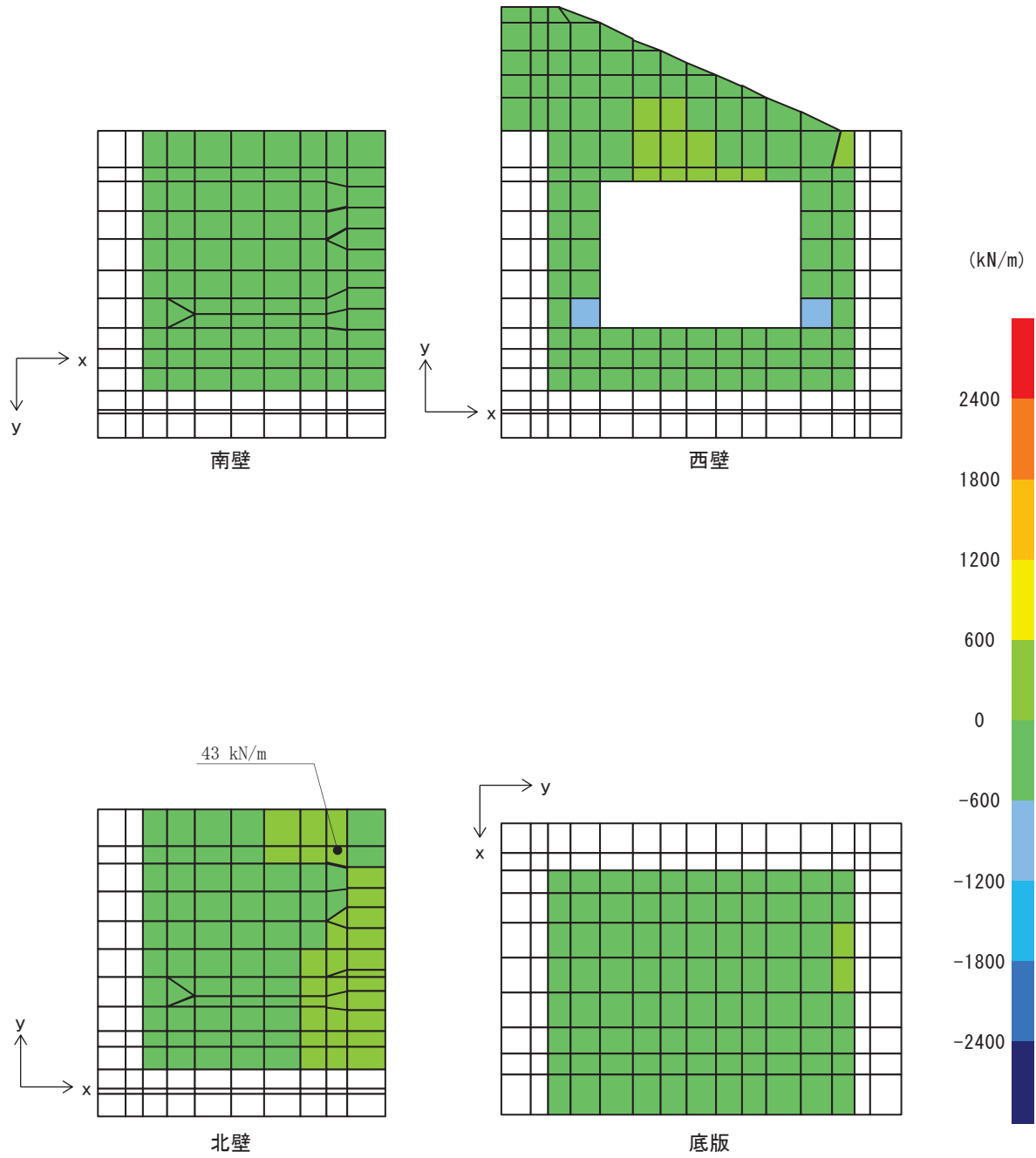


図 8-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) :  $N_y$ )

(北壁, 解析ケース③, 衝突荷重作用位置: 北端部)

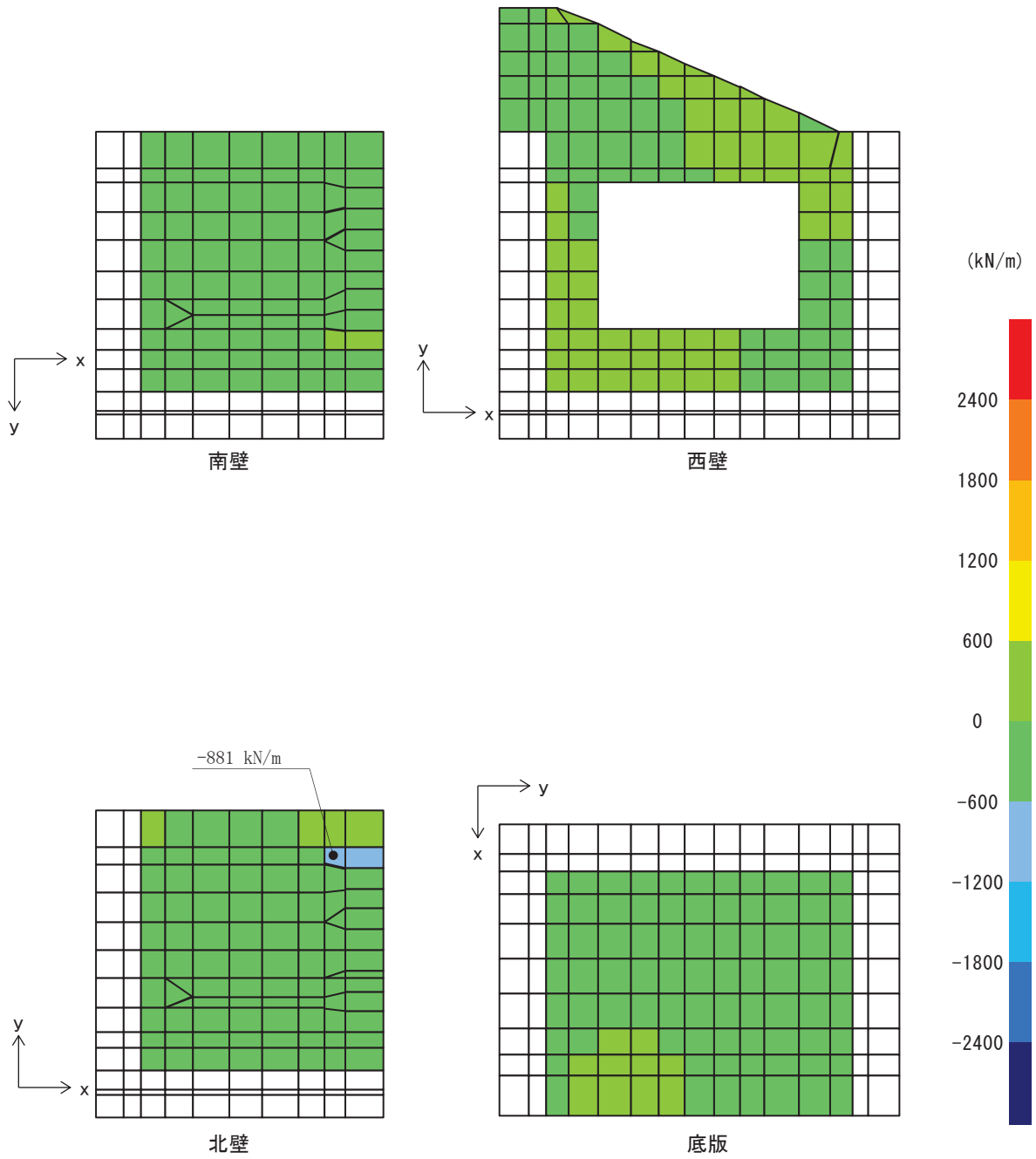


図8-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力(kN/m) :  $N_{xy}$ )

(北壁, 解析ケース③, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

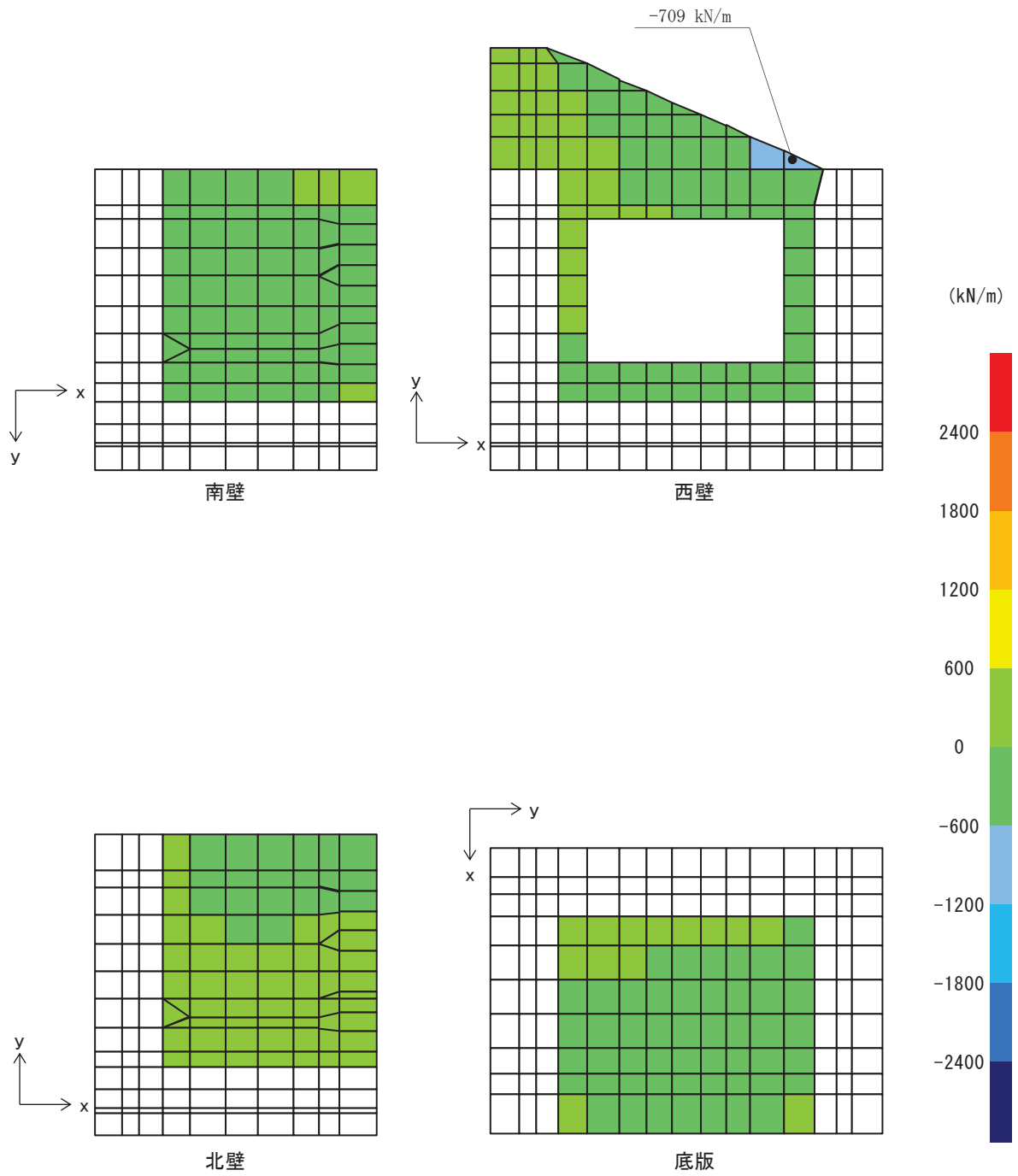


図8-15 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

(西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置: 北端部)

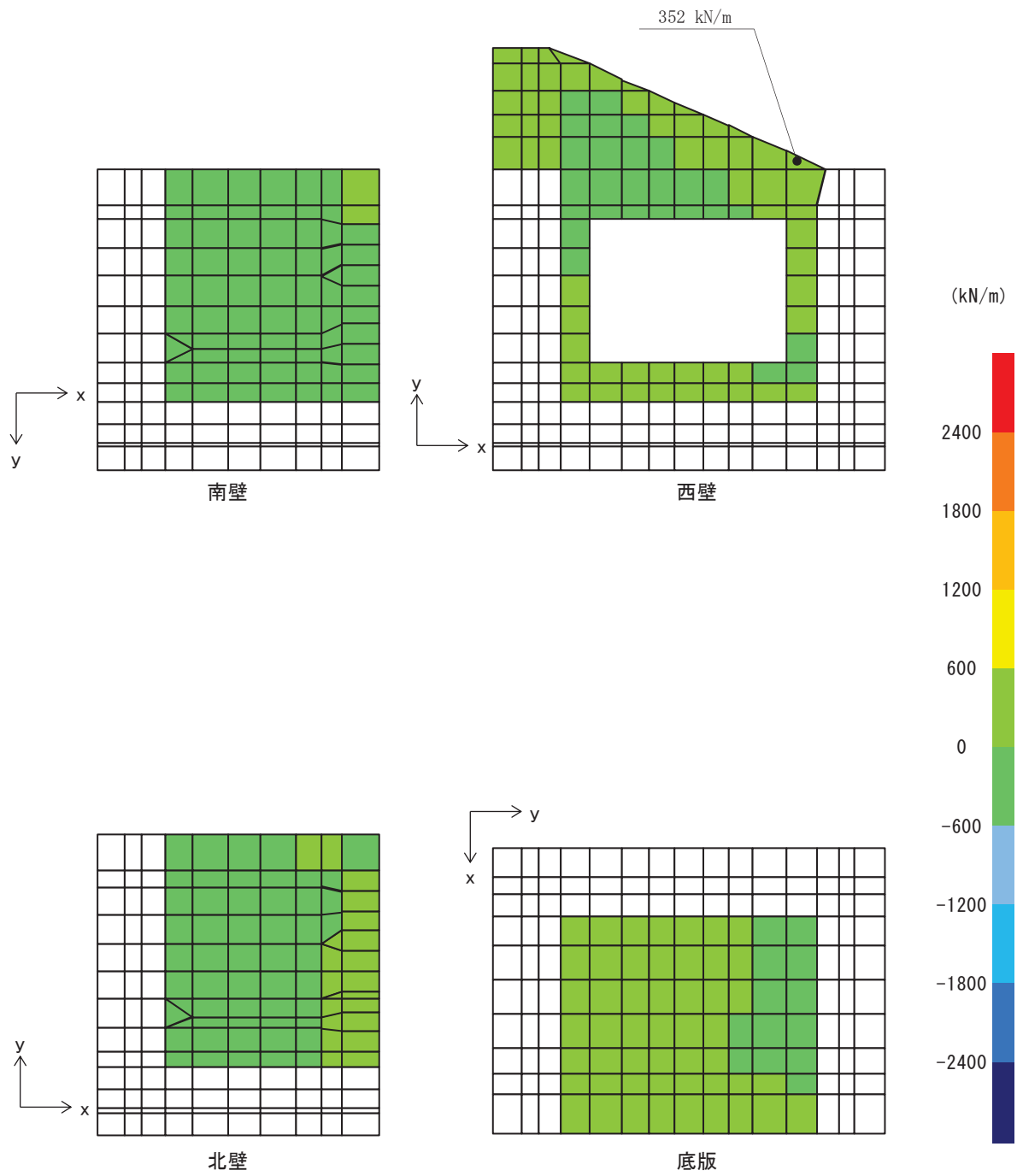


図8-16 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力(kN/m) :  $Q_y$ )

(西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)



(3) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元静的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

## 8.5.2 重畳時

### (1) 二次元動的解析

#### a. 荷重算出断面

出口側集水ピットの重畳時荷重算出断面位置を図 3-1 に示す。重畳時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8-2 に示す。

#### b. 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### (a) 構造部材

出口側集水ピットは、西壁及び底版は線形はり要素（ビーム要素）、南北壁は平面ひずみ要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

#### (b) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8-11 に示す。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

表 8-11 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(c) 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) とする。

(d) 解析ケースの選定

重畳時においては, 弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して, 解析ケース① (基本ケース) を実施する。解析ケース①において, 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して, 最も厳しい地震動を用いて表 8-11 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8-12 に示す。

また, 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) に対する応答加速度抽出において, 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-12 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性		平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。	
		-+*1	○		

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

\*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

図 8-17 に入力地震動算定の概念図を、図 8-18 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

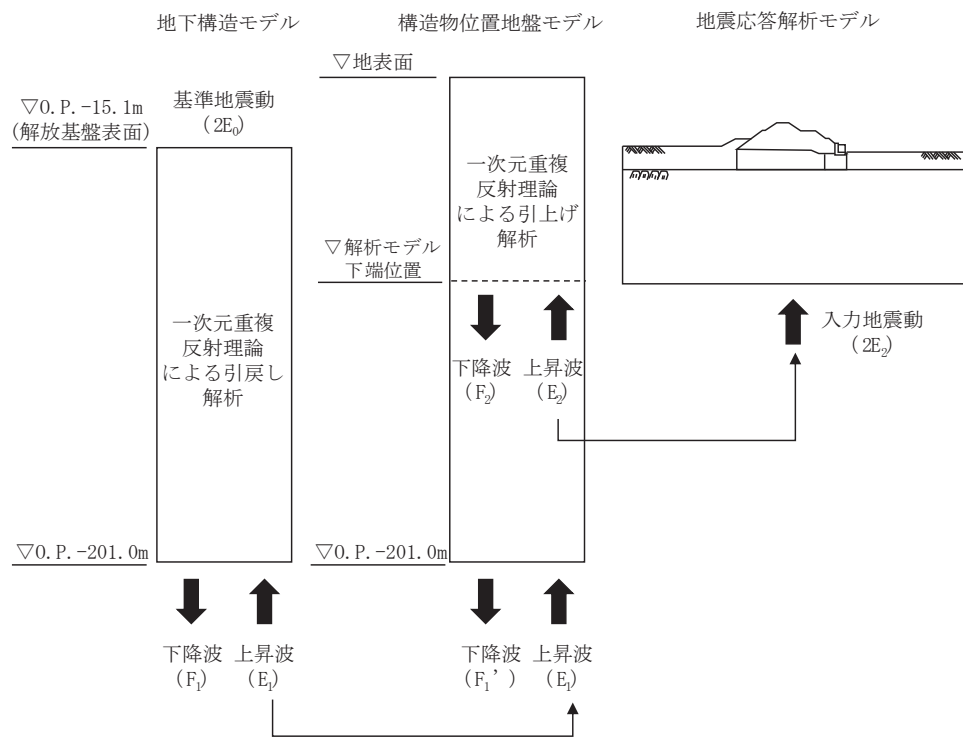
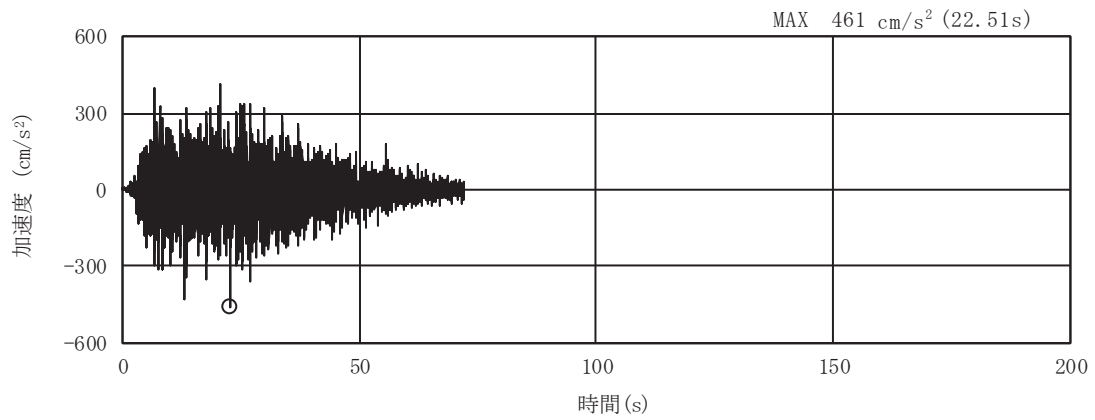
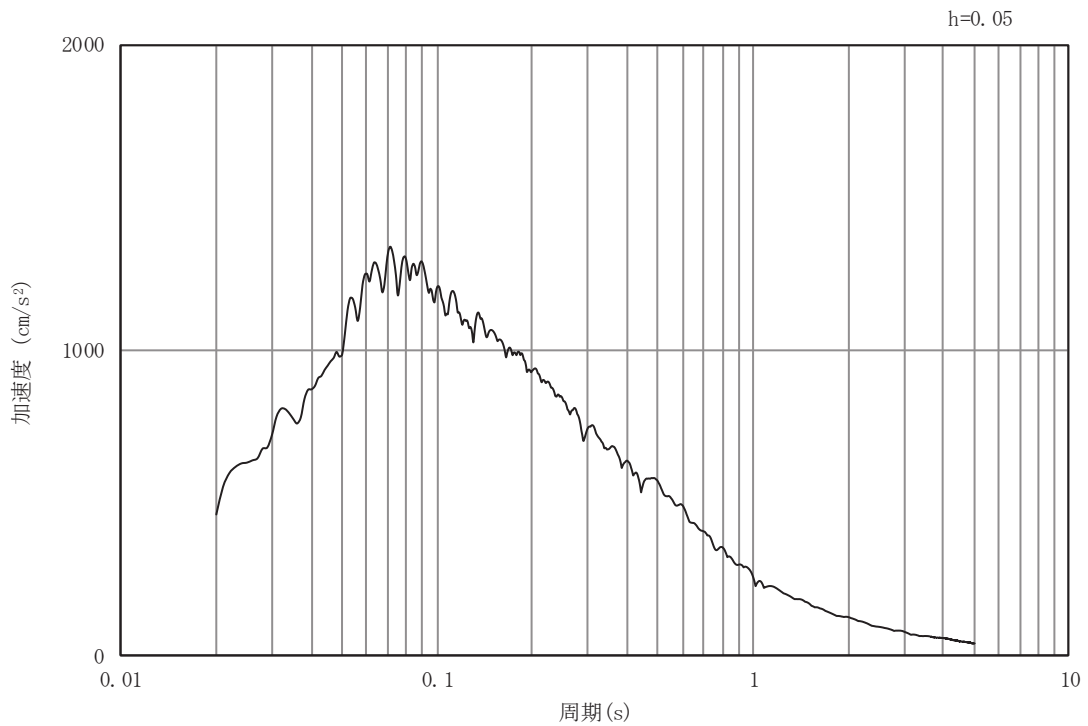


図 8-17 入力地震動算定の概念図

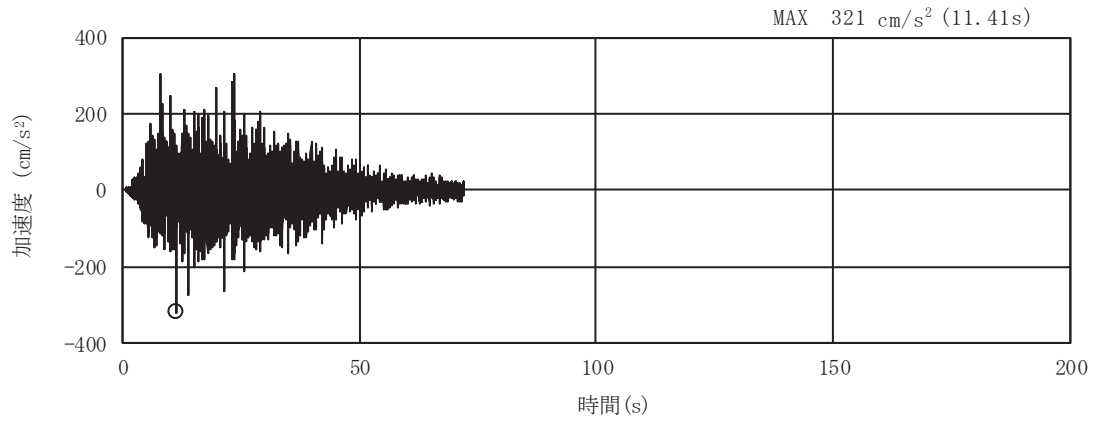


(a) 加速度時刻歴波形

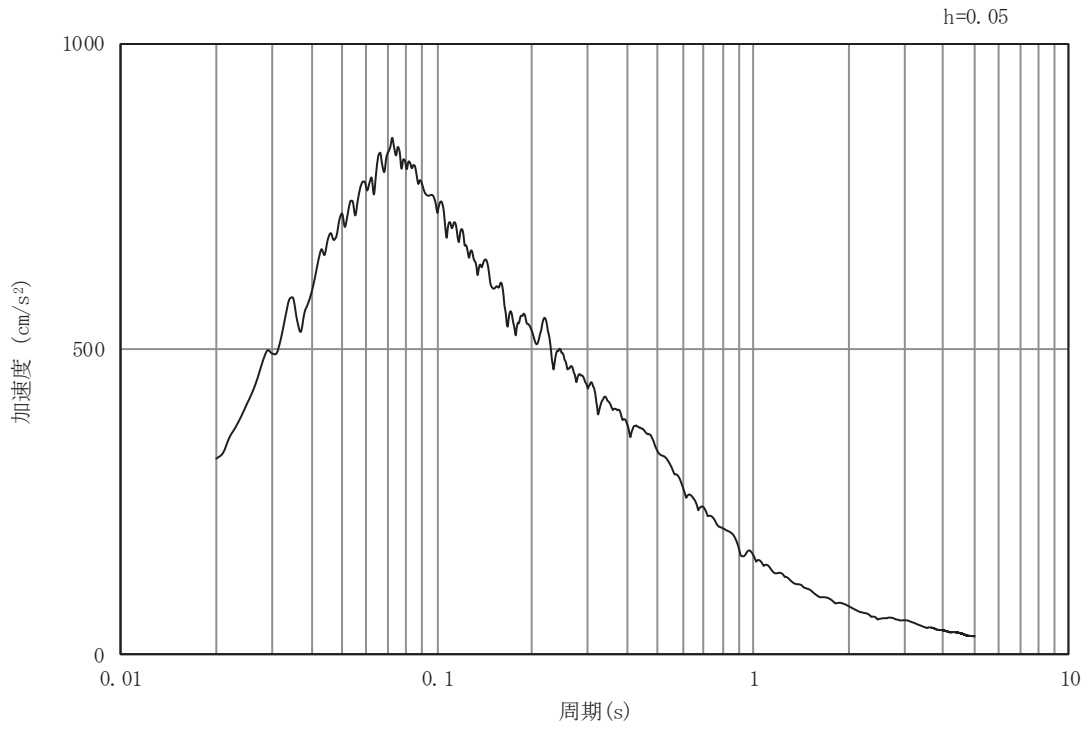


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-18 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-18 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2)

d. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-19 に示す。

イ. 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、西壁及び底版は線形はり要素（ビーム要素）、南北壁は平面ひずみ要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）の鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

ニ. 地盤のモデル化

地盤のモデル化は、「8.5.1 津波時」と同様である。

ホ. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

ヘ. ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は、「8.5.1 津波時」と同様である。



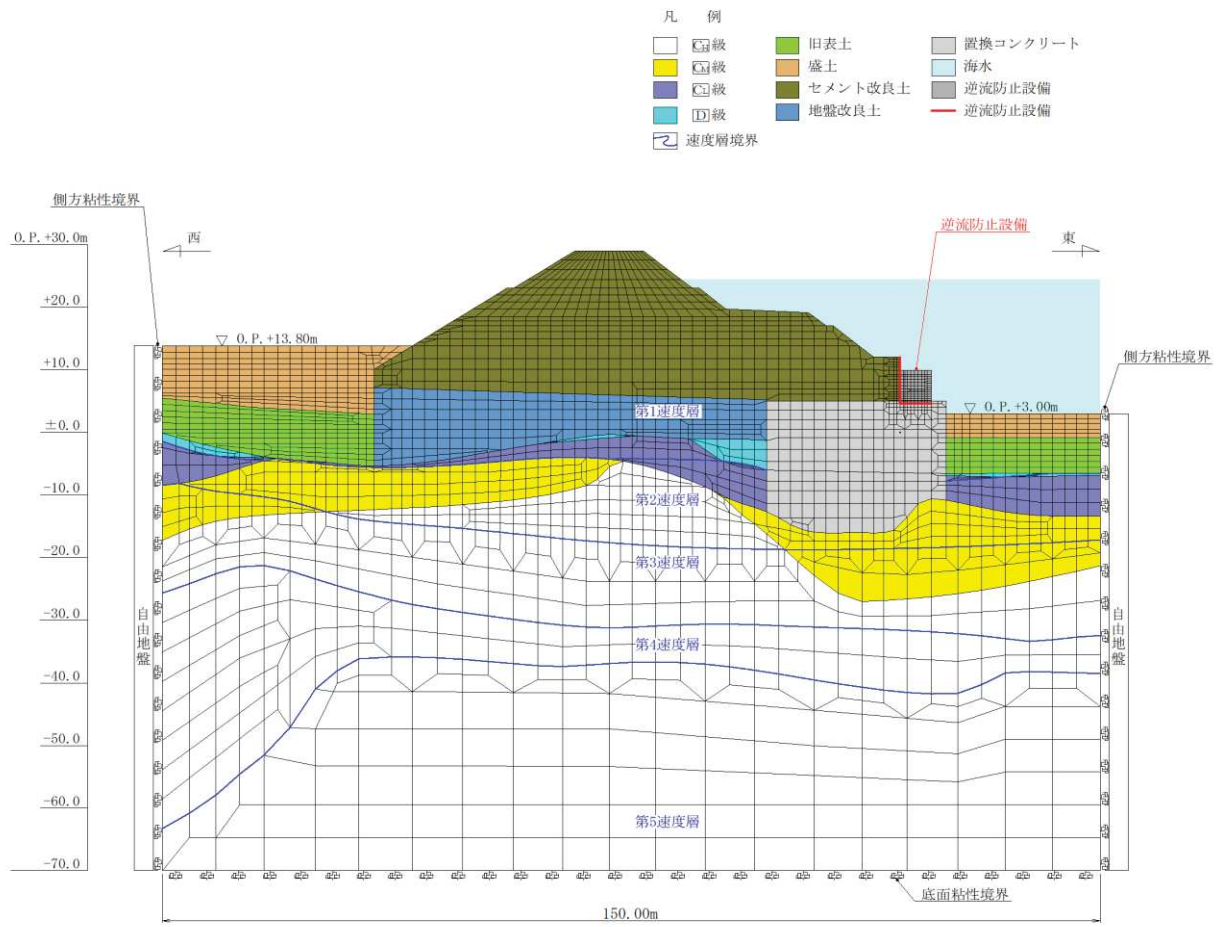
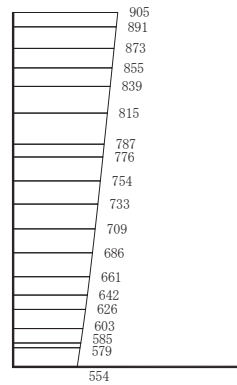


図 8-19 出口側集水ピットの解析モデル (重畳時)

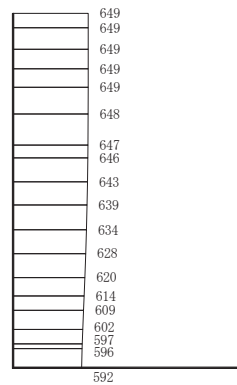
- (b) 使用材料及び材料の物性値  
使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。
  
- (c) 地盤の物性値  
地盤の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。
  
- (d) 地下水位  
地下水位は、「8.5.1 津波時」と同様であり、図 8-2 のとおりである。

(2) 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた各ケースの東西方向の最大加速度分布を図 8-20 に示す。



(a) S d - D 2 (++) 水平

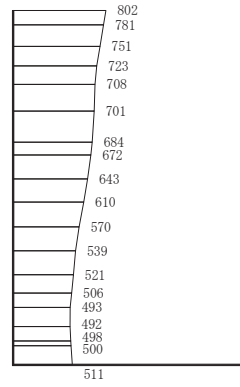


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

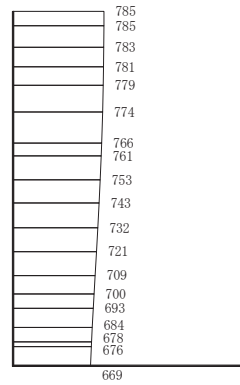
構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8-20 (1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平

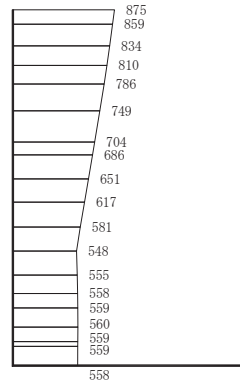


(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

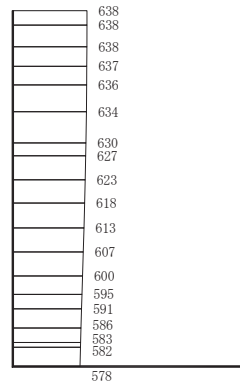
構造スケール 0  2 (m)

応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8-20 (2) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平

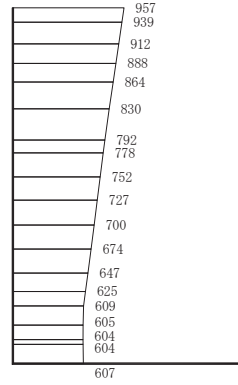


(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

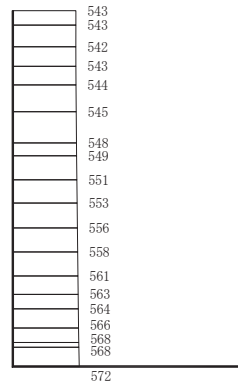
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8-20 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平

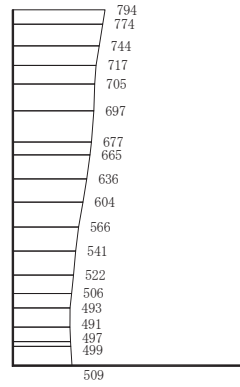


(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

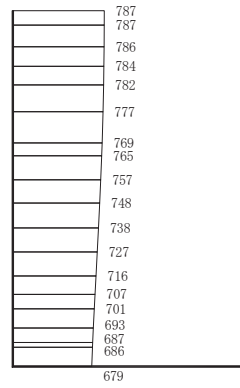
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 8-20 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平



(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8-20 (5) 最大加速度分布図

(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) の実剛性を考慮した解析ケース

(3) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8-21 に評価対象部材を示す。

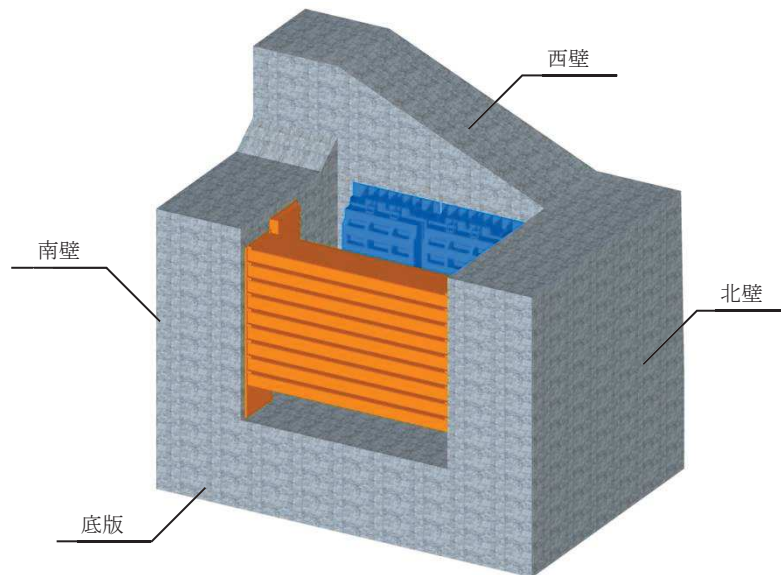


図 8-21 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-22 に、要素分割図を図 8-23 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。



地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、西壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

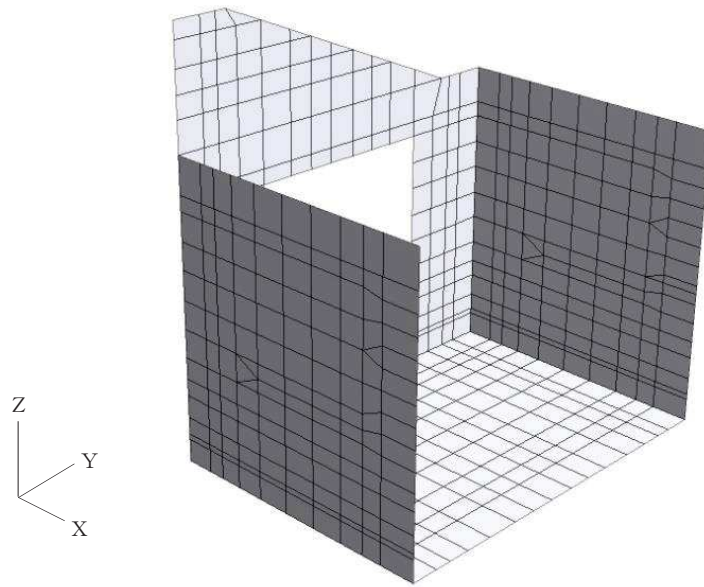


図 8-22 出口側集水ピットのモデル概念図

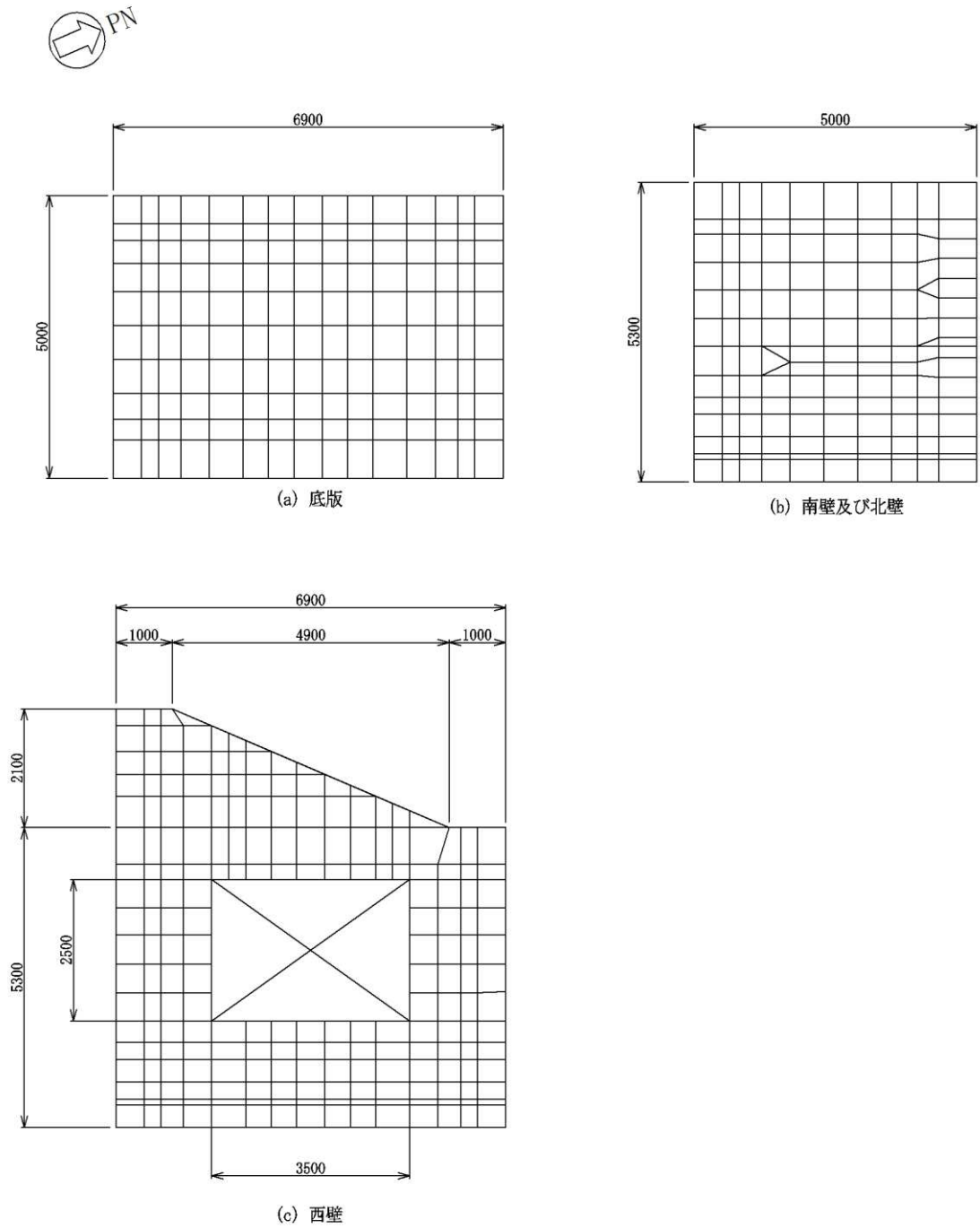


図 8-23 要素分割図 (単位 : mm)

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。

d. 照査時刻及び入力荷重

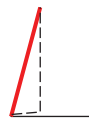

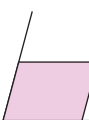
(a) 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8-13 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8-24, 図 8-25 に示す。

表 8-13 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

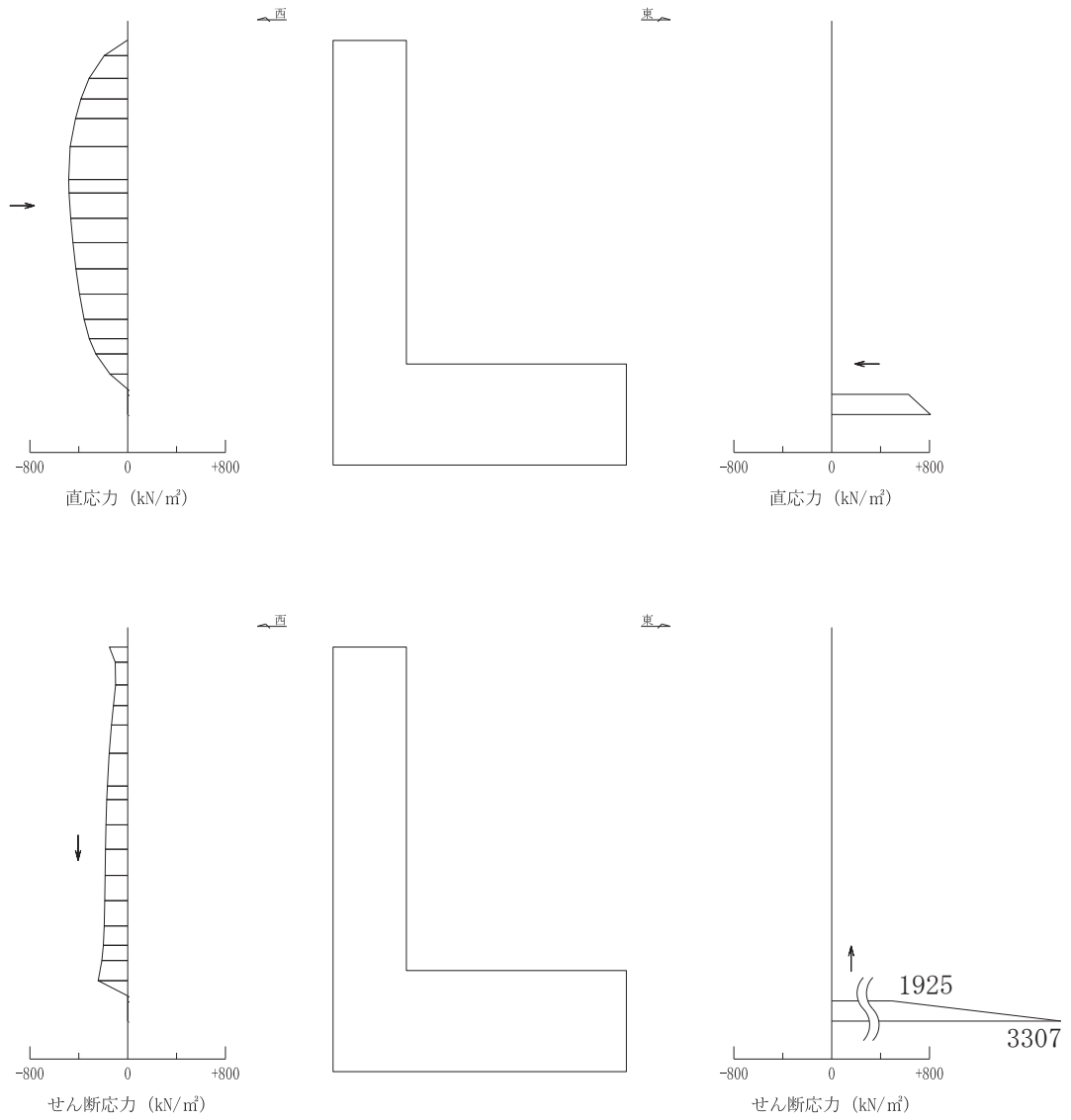
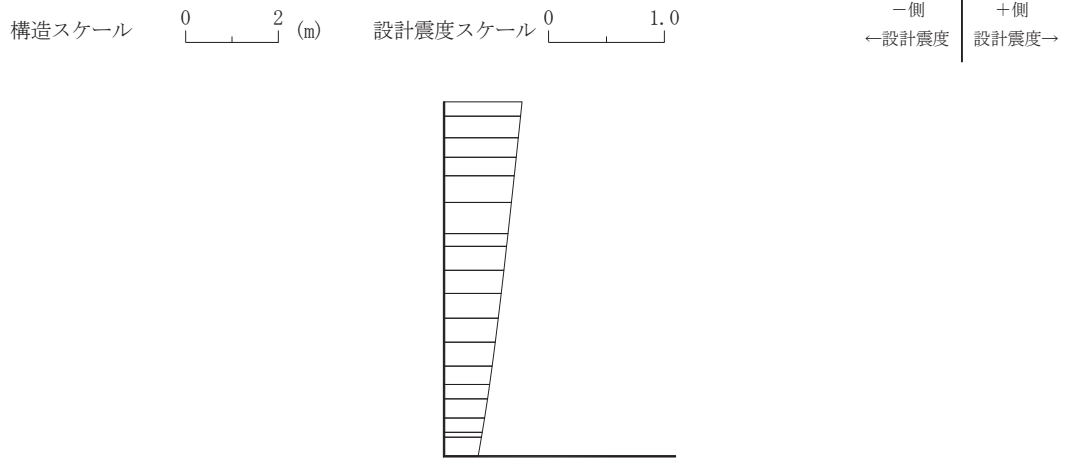
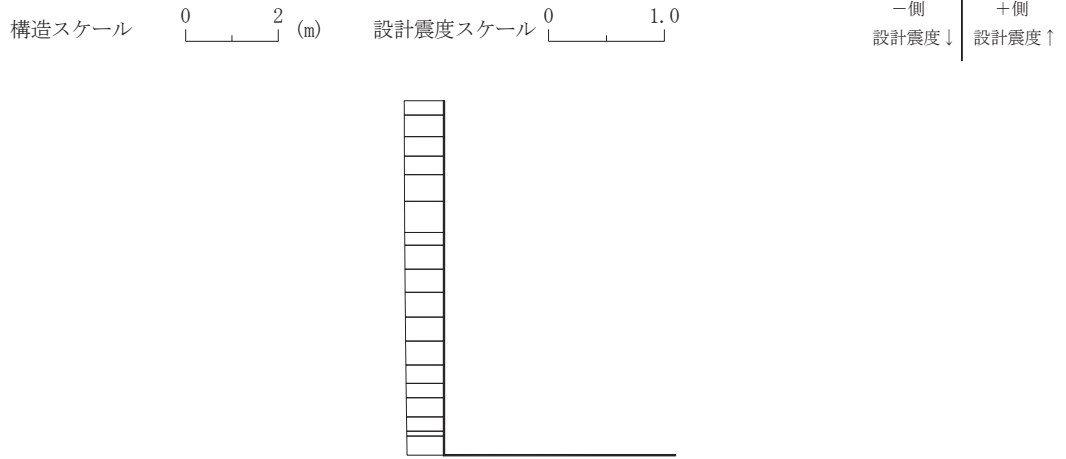


図 8-24 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



設計水平震度



設計鉛直震度

図 8-25 照査値最大時刻震度分布図  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

(b) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「8.5.2(3)d.(a) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8-14 に示す。

表8-14 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面, 上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

注記\* : 動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8-26 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-27～図 8-31 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8-32, 図 8-33 に示す。

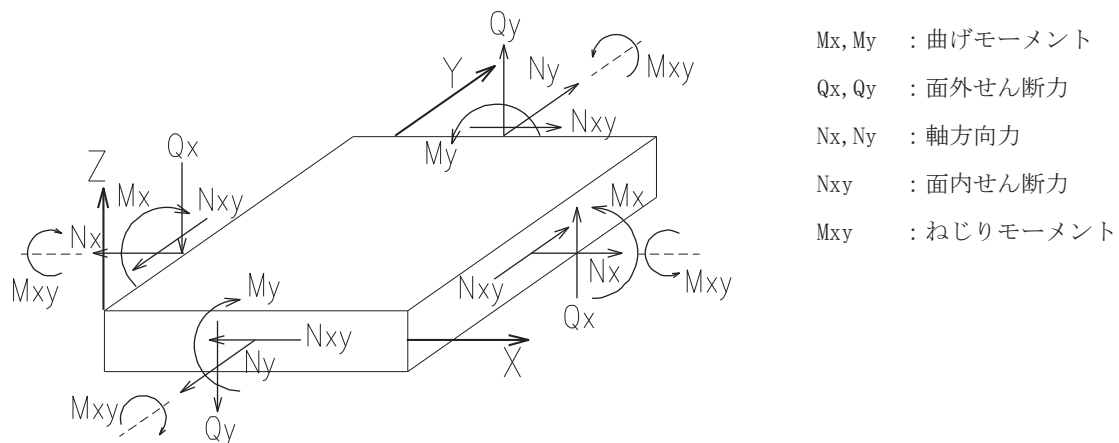


図 8-26 シェル要素における応答断面力

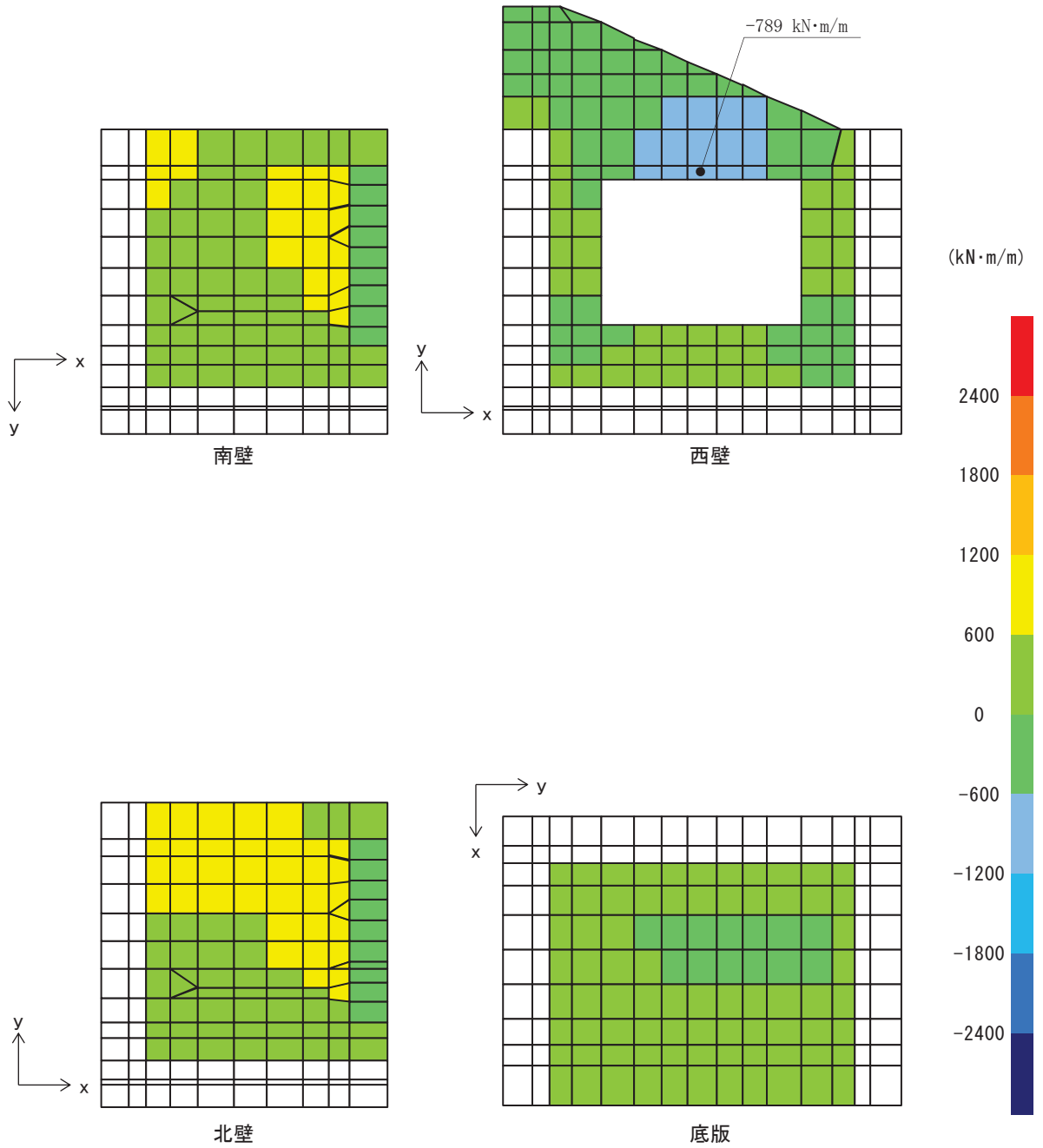


図 8-27 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント  $(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$  :  $M_x$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

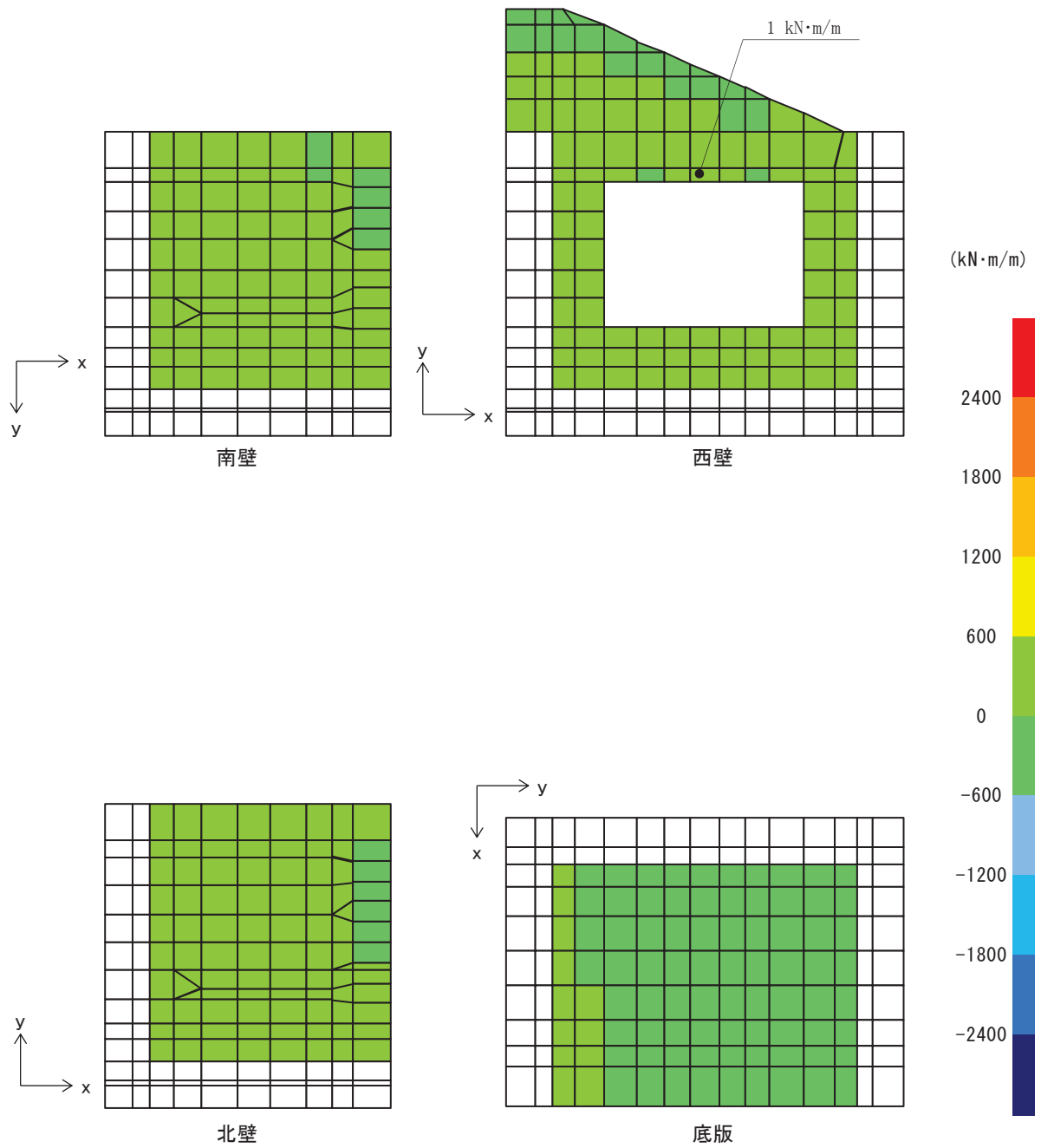


図8-28 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) :  $M_y$ )  
 (西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))



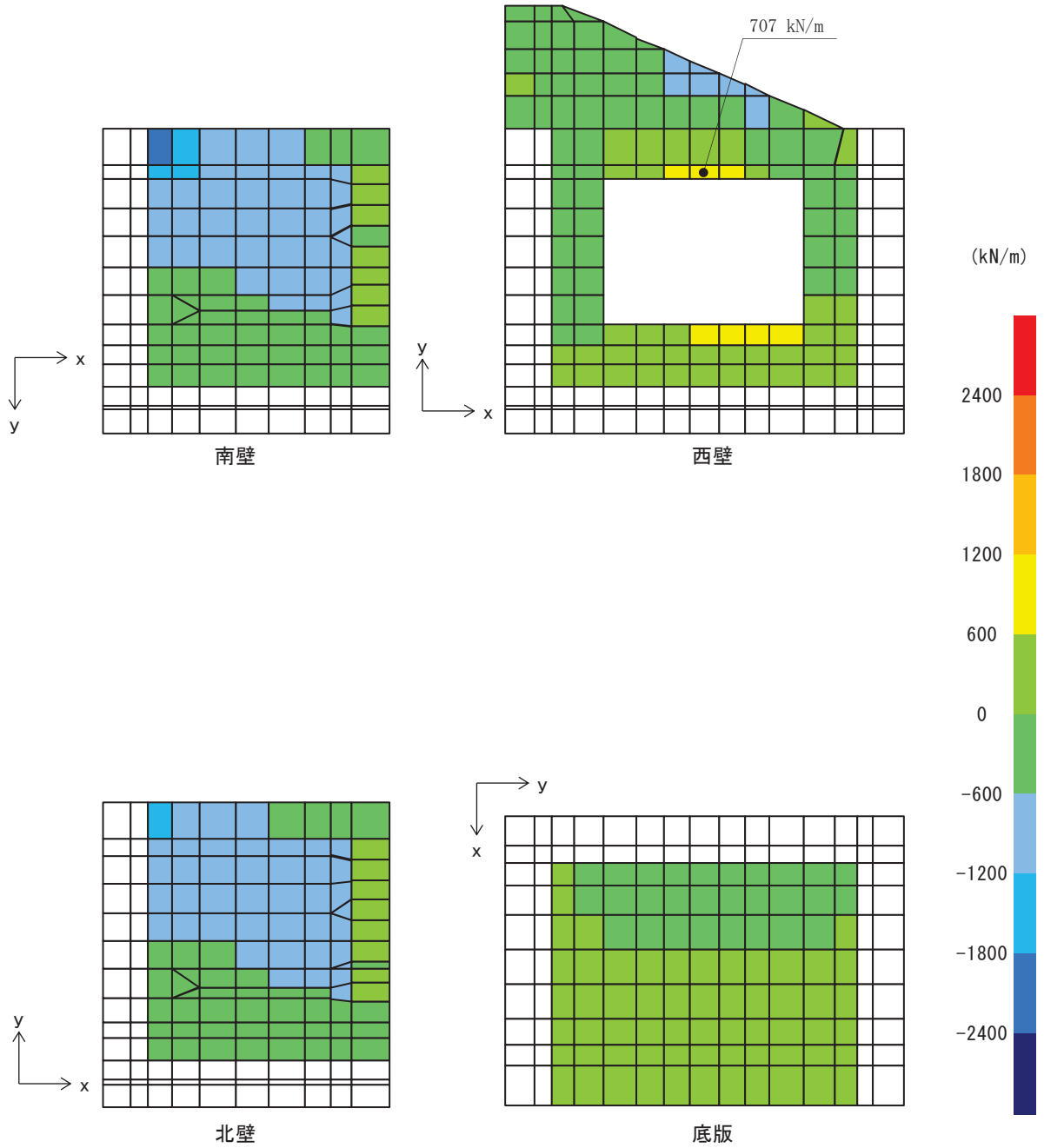


図 8-29 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) :  $N_x$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

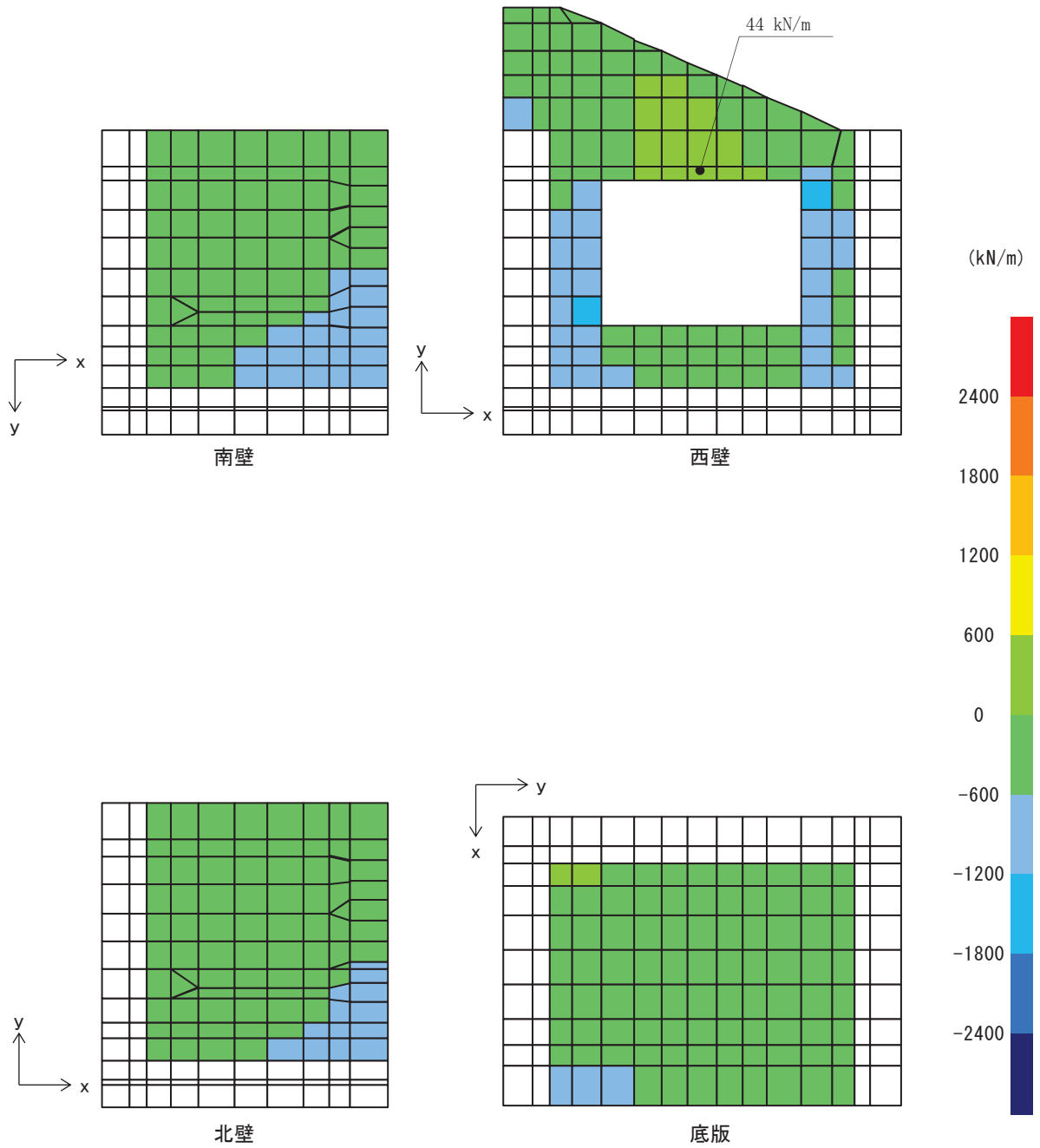


図8-30 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) :  $N_y$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

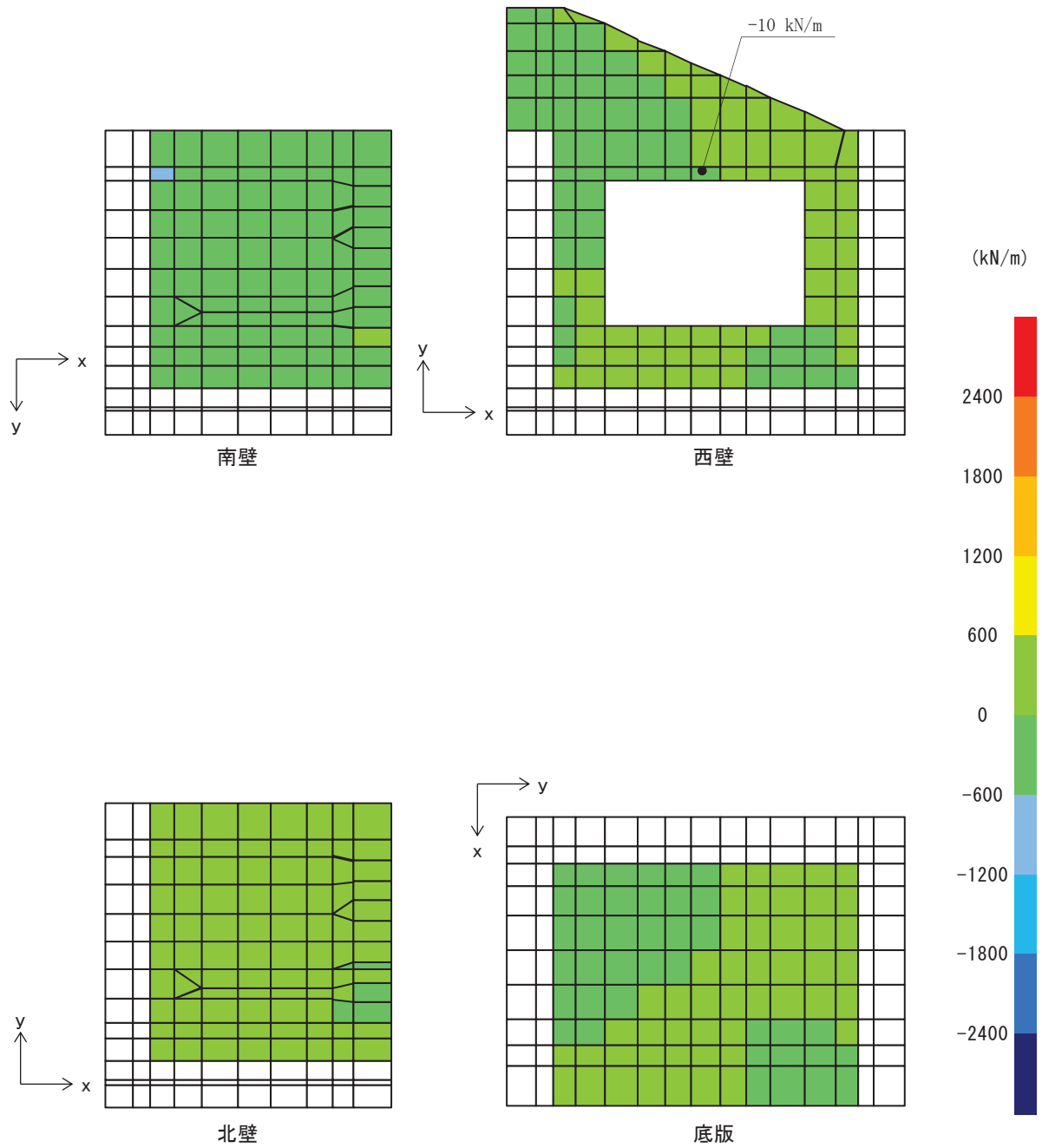


図8-31 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (面内せん断力(kN/m) :  $N_{xy}$ )  
 (西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

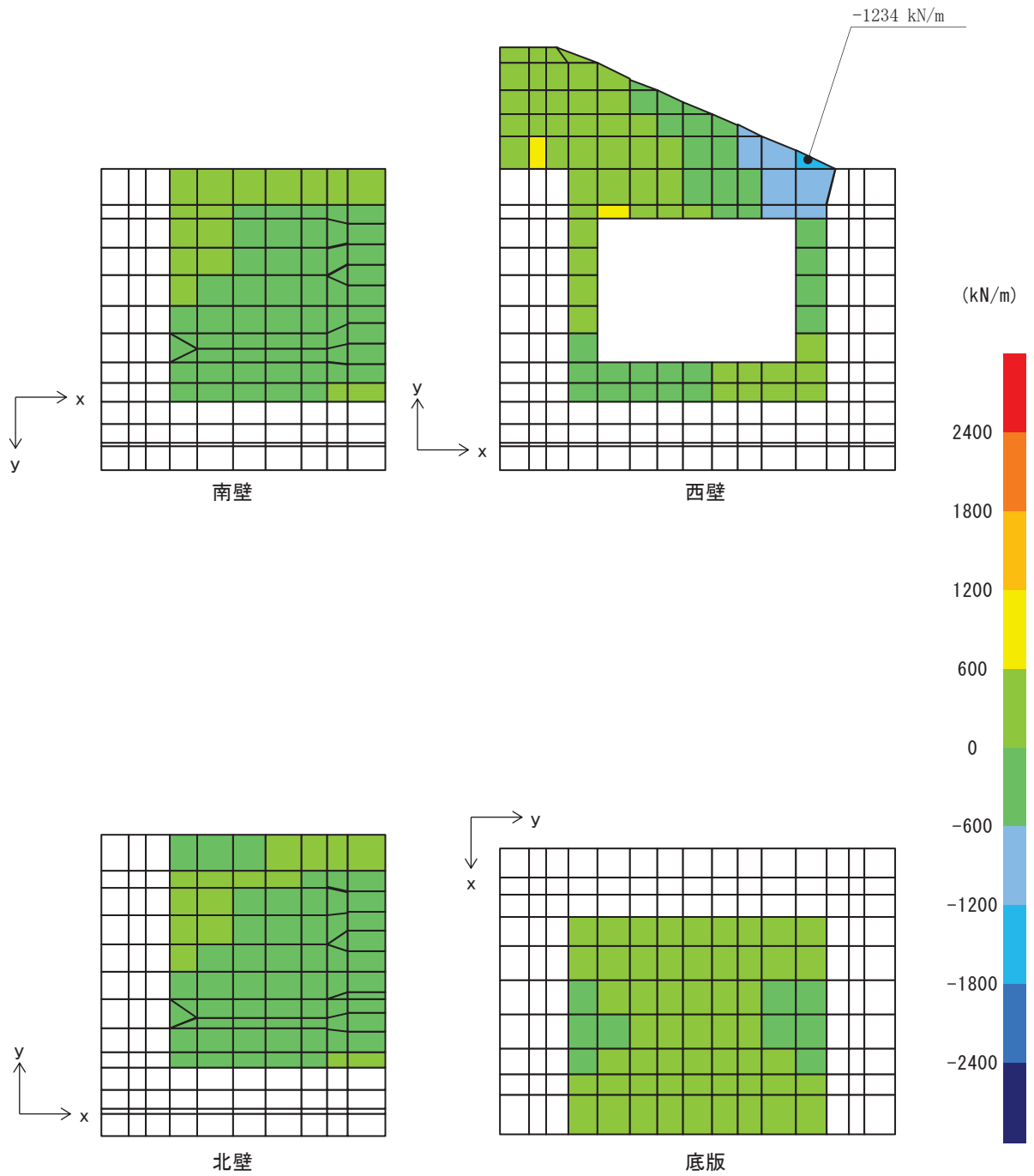


図8-32 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+))

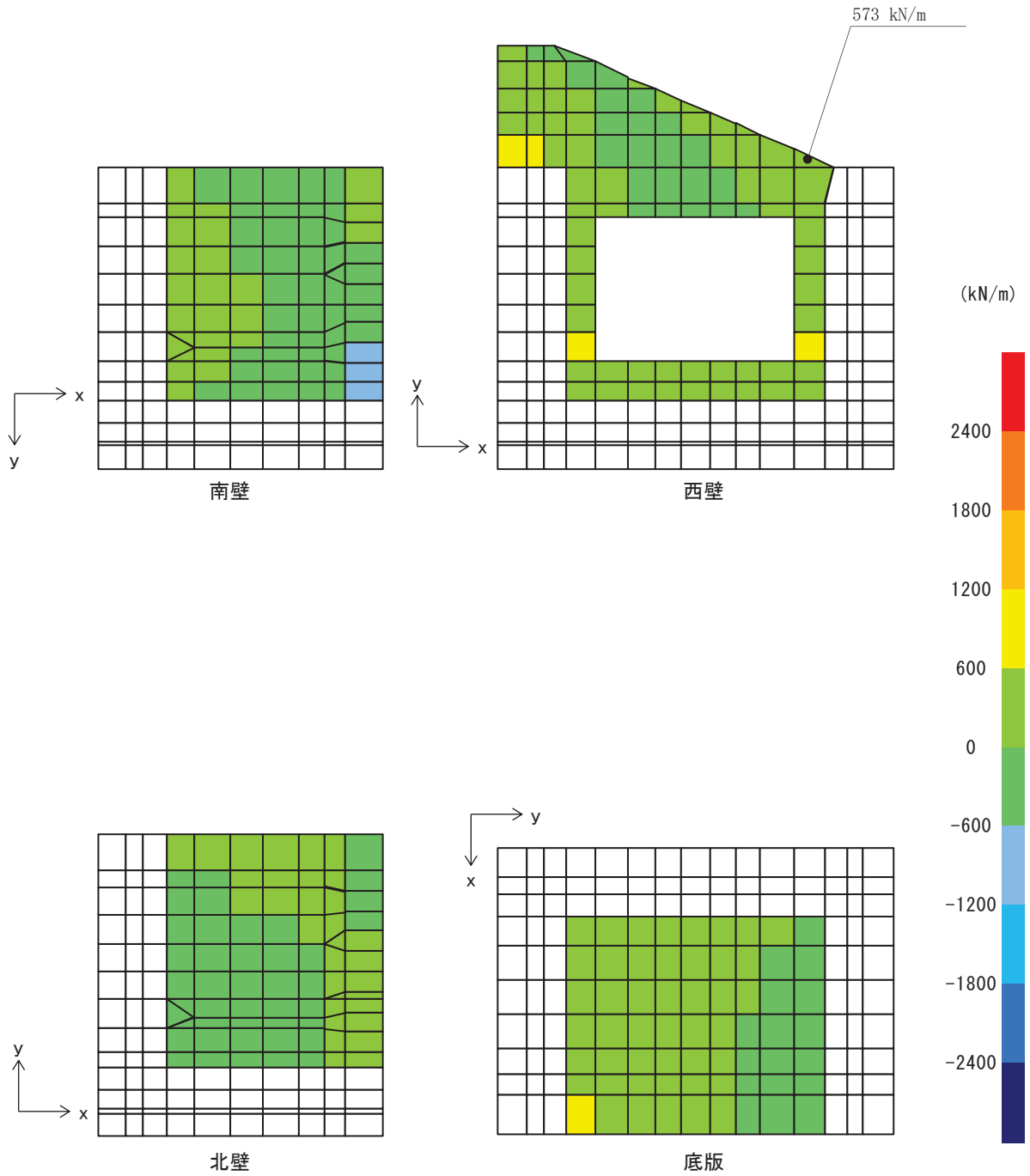


図8-33 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力(kN/m) :  $Q_y$ )

(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+))

(4) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9-1 強度評価に用いる条件

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)	5891.520	kN
G	固定荷重 (FG 扉体+戸当り)	147.100	kN
G	固定荷重 (漂流物防護工)	294.200	kN
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{a1}$	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm <sup>2</sup>
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	3495	kN
D	有効高さ	1.8	m
$A_w$	斜め引張鉄筋断面積	22.12	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{sa}$	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm <sup>2</sup>
s	斜め引張鉄筋間隔	0.35	m

10. 評価結果

10.1 津波時

10.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-2 及び表 10-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-4 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 10-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW 方向・水平方向)		Y方向 (NS 方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 \*1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は、格子鉄筋となるため、2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが、保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する



表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置	解析 ケース	衝突荷重作用位置	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma'_c/\sigma'_{ca}$
底版	1	③	北端部	374	-338	0.8	16.5	0.05
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	4.7	16.5	0.29
西壁	3	③	北端部	511	-156	1.1	16.5	0.07
北壁	4	②	北端部	2239	-1166	4.7	16.5	0.29

表 10-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置	解析 ケース	衝突荷重作用位置	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s/\sigma_{sa}$
底版	1	③	北端部	-131	170	21.8	294	0.08
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	108.1	294	0.37
西壁	3	②	北端部	-510	246	56.7	294	0.20
北壁	4	③	北端部	2239	-1163	111.2	294	0.38

表 10-4 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析 ケース	衝突荷重作用位置	発生 せん断力	短期許容 せん断力	照査値	
			V (kN/m)	V <sub>a</sub> (kN/m)		V/V <sub>a</sub>
底版	1	③	北端部	418	3495	0.12
南壁	2	③	南端部	594	3495	0.17
西壁	3	②	北端部	709	3495	0.21
北壁	4	①	北端部	551	3495	0.16

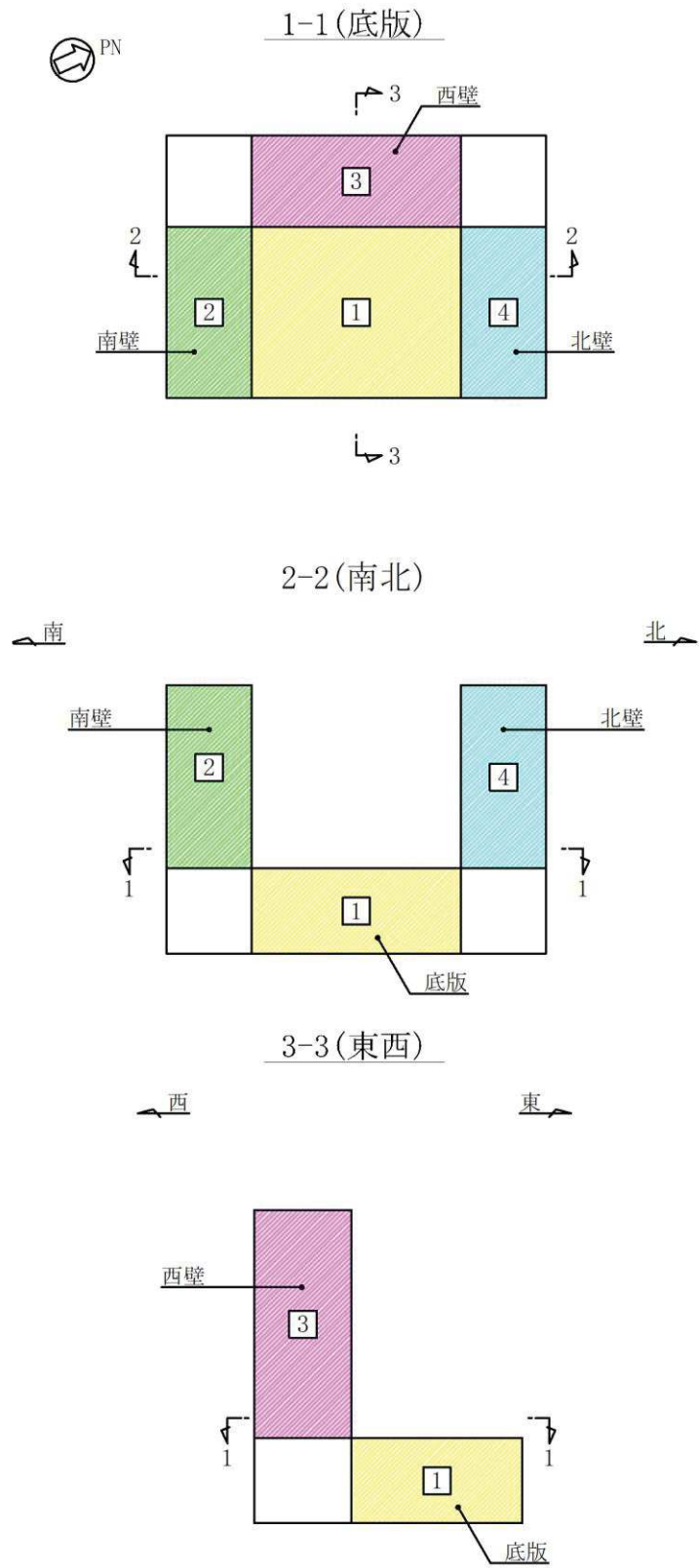


图 10-1 評価位置図

## 10.2 重畳時

### 10.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-5 及び表 10-6 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 10-7 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 10-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
					$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	-411	-337	0.9	16.5	0.06
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	845	-2793	2.3	16.5	0.14
西壁	3	③	S d-D 2 (-+)	-841	-156	1.8	16.5	0.11
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	943	-1786	2.1	16.5	0.13

表 10-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
					$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s / \sigma_{sa}$
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	162	436	41.7	294	0.15
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	923	-643	37.3	294	0.13
西壁	3	①	S d-D 2 (-+)	-789	717	110.1	294	0.38
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	779	-469	35.3	294	0.13

表 10-7 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析 ケース	地震動	発生 せん断力	短期許容 せん断力	照査値	
			V (kN/m)	V <sub>a</sub> (kN/m)		V / V <sub>a</sub>
底版	1	③	S d-D 2 (-+)	698	3495	0.20
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	744	3495	0.22
西壁	3	③	S d-D 2 (-+)	1234	3495	0.36
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	523	3495	0.15

VI-3-別添 3-2-5-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の  
強度計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価部位	8
4.	固有周期	9
4.1	固有周期の計算方法	9
4.1.1	解析モデル	9
4.1.2	固有周期の計算	9
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	10
5.	構造強度評価	11
5.1	構造強度評価方法	11
5.2	荷重及び荷重の組合せ	11
5.2.1	荷重の設定	11
5.2.2	荷重の組合せ	12
5.3	許容限界	13
5.3.1	使用材料	13
5.3.2	許容限界	13
5.4	設計用地震力	16
5.5	計算方法	17
5.5.1	スキンプレート	17
5.5.2	主桁	18
5.5.3	補助縦桁	20
5.5.4	戸当りコンクリート	21
5.5.5	戸当り	22
5.6	計算条件	23
6.	評価結果	25

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2-1 に示す。

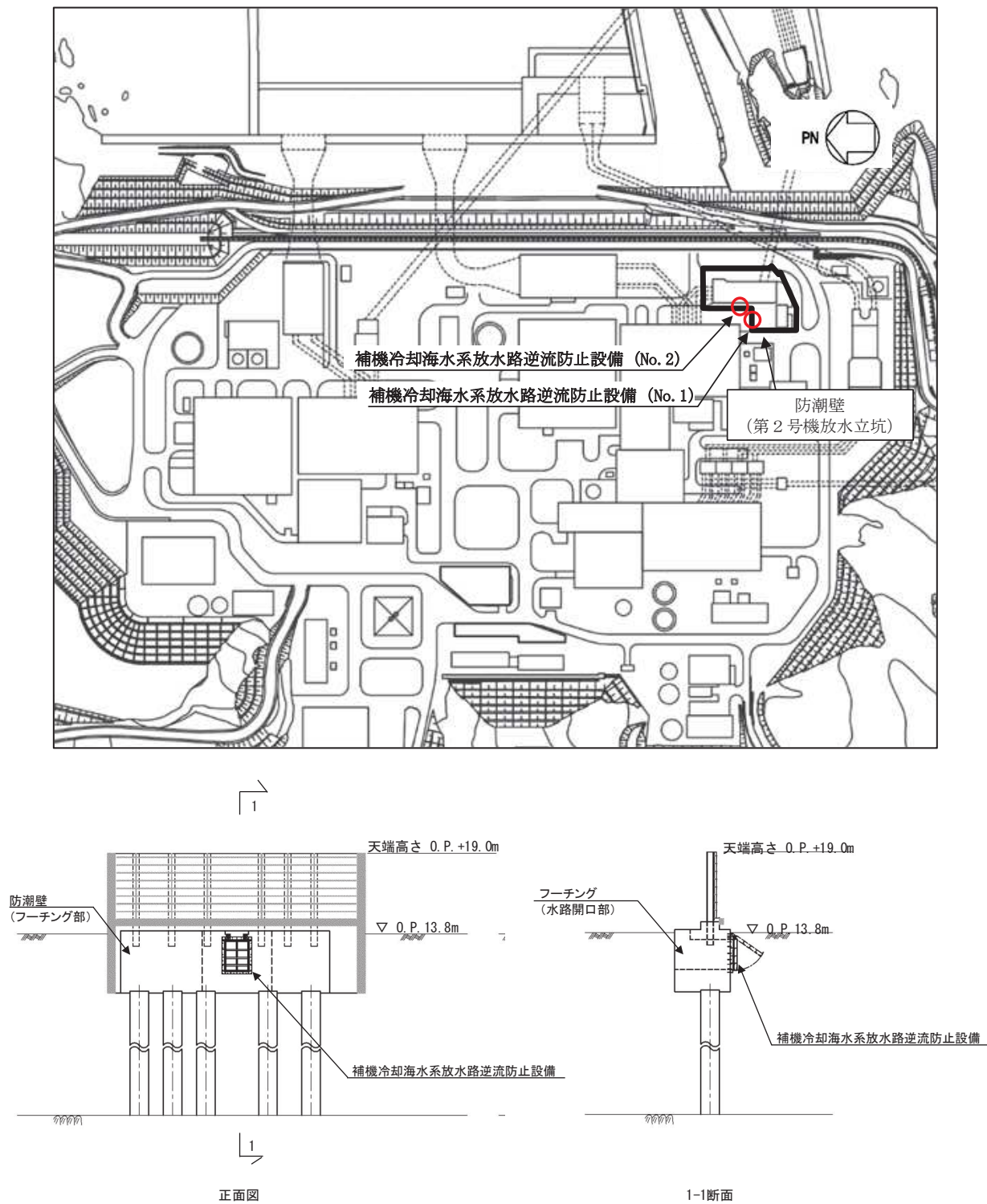


図 2-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の概要

## 2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り部	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>



### 2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「2.2 構造計画」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位において, 「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを, 「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価における, 強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは, 津波に伴う荷重作用時 (以下「津波時」という。) 及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時 (以下「重畳時」という。) について行う。ただし, 「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから, 「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため, 「津波時」の検討は省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価フローを図 2-2 に示す。

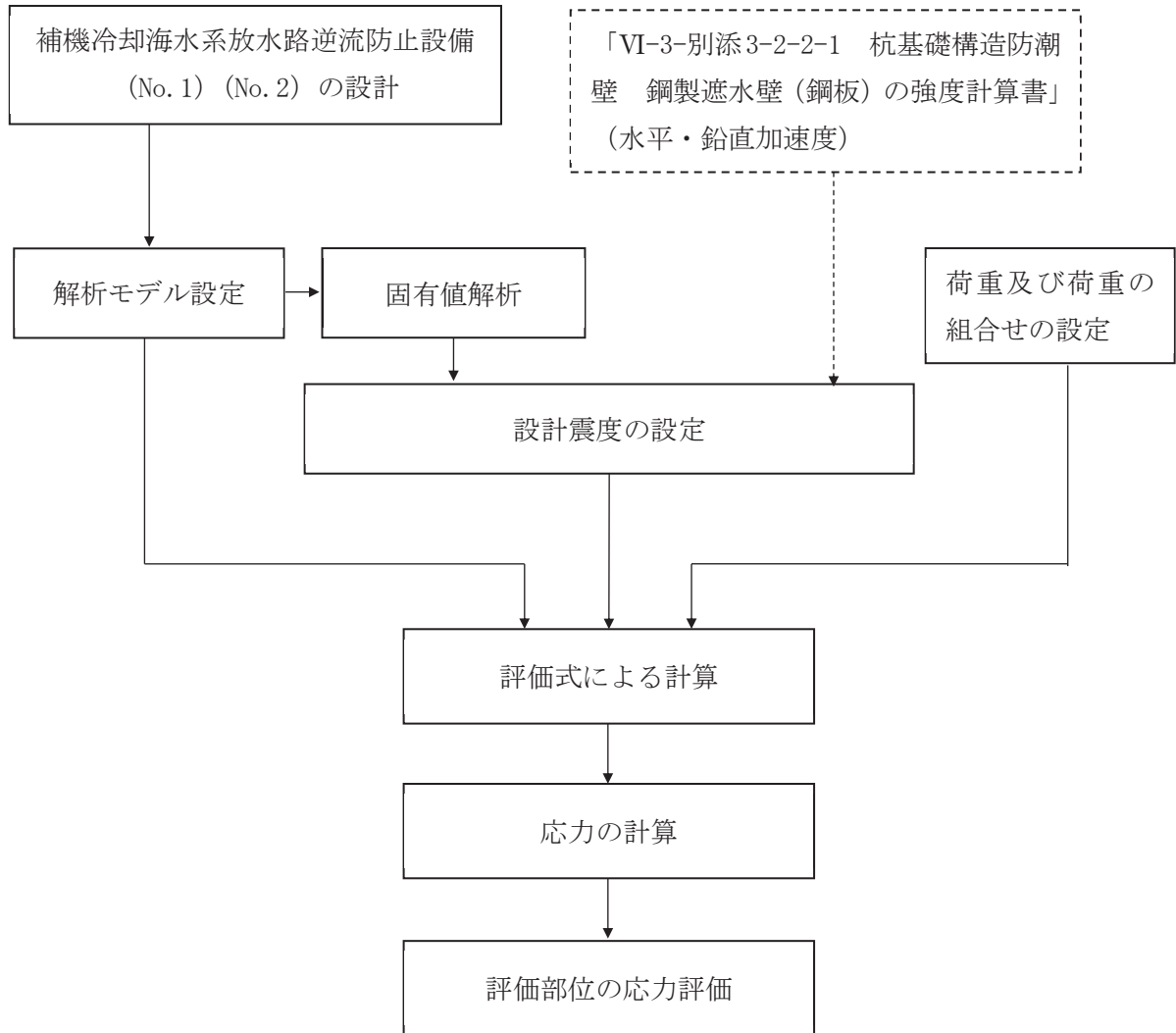


図 2-2 強度評価フロー

#### 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)
- ・ 水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)
- ・ ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)

## 2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	mm

表 2-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K <sub>HSd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>VSd</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
W <sub>o</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
H	設計水深	m
h	作用位置までの水深	m
k	スキンプレートの辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	N
b <sub>s1</sub>	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b <sub>s2</sub>	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b <sub>s3</sub>	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b <sub>s4</sub>	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L <sub>s1</sub>	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z <sub>2</sub>	主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	主桁のウェブ断面積	mm <sup>2</sup>
B	扉体の水密幅	mm

表 2-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
$q_{s1}$	主桁 1 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s2}$	主桁 2 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s3}$	主桁 3 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s4}$	主桁 4 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s5}$	主桁 5 での発生圧力	$N/mm^2$
$p_3$	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	$N/mm^2$
$a_3$	補助縦桁の主桁間隔	mm
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	$mm^3$
$A_{w3}$	補助縦桁のウェブ断面積	$mm^2$
$I_{HSd}$	余震による水平方向地震荷重	N
$I_{Vsd}$	余震による鉛直方向地震荷重	N
$i_{HSd}$	余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重	$N/mm^2$
$q_b$	扉体への津波+余震による最大分布荷重	$N/mm^2$
$D$	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
$S$	戸当り幅	mm
$t_w$	戸当り腹板の板厚	mm

### 3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキムプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。強度評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキムプレート、主桁及び補助縦桁を選定し、戸当り部についても評価をする。「津波時」及び「重畳時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。また、固定部についても同様に有意な荷重は作用しないため、地震時の評価に包含される。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

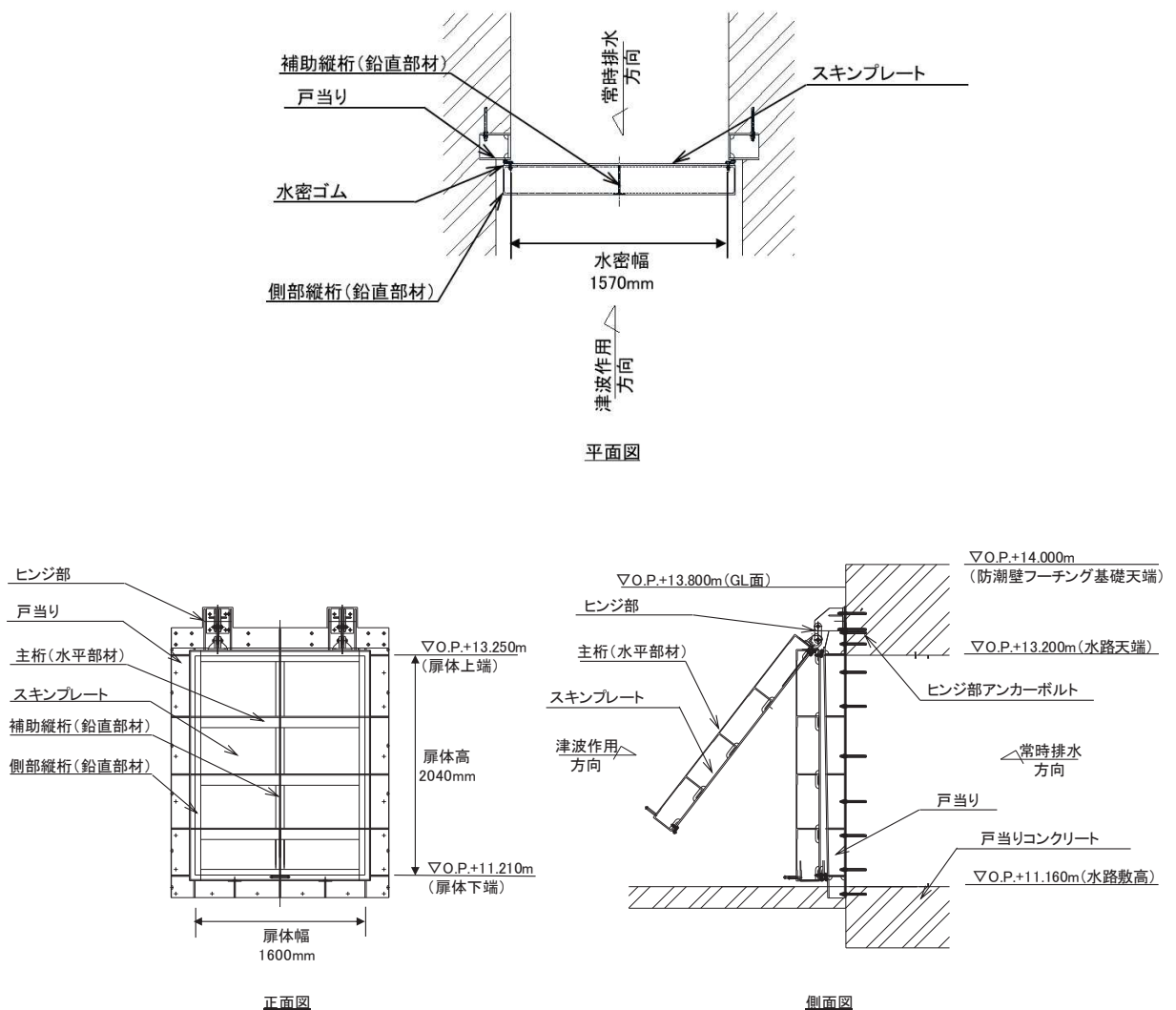


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており，扉体に津波に伴う荷重と余震に伴う荷重が作用する状態は，扉体と戸当りが密着した状態であることから，戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお，横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから，防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### 4.1.1 解析モデル

解析モデルを図 4-1 に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し，スキムプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

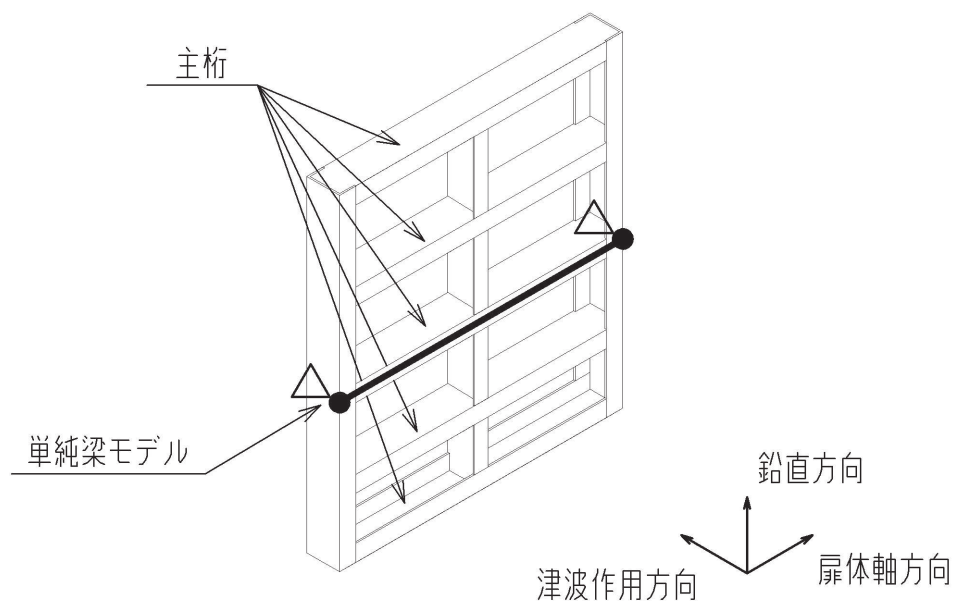


図 4-1 両端単純支持梁によるモデル化

##### 4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988 年）」より，両端支持梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

#### 4.2 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	$1.155 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	1600	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 5.2.1 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は, 津波による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

#### (2) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については, 設置位置における入力津波 (O.P. +17.4m) による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。

#### (3) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として, 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

#### a. 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = W \cdot K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = W \cdot K_{VSd}$$



b. 余震による動水圧

$$P_d = \frac{7}{8} \cdot W_o \cdot K_{HSd} \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 $K_{HSd}$ 及び $K_{VSd}$ については、「5.4 設計用地震力」に示す。

### 5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表5-1に、扉体に作用する荷重の概念図を図5-1に示す。

表5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_h + K_{Sd}$

- G : 固定荷重
- $P_h$  : 浸水津波荷重
- $K_{Sd}$  : 余震荷重

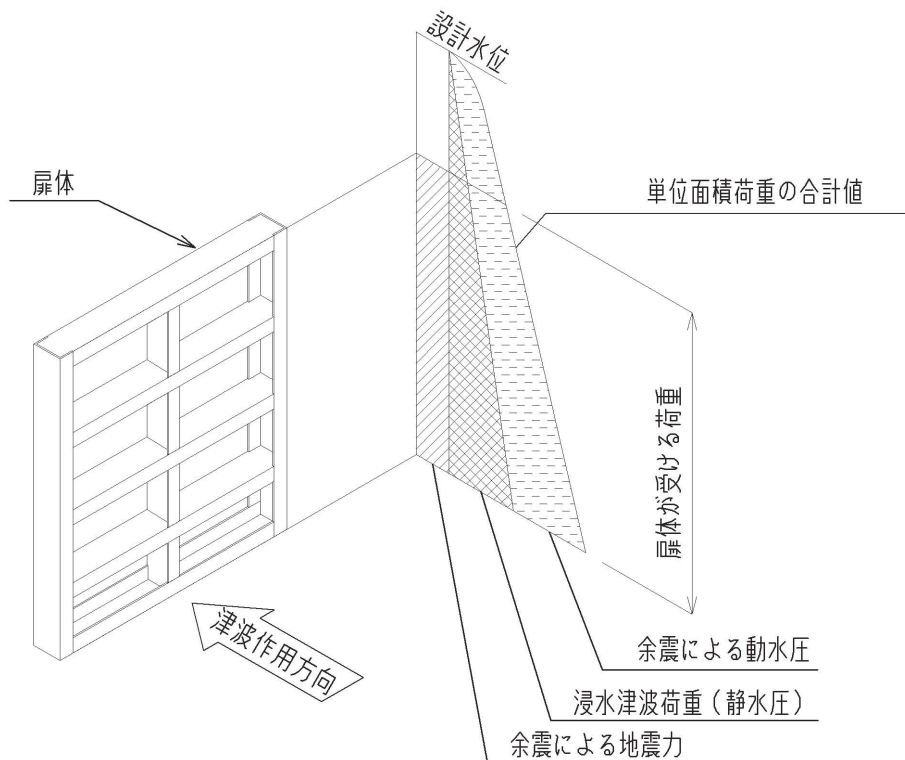


図5-1 扉体に作用する荷重の概念図

### 5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁の使用材料を表 5-2 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup> (コンクリート)

#### 5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5-3 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5-4 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5-5 にそれぞれ示す。

表 5-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容応力状態	許容限界*1			
	一次応力			
	曲げ	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 \*1: 地震後、津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

\*2: 扉体の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 \*1:  $\sigma_{ab}$ : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$ : 許容引張応力度,  $\tau_a$ : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$ : 許容支圧応力度を示す。

\*2: 鋼材の各許容応力度の値は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

\*3: コンクリートの許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5-5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果

許容応力 状態	評価部位	許容限界				
		一次応力				
		曲げ (N/mm <sup>2</sup> )	引張/圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )	支圧 (N/mm <sup>2</sup> )	合成応力 (-)
短期許容 応力度	スキンプレート	132	-	-	-	-
	主桁	125* <sup>1</sup>	-	76	-	1.1
	補助縦桁	125* <sup>1</sup>	-	76	-	1.1
	戸当り	-	132* <sup>2</sup>	-	-	-
	戸当り コンクリート	-	-	0.6	8.8	-

注記 \*1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 (社) 水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5-2 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left( 88 - 0.7 \left( K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}}$$

ただし  $\frac{A_w}{A_c} < 2$  の場合  $K = 2$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>)

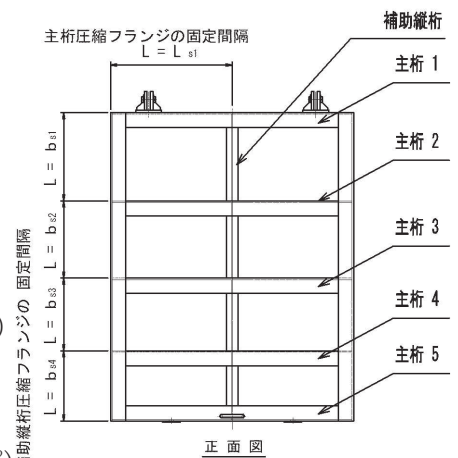


図 5-2 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

\*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

#### 5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，添付書類「VI-3-別添3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」に示す鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の設計震度は，表5-6に示すとおりとする。

表 5-6 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*	
補機冷却海水系放 水路逆流防止設備	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1σ	防潮壁 (第2号機放水立坑)  O.P. +11.160m (水路敷高)	水平方向K <sub>H</sub>	1.1
	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1σ		鉛直方向K <sub>V</sub>	0.5

注記 \* : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

## 5.5 計算方法

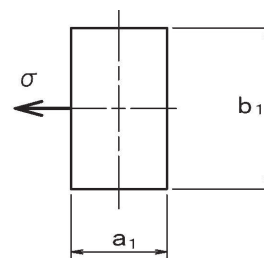
各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### 5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-3 に示す。

$$\sigma = \frac{k \cdot a_1^2 \cdot P}{100 \cdot t_1^2}$$



$\sigma$  : 板に生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1 / a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

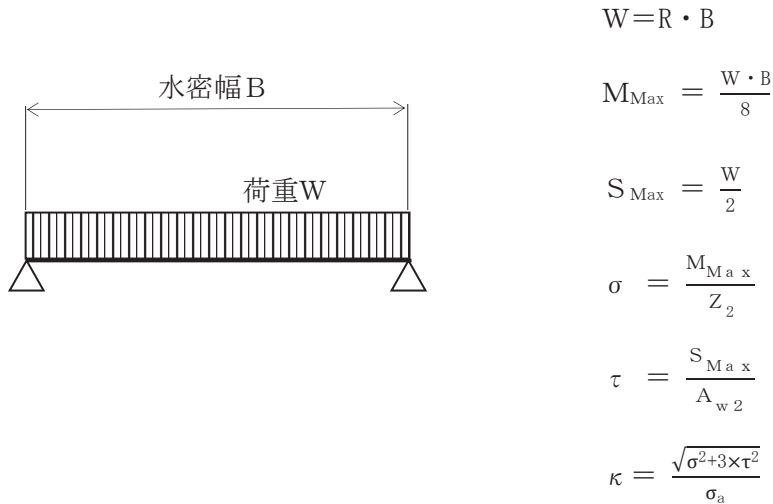
$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5-3 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

### 5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図5-4に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成13年12月）」に基づき、図5-5に示す方法により算出する。



W：主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

R：主桁に加わる津波及び余震による線荷重 (N/mm)

$M_{Max}$ ：最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{Max}$ ：最大せん断力 (N)

$\sigma$ ：曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$ ：せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\kappa$ ：合成応力度

$\sigma_a$ ：許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

B：水密幅 (mm)

$Z_2$ ：主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w2}$ ：主桁のウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)

図5-4 主桁のモデル図及び応力算定式

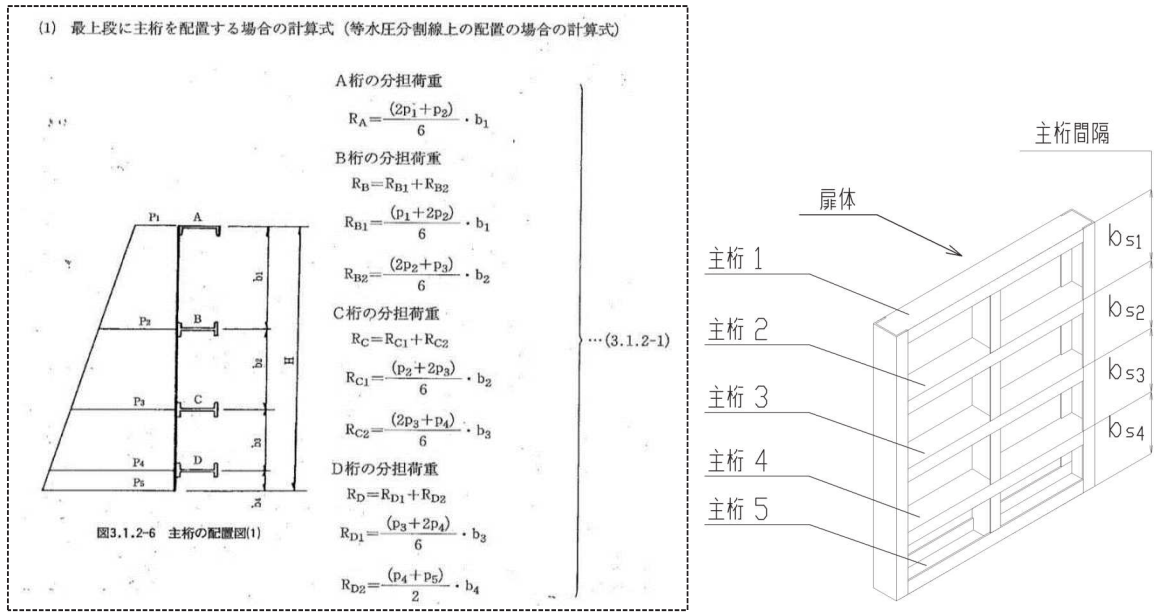


図5-5 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領（案）（(社)ダム・堰施設技術協会 平成13年12月）」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁1～5がそれぞれ分担する線荷重 $R_1 \sim R_5$ を求める式を得る。

$$\text{主桁1: } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁2: } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁3: } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁4: } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁5: } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$b_{s1}$  : 主桁1, 主桁2の桁間隔 (mm)  
 $b_{s2}$  : 主桁2, 主桁3の桁間隔 (mm)  
 $b_{s3}$  : 主桁3, 主桁4の桁間隔 (mm)  
 $b_{s4}$  : 主桁4, 主桁5の桁間隔 (mm)  
 $q_{s1}$  : 主桁1での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $q_{s2}$  : 主桁2での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $q_{s3}$  : 主桁3での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $q_{s4}$  : 主桁4での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $q_{s5}$  : 主桁5での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)



### 5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。

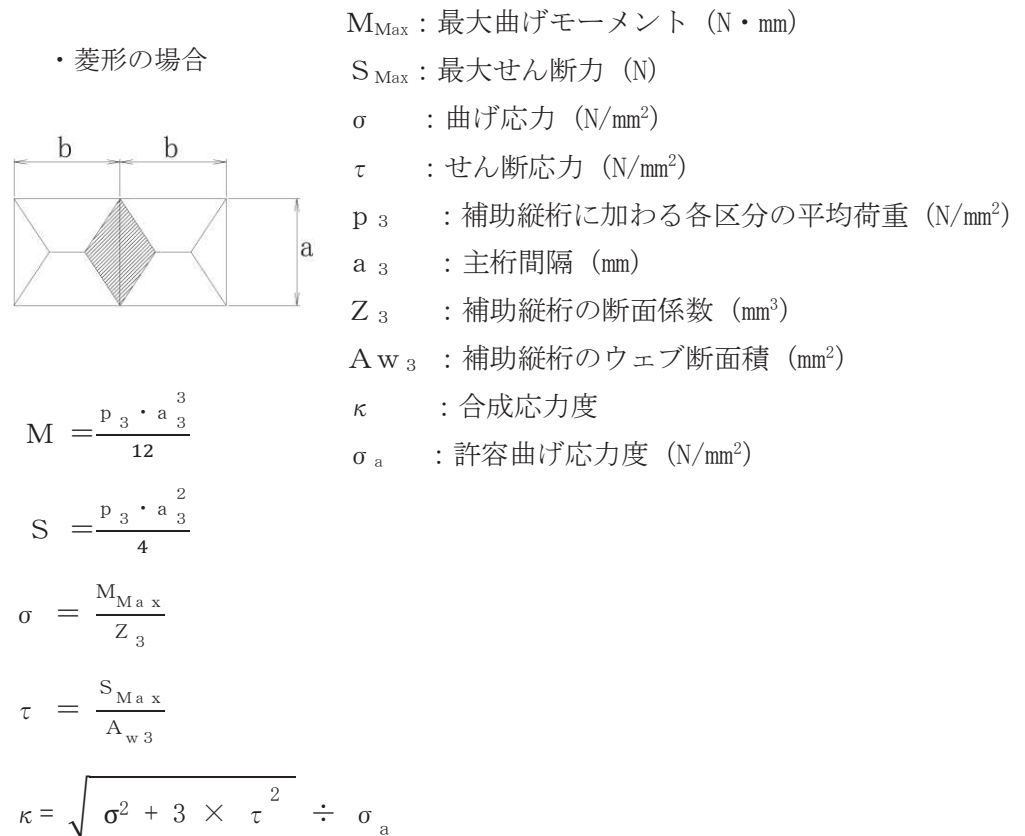
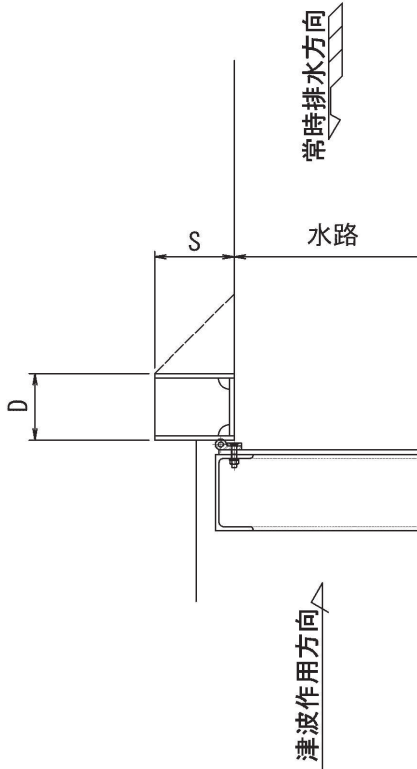


図 5-6 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

#### 5.5.4 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図5-7に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot (D + 2 \cdot S)}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

$B$  : 扉体水密幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm)

$\sigma_{bk}$  : コンクリート支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

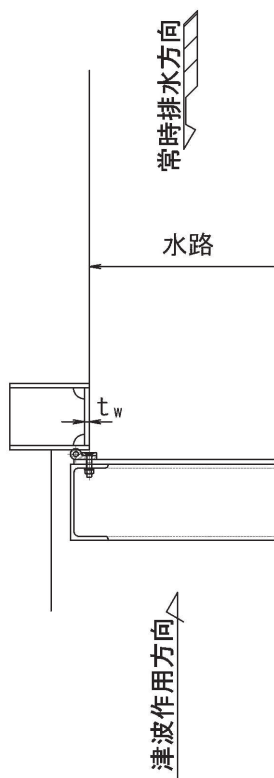
$\tau_c$  : コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5-7 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

### 5.5.5 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5-8 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot t_w}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 水密幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り腹板の板厚 (mm)

$\sigma_{bw}$  : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5-8 戸当りのモデル図及び応力算定式

## 5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5-7に、強度評価に用いる津波荷重に関わる計算条件を表5-8に示す。

表 5-7 応力評価に用いる計算条件 (1/2)

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピン の材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 Hp (mm)	水の単位体積重量 Wo (N/mm <sup>3</sup> )
SUS316L	$7.355 \times 10^3$	$2.040 \times 10^3$	$1.01 \times 10^{-5}$

スキンプレートの辺 長比 (b/a) による 係数 k	スキンプレートの 短辺 a <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートの 長辺 b <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートの 板厚 t <sub>1</sub> (mm)
42.74	585	800	12

水密幅 B (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の ウェブ断面積 Aw <sub>2</sub> (mm <sup>2</sup> )	主桁 1, 主桁 2 の 桁間隔 b <sub>s1</sub> (mm)
$1.570 \times 10^3$	$2.3100 \times 10^5$	$1.8000 \times 10^3$	585

主桁 2, 主桁 3 の 桁間隔 b <sub>s2</sub> (mm)	主桁 3, 主桁 4 の 桁間隔 b <sub>s3</sub> (mm)	主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 b <sub>s4</sub> (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 L <sub>s1</sub> (mm)
510	480	465	800

表 5-7 応力評価に用いる計算条件 (2/2)

補助縦桁の 主桁間隔 $a_3$ (mm)	補助縦桁の断面係数 $Z_3$ (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の ウェブ断面積 $A_{w3}$ (mm <sup>2</sup> )	コンクリート面より 戸当り底面までの深さ $D$ (mm)
585	$5.5232 \times 10^4$	$1.1640 \times 10^3$	159

戸当り幅 $S$ (mm)	戸当り腹板の板厚 $t_w$ (mm)	余震による水平方向 地震荷重 $I_{HSd}$ (N)	余震による鉛直方向 地震荷重 $I_{VSd}$ (N)
210	12	$8.090 \times 10^3$	$3.677 \times 10^3$

表 5-8 津波荷重に関わる計算条件

設計水深 $H$ (m)	作用位置ま での水深 $h$ (m)	主桁 1 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 2 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 3 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 4 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 5 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s5}$ (N/mm <sup>2</sup> )
6.24	4.15~6.19	$9.39 \times 10^{-2}$	$1.03 \times 10^{-1}$	$1.11 \times 10^{-1}$	$1.18 \times 10^{-1}$	$1.25 \times 10^{-1}$

スキンプレ ートに加わ る単位面積 当たりの 荷重 $P$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁に加わ る津波及び 余震による 荷重 $W$ (N)	補助縦桁に 加わる 各区分の 平均荷重 $p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体への津 波及び余震 による最大 分布荷重 $q_b$ (N/mm <sup>2</sup> )
$9.71 \times 10^{-2}$	$8.834 \times 10^4$	$9.86 \times 10^{-2}$	$1.25 \times 10^{-1}$

6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、各評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	98.6	132	0.75
主桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	75.1	125	0.61
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24.6	76	0.33
	合成応力度	0.69	1.1	0.63
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	29.8	125	0.24
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7.3	76	0.10
	合成応力度	0.26	1.1	0.24
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.47	8.8	0.06
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.18	0.6	0.30
戸当り	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8.3	132	0.07

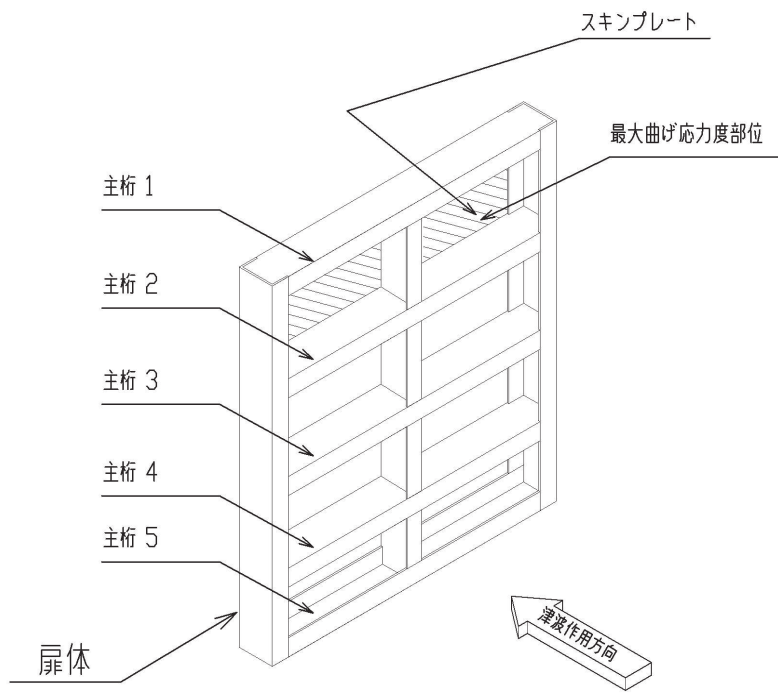


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

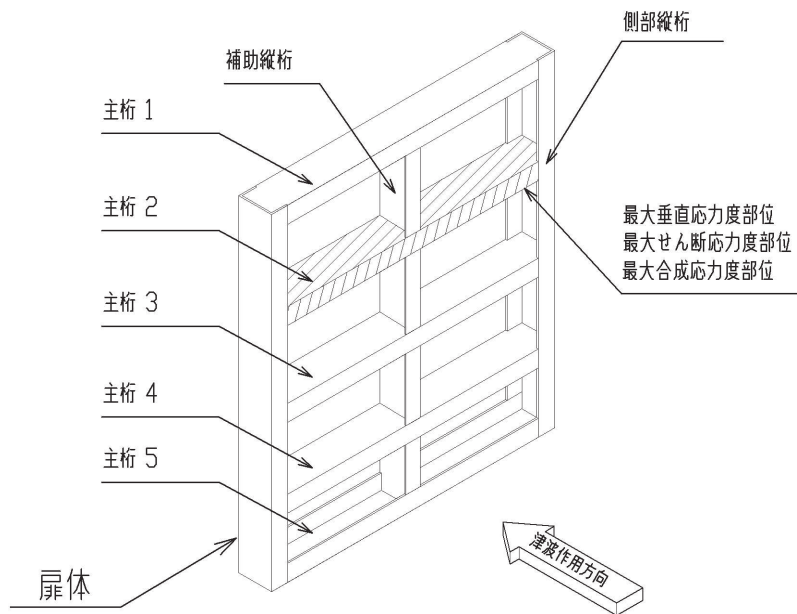


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

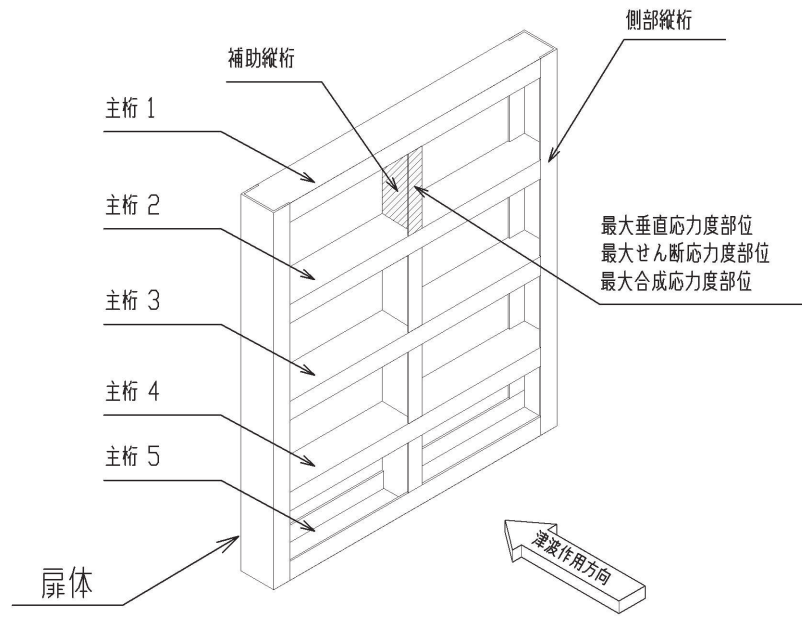


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置



VI-3-別添 3-2-7 浸水防止蓋の強度計算書

## 目 次

- VI-3-別添 3-2-7-1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7-2 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7-3 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7-4 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7-5 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書
- VI-3-別添 3-2-7-6 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-7-1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の  
強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	6
3. 評価対象部位	7
4. 構造強度評価	8
4.1 構造強度評価方法	8
4.2 荷重及び荷重の組合せ	8
4.3 許容限界	10
4.4 評価方法	12
4.5 評価条件	20
5. 評価結果	21

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は，原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。

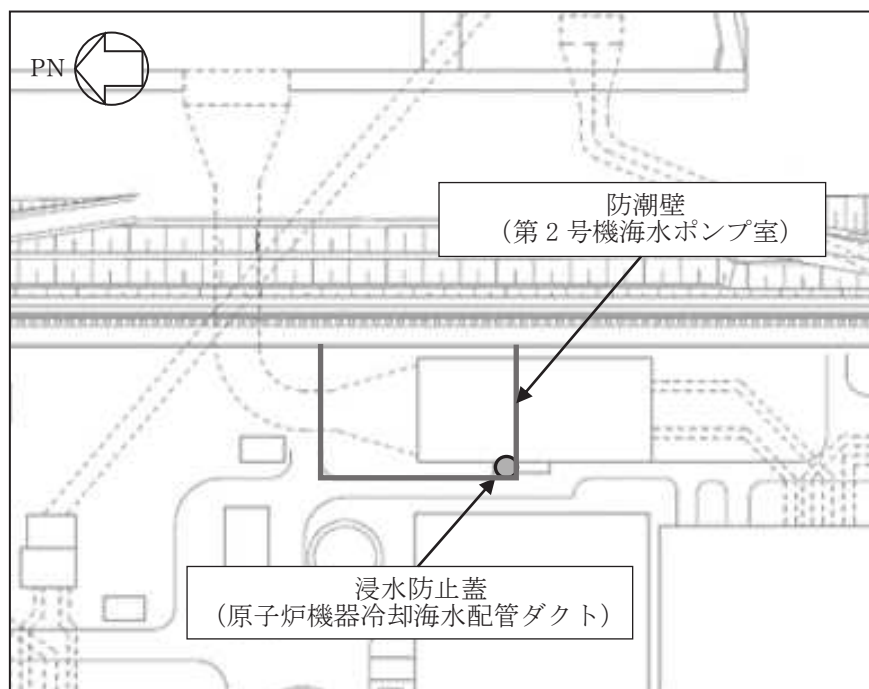


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

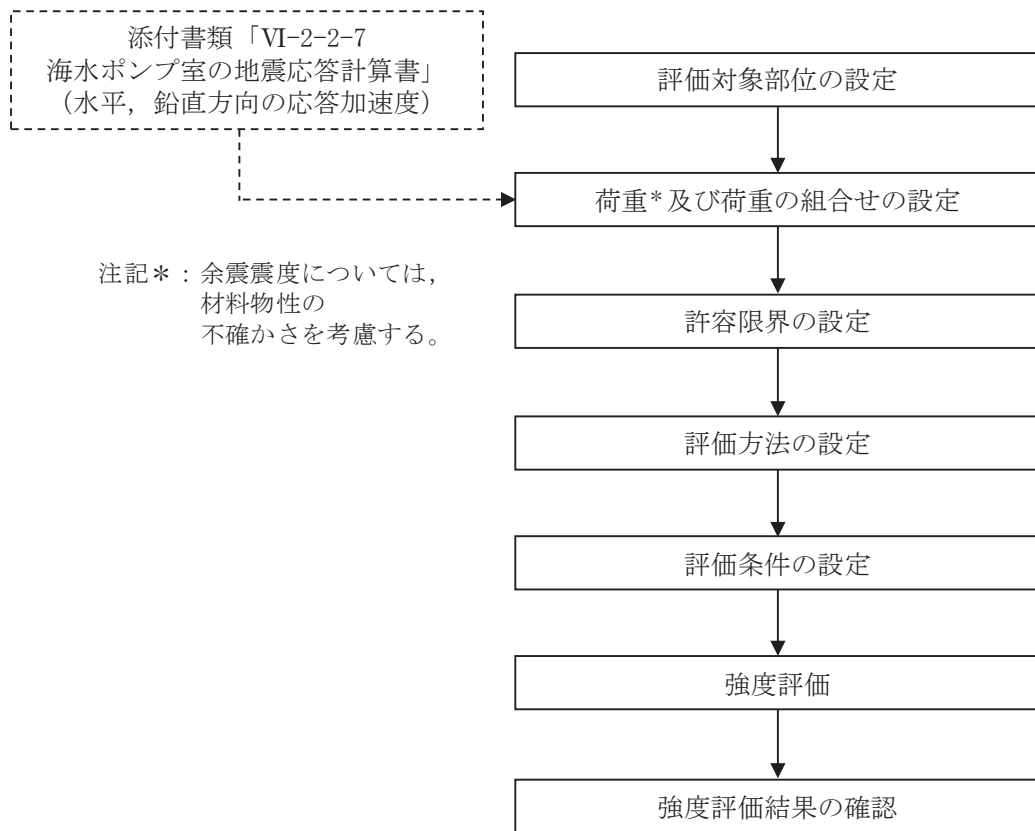


図 2-2 強度評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$S_d$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
$\alpha_H$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
$\alpha_V$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
$G$	kN	固定荷重
$P_h$	kN	浸水津波荷重
$\rho_o$	t/m <sup>3</sup>	水の密度
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$h_1$	O. P. m	津波水位
$h_2$	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
$A$	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積
$P_s$	kN	積雪荷重
$W_s$	N/m <sup>2</sup>	1 cm 当りの積雪荷重
$d_s$	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	最大せん断応力度
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	最大曲げ応力度
$Q$	kN	最大せん断力
$M$	kN・m	最大曲げモーメント
$x$	N/mm <sup>2</sup>	組合せ応力度
$A_s$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積
$Z$	mm <sup>3</sup>	断面係数
$L_1$	mm	主桁の負担幅
$L_2$	mm	主桁全長
$L_3$	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
$L_4$	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
$\beta_2$	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
$t$	mm	スキンプレートの厚さ
$N$	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
$T_d$	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
$q$	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

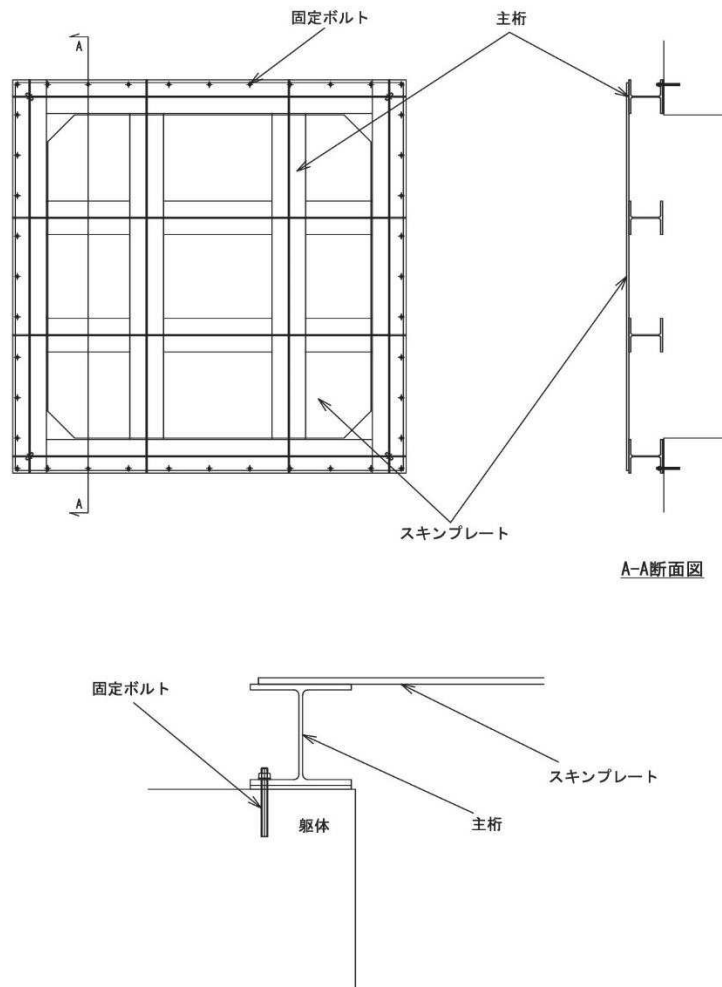


図 3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

###### 4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	G	:	固定荷重 (kN)
	P <sub>h</sub>	:	浸水津波荷重 (kN)
	S <sub>d</sub>	:	余震荷重 (kN)
	P <sub>s</sub>	:	積雪荷重 (kN)

###### 4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

###### (1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

###### (2) 浸水津波荷重(P<sub>h</sub>)

浸水津波荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	ρ <sub>o</sub>	:	水の密度 (t/m <sup>3</sup> )
	g	:	重力加速度 (m/s <sup>2</sup> )
	h <sub>1</sub>	:	津波水位 (O.P. m)
	h <sub>2</sub>	:	浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	A	:	浸水防止蓋の面積 (m <sup>2</sup> )

(3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $W_s$  : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m<sup>2</sup>)  
 $d_s$  : 積雪高さ 43 (cm)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(4) 余震荷重( $S_d$ )

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力及び動水圧荷重を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による余震荷重 (kN)  
 $G$  : 固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha_H$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による水平方向の余震震度  
 $\alpha_V$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による鉛直方向の余震震度

余震震度  $\alpha_H$ ,  $\alpha_V$  を表 4-1 に示す。

表 4-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 $\alpha_H$	鉛直方向 $\alpha_V$
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	O.P. 14.0	2.31	0.97

#### 4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて 設定した部位に対し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

##### 4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

#### 4.3.2 許容限界

##### (1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）」に基づき表4-3の値とする。

表4-3 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

##### (2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重度は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010改定）」に基づき算定する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表4-4に示す。

なお、固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから、固定ボルトが引張力を受ける場合においては、固定ボルトの降伏により決まる許容荷重、付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、固定ボルトがせん断力を受ける場合においては、固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表4-4 津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)	
	引張	せん断
SM490Y	37.7	32.9

#### 4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 4-1, 図 4-2 にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図 4-3 に固定ボルトの納まりを示す。

##### 4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図 4-1 に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

##### (1) 弾性設計用地震動 S d - D 2 による余震荷重 S d

$$S d = (G + P h + P s) \cdot \alpha v$$

ここで、 S d : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による余震荷重 (kN)  
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)  
 P h : 浸水津波荷重 (kN)  
 P s : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha v$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の鉛直方向の余震震度

##### (2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 W s s '

$$W s s ' = (G + P h + S d + P s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 W s s ' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)  
 S d : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による余震荷重 (kN)  
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)  
 P h : 浸水津波荷重 (kN)  
 P s : 積雪荷重 (kN)  
 L<sub>1</sub> : 主桁の負担幅 (mm)  
 A : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

##### (3) 主桁に作用する最大せん断応力度 $\tau$

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A s$$

$\tau$  : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)  
 A s : 主桁のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

$$\text{ここで、 } Q = 1/2 \cdot W s s ' \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)  
 W s s ' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)  
 L<sub>2</sub> : 主桁全長 (mm)



(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度  $\sigma$

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

$\sigma$  : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$  : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$L_2$  : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

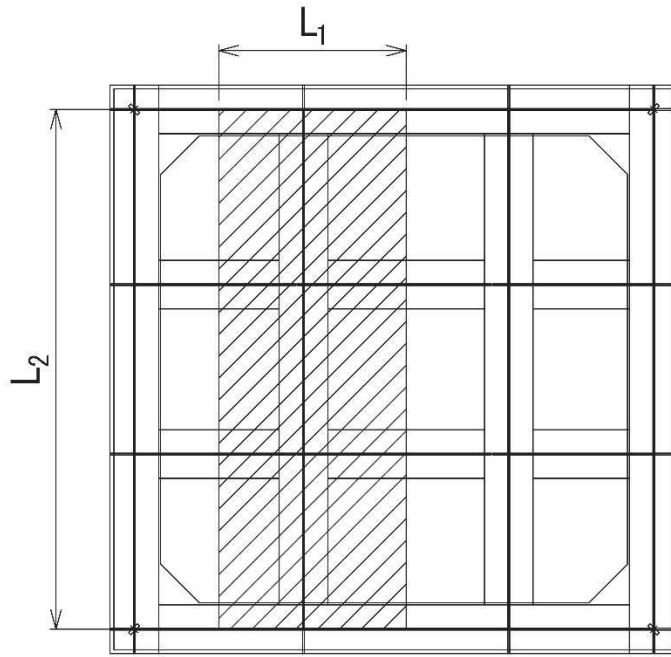


図4-1 評価の対象とする主桁

#### 4.4.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 4-2 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha_v$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  の鉛直方向の余震震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重  $W_{ss}$

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度  $\sigma$

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 $\sigma$  : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\beta_2$  : スキンプレートの辺長比に応じた係数  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)  
 $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度  $\tau$

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 $\tau$  : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_3$  : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)  
 $L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)  
 $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 $x$  : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

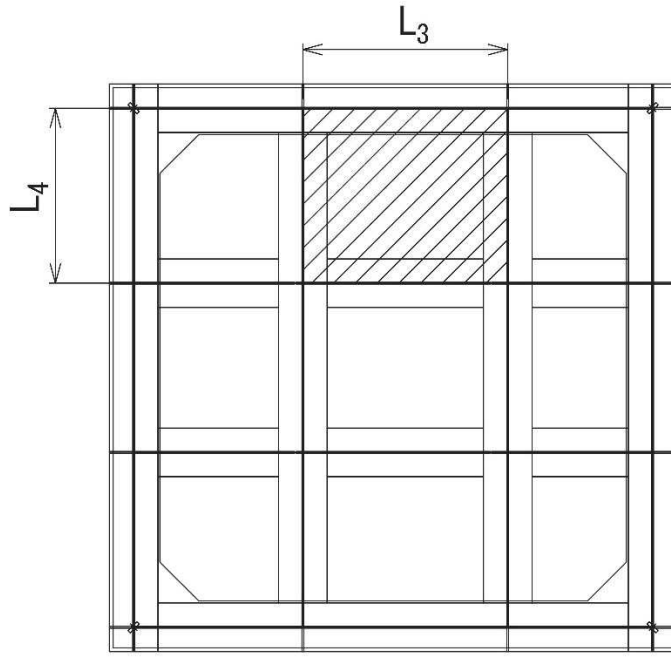


図4-2 評価の対象とするスキンプレート

#### 4.4.3 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_V$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力  $T_d$

$$T_d = S_d / N$$

ここで,  $T_d$  : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力  $q$

$$q = S_d / N$$

ここで,  $q$  : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

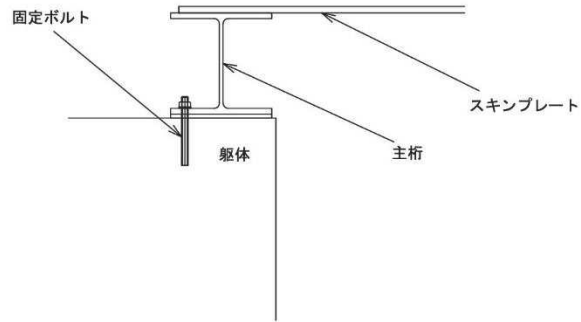
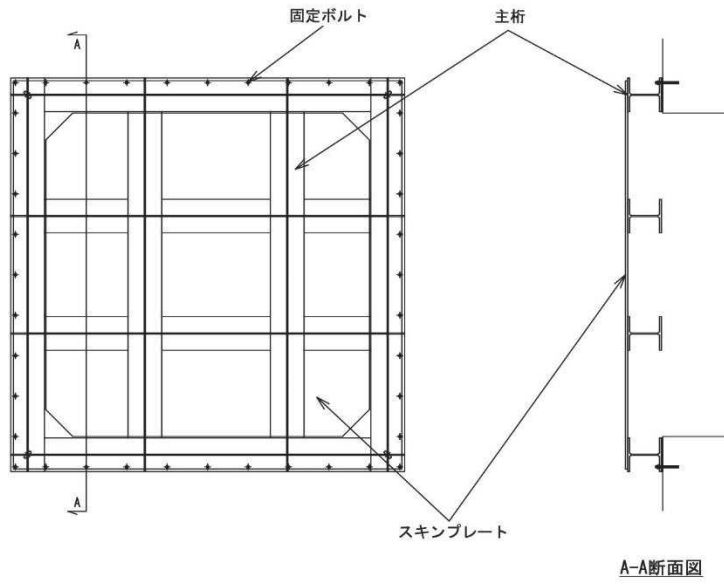


図 4-3 固定ボルトの納まり

#### 4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-5 に示す。

表 4-5 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	23.93
	P <sub>h</sub>	kN	浸水津波荷重	343.32
	h <sub>1</sub>	O.P. m	津波水位	18.1
	h <sub>2</sub>	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重	2.50
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	8.29
	L <sub>1</sub>	mm	主桁の負担幅	963
	L <sub>2</sub>	mm	主桁全長	2670
	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm <sup>3</sup>	主桁の断面係数	8.46×10 <sup>5</sup>
スキンプ プレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	10.20
	P <sub>h</sub>	kN	浸水津波荷重	343.32
	h <sub>1</sub>	O.P. m	津波水位	18.1
	h <sub>2</sub>	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重	2.50
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	8.29
	L <sub>3</sub>	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	1055
	L <sub>4</sub>	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	900
β <sub>2</sub>	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4	
固定 ボルト	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	40



5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
主桁	曲げ	90	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.28 < 1.0
	せん断	57	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.31 < 1.0
	組合せ	134	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.42 < 1.0
スキンプレート	曲げ	108	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.34 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	109	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.34 < 1.0
固定ボルト	引張	9.0	kN	37.7	kN	0.24 < 1.0
	せん断	21.4	kN	32.9	kN	0.66 < 1.0
	組合せ	—		—		0.49 < 1.0

VI-3-別添 3-2-7-2 浸水防止蓋

(第 3 号機補機冷却海水系放水ピット) の強度計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価対象部位	9
3.1	応力評価の評価対象部位	9
3.2	変形性評価の評価対象部位	11
4.	固有値解析	12
4.1	固有値解析のモデルの設定及び解析手法	12
4.2	固有振動数の計算結果	14
5.	構造強度評価	17
5.1	応力評価方法	17
5.2	変形性評価方法	27
6.	評価結果	28

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）（以下「浸水防止蓋」という。）が津波の冠水に伴う突き上げ荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

## 2. 基本方針

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピット上部に設置する。  
設置位置図を図2-1に示す。

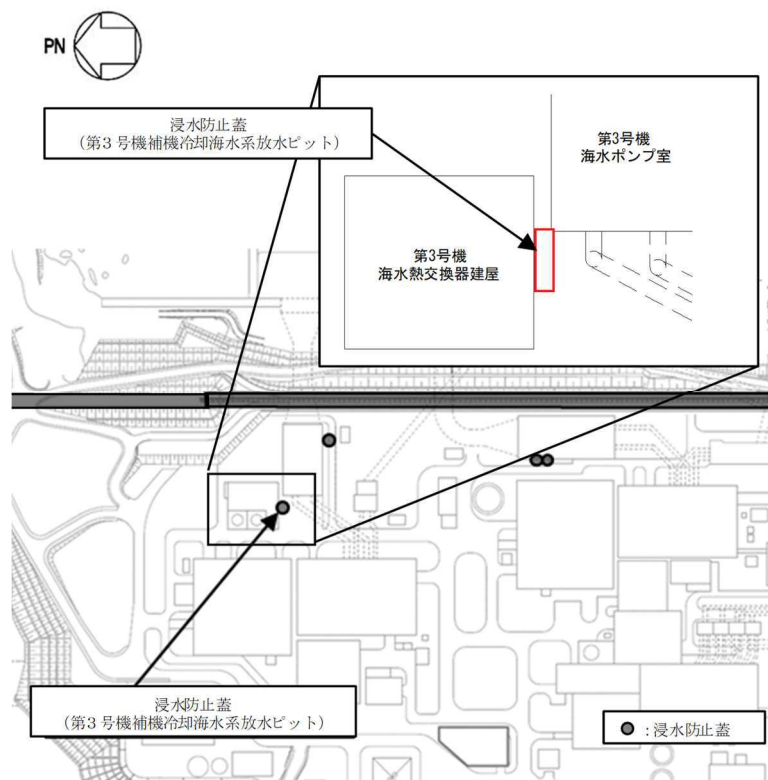


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

## 2.2 構造計画

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピットからの浸水を防止するため、近接する第3号機海水熱交換器建屋側面に鋼製ブラケットを介して固定ボルトにて固定し、地震時に異なる挙動を示す可能性がある第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持性能を有する第3号機海水熱交換器建屋側面に固定ボルトで固定する。	<p>浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトにより構成する。</p> <p>第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置する。</p>	<p>浸水防止蓋</p> <p>平面図</p> <p>A-A断面</p> <p>固定ボルト</p> <p>鋼製ブラケット</p> <p>固定ボルト</p> <p>浸水防止蓋</p> <p>止水ジョイント</p> <p>B-B断面</p>

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位の応力評価と変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価については、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく余震荷重により算出した応力が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認する。

止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットに生じる変位量を用いて評価する。なお、余震荷重による変位量は設計用地震力による変位量を下回することは明白であることから、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力における最大変位量が、重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイントの許容限界内に収まることを確認する。応力評価及び変形性評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

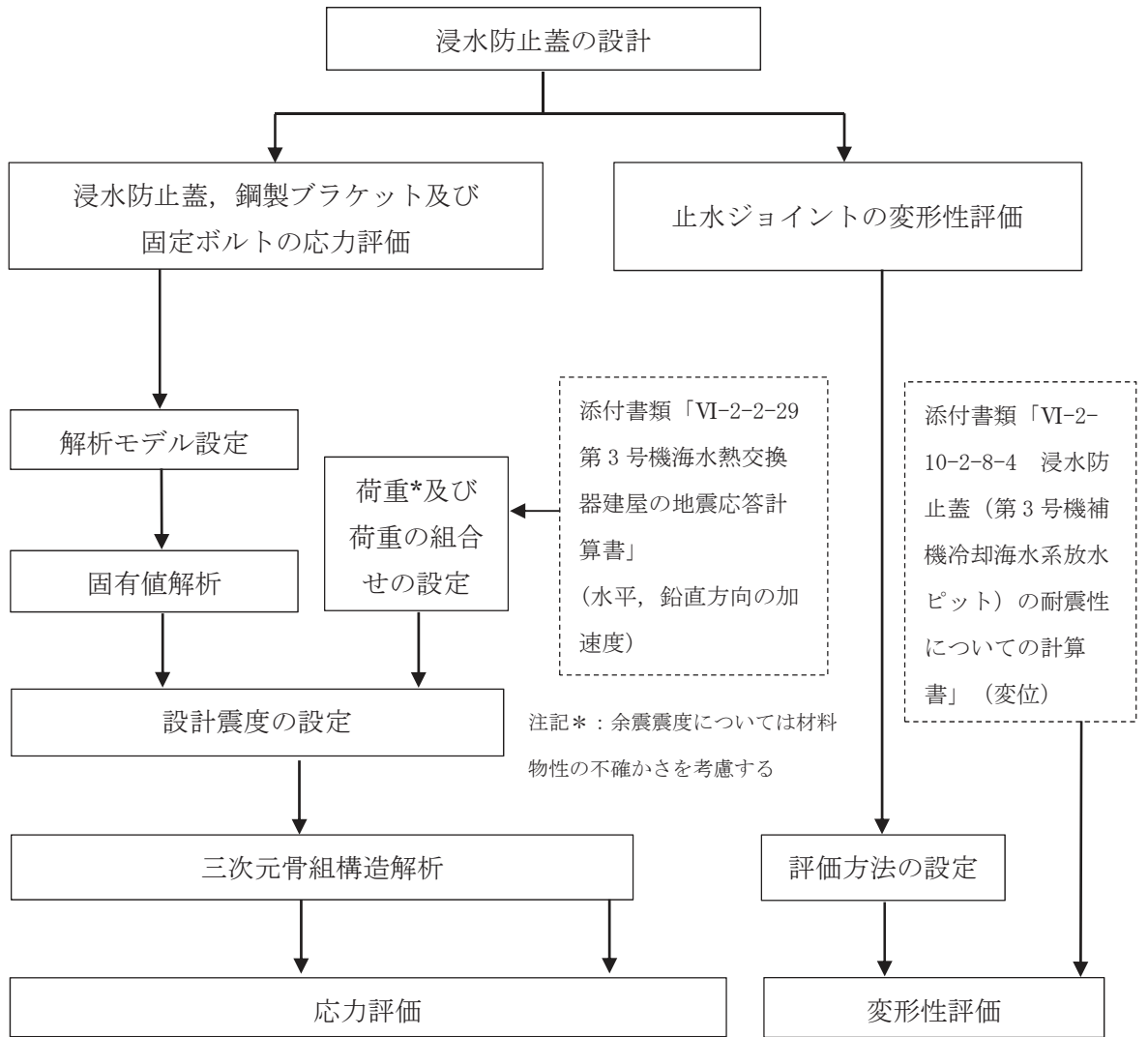


図 2-2 強度評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 日本産業規格（J I S）
- (4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 改定）

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$S_d$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う余震荷重
$S_{dH}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震荷重
$S_{dH(NS)}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (N-S) の余震荷重
$S_{dH(EW)}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (E-W) の余震荷重
$S_{dV}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
$\alpha_H$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
$\alpha_{H(NS)}$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (N-S) の余震震度
$\alpha_{H(EW)}$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (E-W) の余震震度
$\alpha_V$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
$G$	kN	固定荷重
$C_D$	—	抗力係数
$\rho_0$	t/m <sup>3</sup>	水の密度
$U$	m/s	流速
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$H$	mm	評価高さ
$P_s$	kN	積雪荷重
$W_s$	N/m <sup>2</sup>	1cm 当りの積雪荷重
$d_s$	cm	積雪高さ
$A$	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積
$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ荷重
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	最大せん断応力度
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	最大曲げ応力度
$Q$	kN	最大せん断力
$M$	N・mm	最大曲げモーメント
$x$	N/mm <sup>2</sup>	組合せ応力度
$A_s$	mm <sup>2</sup>	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積
$Z$	mm <sup>3</sup>	浸水防止蓋の断面係数
$\alpha$	—	平板のモーメントに関する係数

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (2/2)

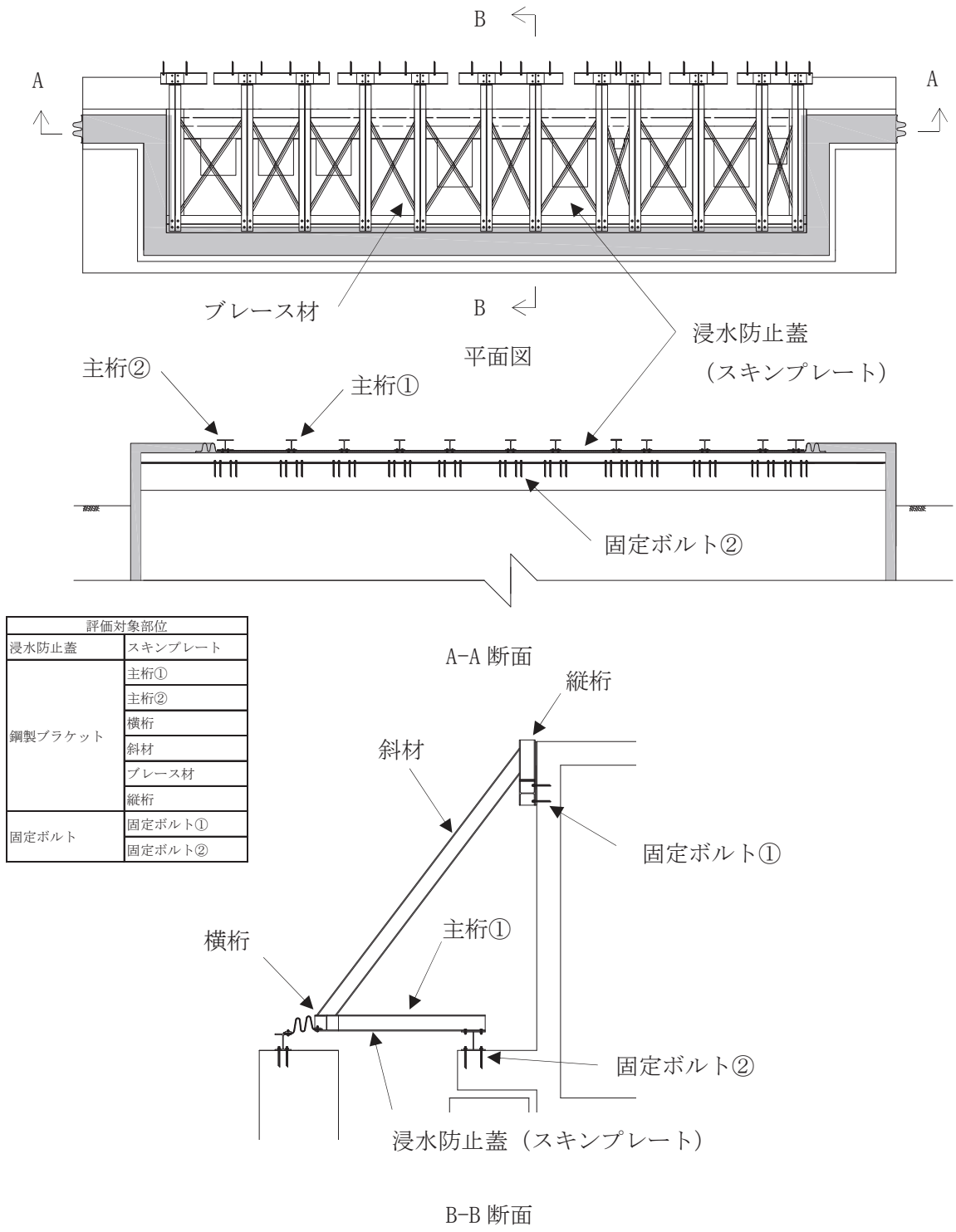
記号	単位	定義
$\beta$	—	平板のせん断力に関する係数
w	kN/m <sup>2</sup>	浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重
w'	N/mm <sup>2</sup> ・mm	浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重
$l_x$	mm	浸水防止蓋の短辺長
t	mm	浸水防止蓋の厚さ
T d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力
R n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)
R m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント
R s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)
B	mm	照査箇所のボルト間隔 (mm)
N	本	照査箇所の固定ボルトの本数

### 3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、突き上げ津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

#### 3.1 応力評価の評価対象部位

応力評価の評価対象部位は、津波荷重及び余震荷重が浸水防止蓋及び鋼製ブラケットに作用し、鋼製ブラケットを固定している固定ボルトを介して躯体に伝達することから、浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトを応力評価の評価対象部位として設定する。応力評価の評価対象部位について図 3-1 に示す。

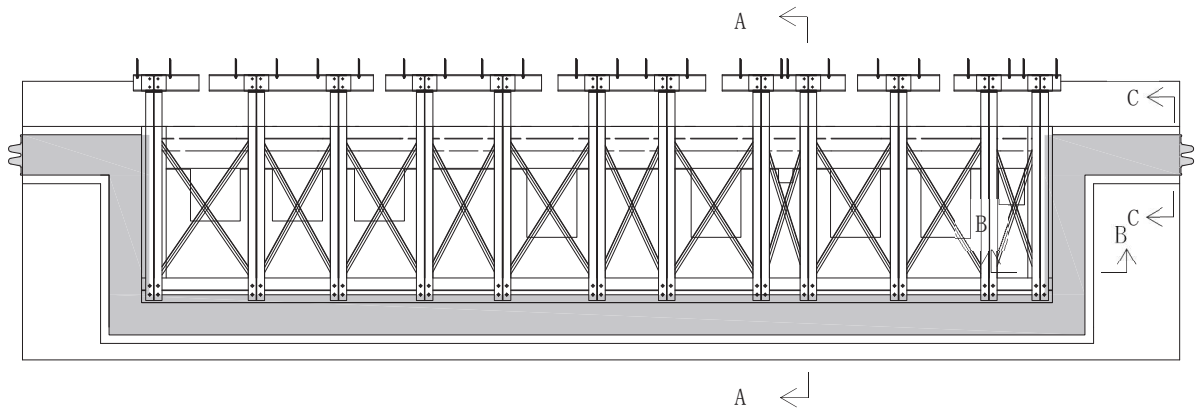


評価対象部位	
浸水防止蓋	スキンプレート
鋼製ブラケット	主桁①
	主桁②
	横桁
	斜材
	ブレース材
固定ボルト	縦桁
	固定ボルト①
	固定ボルト②

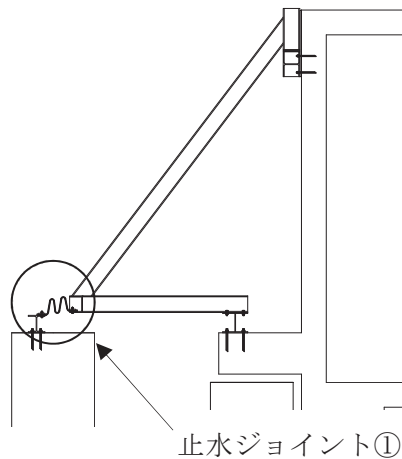
図 3-1 評価対象部位 (応力評価)

### 3.2 変形性評価の評価対象部位

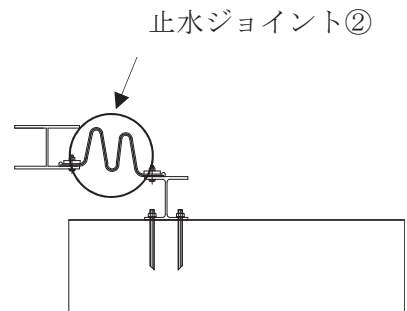
変形性評価の評価対象部位は、余震に伴う浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットの変位が止水ジョイントに作用することから、止水ジョイントを変形性評価の評価対象部位として設定する。変形性評価の評価対象部位について図3-2に示す。



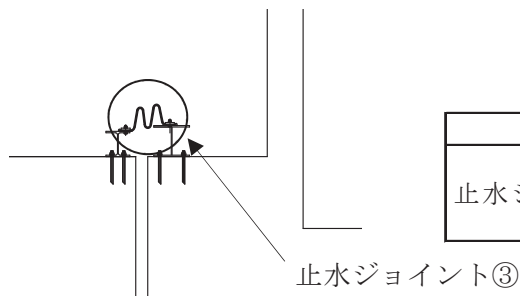
平面図



A-A 断面



B-B 断面



C-C 断面

評価対象部位	
止水ジョイント	止水ジョイント①
	止水ジョイント②
	止水ジョイント③

図3-2 評価対象部位（変形性評価）

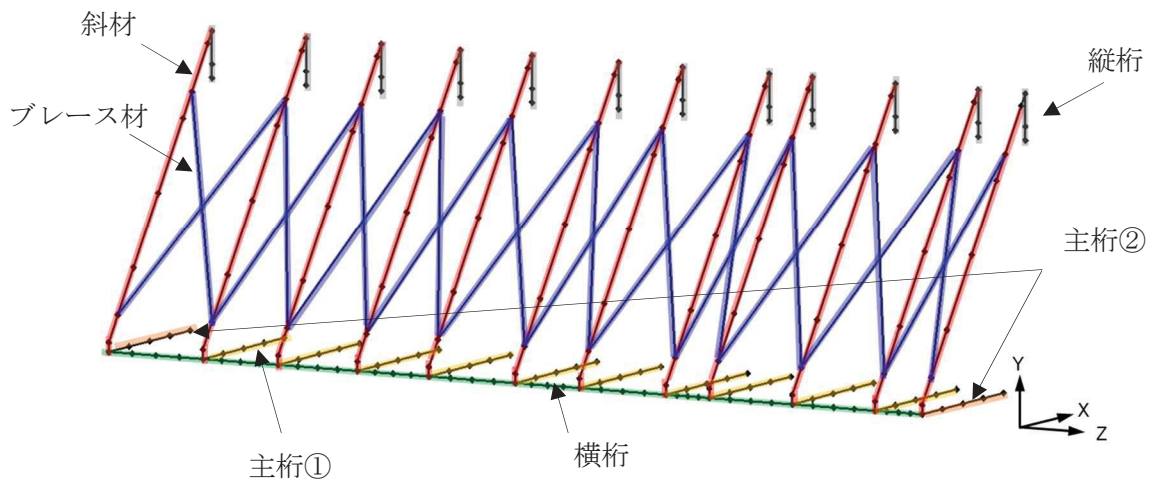
#### 4. 固有値解析

##### 4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法

浸水防止蓋と鋼製ブラケットは一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、図4-1に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施する。

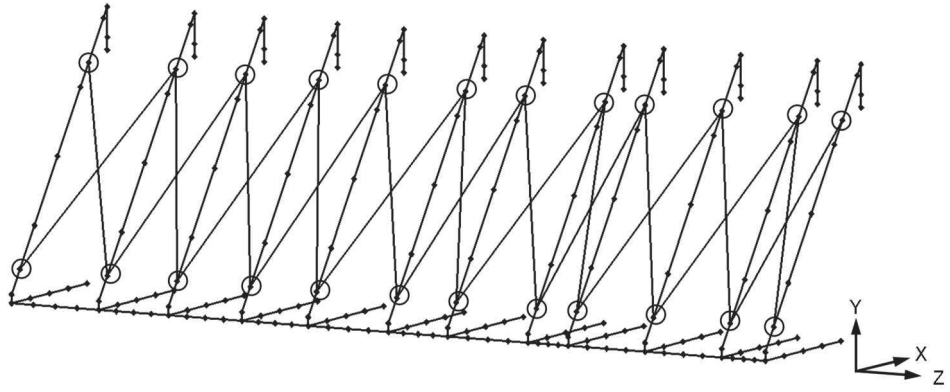
解析コードは「Engineer's StudioVer.6.00.4」を用いる。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図4-1 固有値解析モデル (1/2)



記号	x	y	z
●	剛結	剛結	剛結
◎	ピン	ピン	ピン

図4-1 固有値解析モデル (2/2)

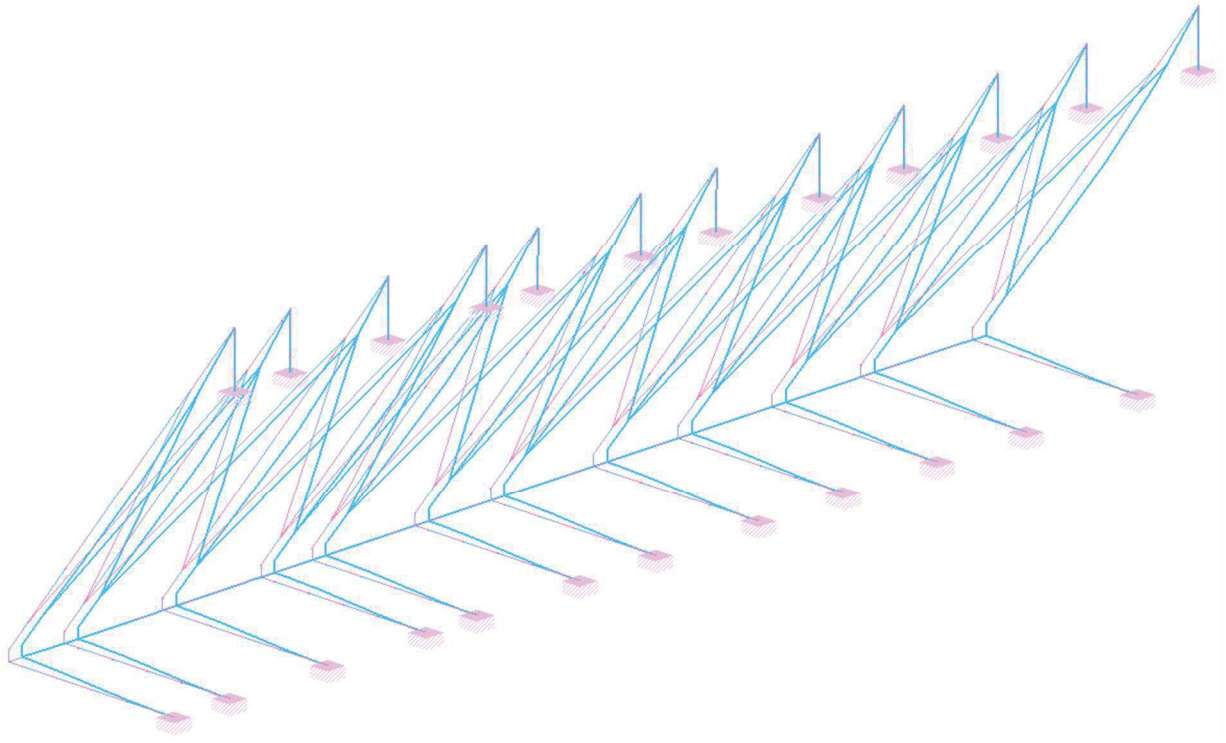


#### 4.2 固有振動数の計算結果

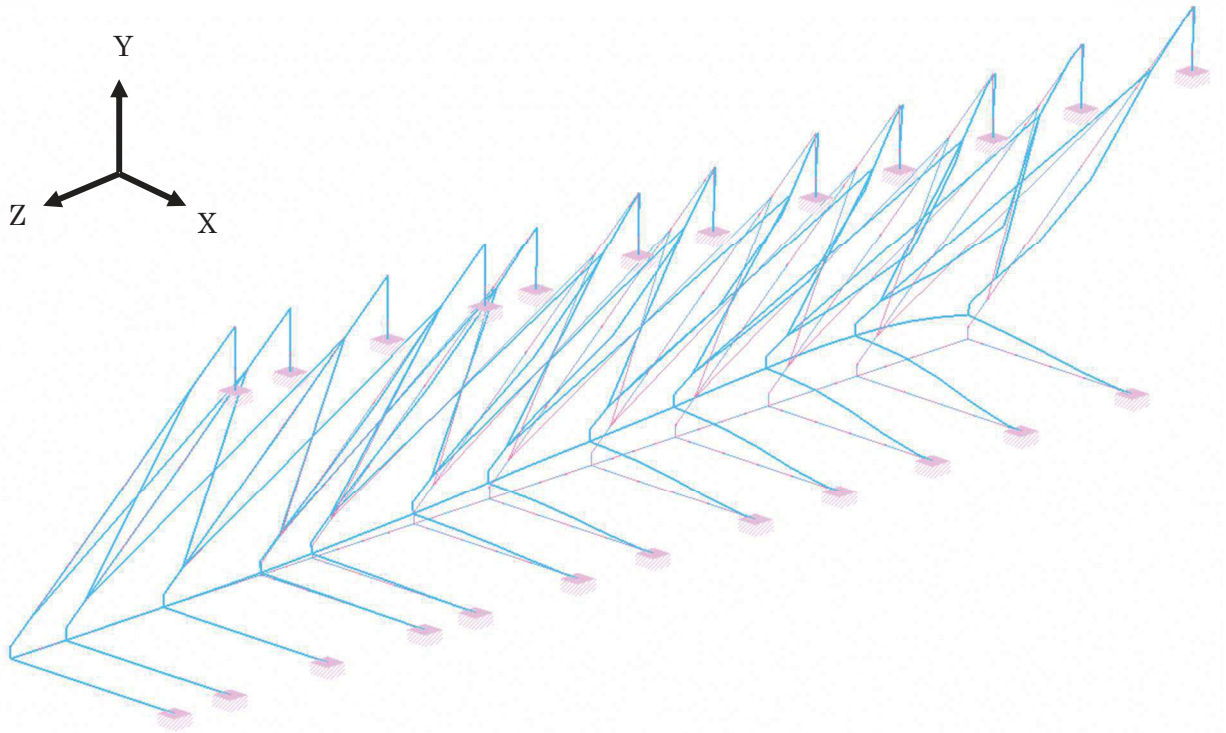
固有振動数の解析結果を表 4-1 及び図 4-2 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-1 固有値解析結果

振動モード 次数	卓越 方向	固有振動数 f (Hz)
1	Z	24.17
38	Y	108.71
95	X	276.20

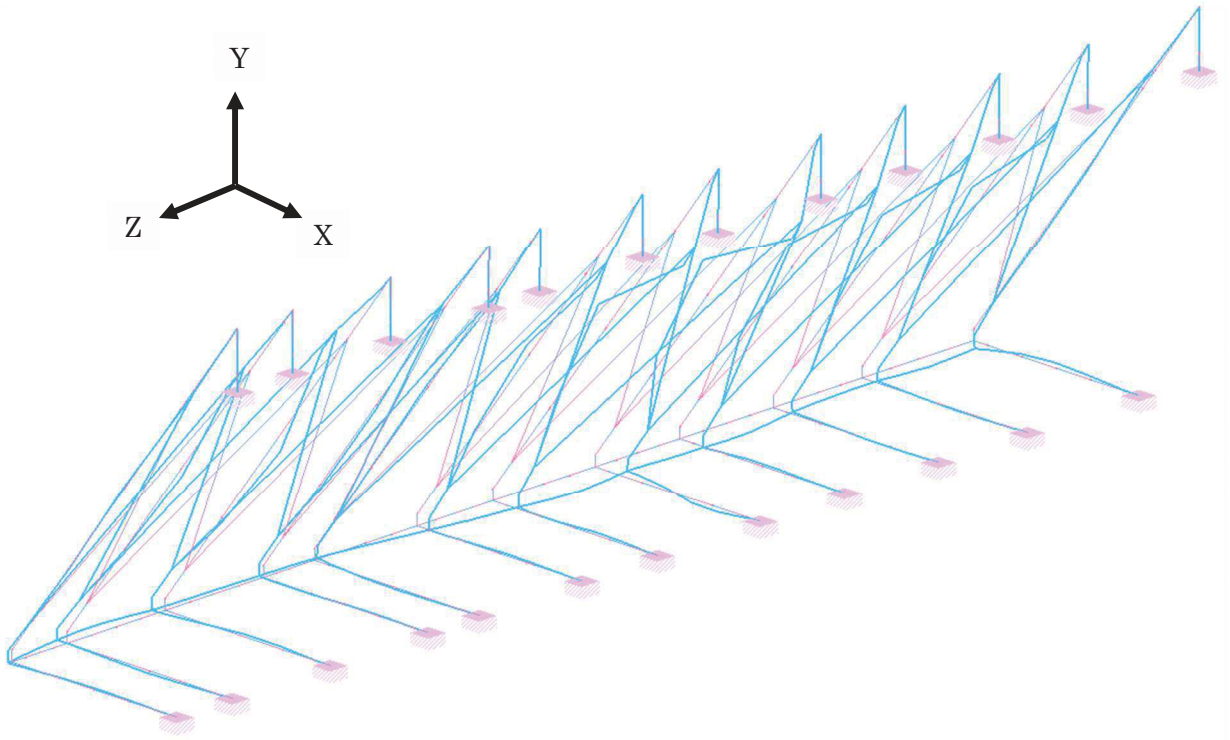


振動モード：1次，固有振動数 24.17Hz



振動モード：38次，固有振動数 108.71Hz

図4-2 固有値解析結果 (1/2)



振動モード：95 次， 固有振動数 276.20Hz

図 4-2 固有値解析結果 (2/2)

## 5. 構造強度評価

### 5.1 応力評価方法

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.1.2 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

#### 5.1.1 荷重及び荷重の組合せ

##### (1) 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_t + S_d + P_s$$

ここで、G : 固定荷重 (kN)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

なお、浸水防止蓋については、鉛直方向の荷重の組合せにおいて、自重及び積雪荷重は鉛直下向きに作用し計算上有利となる事から考慮しない。

##### (2) 荷重の設定

応力評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

##### a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

##### b. 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ )

突き上げ津波荷重は、浸水防止蓋に作用するものとする。また、評価においては浸水津波荷重を含むものとし、以下の式により算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

ここで、 $P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_D$  : 抗力係数 (=2.01)

$\rho_0$  : 水の密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

U : 流速 (=1.0m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

H : 評価高さ (=2.9m)

c. 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、P<sub>s</sub> : 積雪荷重(kN)

W<sub>s</sub> : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m<sup>2</sup>)

d<sub>s</sub> : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

d. 余震荷重 (S<sub>d</sub>)

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> に伴う地震力を考慮する。

「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋と鋼製ブラケットを一体として解析した固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。ここで、地震力は浸水防止蓋の設置位置における水平方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$S_{dH} = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、S<sub>dH</sub> : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> の水平方向の余震荷重(kN)

G : 固定荷重(kN)

P<sub>s</sub> : 積雪荷重(kN)

α<sub>H</sub> : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> の水平方向の余震震度

また、表 5-1 のとおり、鉛直方向の余震震度が 1 未満であることから、浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を足し合わせた荷重は、突き上げ津波荷重を相殺する向きに作用するため、浸水防止蓋の応力評価においては自重と鉛直方向の地震力を保守的に考慮しないこととする。余震震度を表 5-1 に示す。

表 5-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度		
		水平方向 (N-S) $\alpha_{H(NS)}$	水平方向 (E-W) $\alpha_{H(EW)}$	鉛直方向 $\alpha_v$
第 3 号機海水 熱交換器建屋	O.P. 14.0	1.58	1.39	0.74

5.1.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの使用材料を表 5-2 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
浸水防止蓋	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
鋼製ブラケット	主桁①	SUS304	H-200×200×20×20 (mm)
	主桁②	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	横桁	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	斜材	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
	ブレース材	SUS304	L-60×60×5 (mm)
	縦桁	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
固定ボルト	固定ボルト①	SUS304	M20
	固定ボルト②	SUS304	M20

(2) 許容限界

a. 浸水防止蓋，鋼製ブラケット

浸水防止蓋，鋼製ブラケットの許容応力度は，「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づき表5-3の値とする。

表5-3 浸水防止蓋，鋼製ブラケットの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SUS304	205	118

b. 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010改定）」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表5-4に示す。

なお，固定ボルトは躯体に埋め込まれているから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重，付着力により決まる許容荷重を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表5-4 地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

部位	材質	短期許容荷重 (kN)	
		引張	せん断
固定ボルト①	SUS304	50.2	35.1
固定ボルト②	SUS304	37.8	18.4

### 5.1.3 余震荷重

荷重の組合せは、表 5-5 に示すとおり組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

表 5-5 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + 1.0 S d_{H(NS)} + 0.4 S d_v$
2	$G + P_s + 1.0 S d_{H(NS)} - 0.4 S d_v$
3	$G + P_s - 1.0 S d_{H(NS)} + 0.4 S d_v$
4	$G + P_s - 1.0 S d_{H(NS)} - 0.4 S d_v$
5	$G + P_s + 0.4 S d_{H(NS)} + 1.0 S d_v$
6	$G + P_s - 0.4 S d_{H(NS)} + 1.0 S d_v$
7	$G + P_s + 0.4 S d_{H(NS)} - 1.0 S d_v$
8	$G + P_s - 0.4 S d_{H(NS)} - 1.0 S d_v$
9	$G + P_s + 1.0 S d_{H(EW)} + 0.4 S d_v$
10	$G + P_s + 1.0 S d_{H(EW)} - 0.4 S d_v$
11	$G + P_s - 1.0 S d_{H(EW)} + 0.4 S d_v$
12	$G + P_s - 1.0 S d_{H(EW)} - 0.4 S d_v$
13	$G + P_s + 0.4 S d_{H(EW)} + 1.0 S d_v$
14	$G + P_s - 0.4 S d_{H(EW)} + 1.0 S d_v$
15	$G + P_s + 0.4 S d_{H(EW)} - 1.0 S d_v$
16	$G + P_s - 0.4 S d_{H(EW)} - 1.0 S d_v$

G : 固定荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$S d_{H(NS)}$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向 (N-S) の余震荷重  
 $((G + P_s) \times \alpha_{H(NS)})$  (kN)

$S d_{H(EW)}$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向 (E-W) の余震荷重  
 $((G + P_s) \times \alpha_{H(EW)})$  (kN)

$S d_v$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の鉛直方向の余震荷重  
 $((G + P_s) \times \alpha_v)$  (kN)



#### 5.1.4 計算方法

浸水防止蓋，鋼製ブラケット及び固定ボルトに発生する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

##### (1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は図 5-1 に示すとおり主桁間に分割して設置することから三辺固定スラブモデルとして断面力を算出する。評価箇所は図 5-1 に示すとおり，断面力が大きいと考えられる主桁間の幅が最大の箇所とする。浸水防止蓋に作用する等分布荷重（鉛直震度含む）が作用している板に発生する曲げ応力およびせん断応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018年改定）」（図 5-2）より算出する。

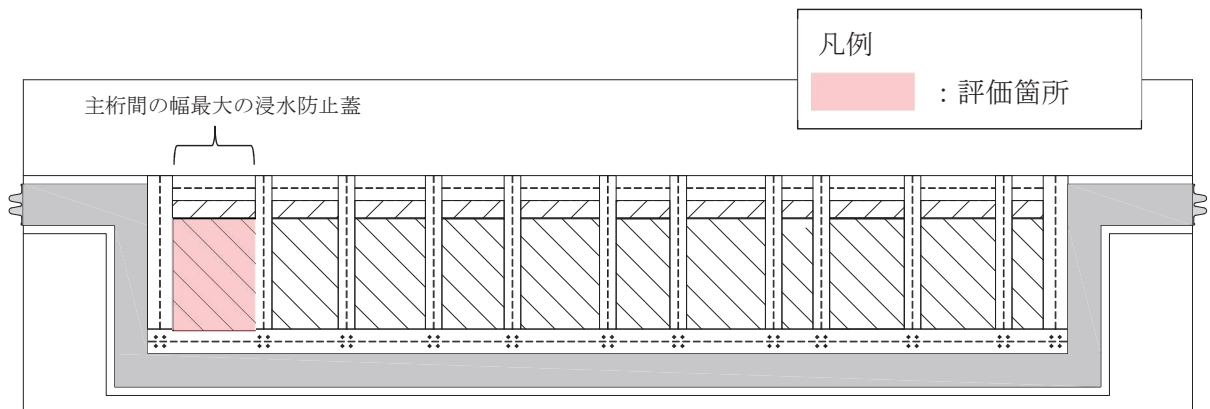


図 5-1 浸水防止蓋の評価箇所

- a. 浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重  $w$

$$w = P t$$

ここで，  $P t$  : 突き上げ津波荷重 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

- b. 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重  $w'$

$$w' = w / 1000$$

ここで，  $w'$  : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 ( $\text{N}/\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$ )

c. 最大曲げ応力  $\sigma$

求めた曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントについて、以下の式にて最大曲げ応力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w' \cdot l_x^2$$

ここで、

$M$	:	最大モーメント (N・mm)
$\alpha$	:	平板のモーメントに関する係数
$w'$	:	浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 (N/mm <sup>2</sup> ・mm)
$l_x$	:	浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\sigma = M / Z$$

ここで、

$\sigma$	:	最大曲げ応力 (N/mm <sup>2</sup> )
$M$	:	最大曲げモーメント (N・mm)
$Z$	:	スキンプレートの断面係数 (mm <sup>3</sup> )

d. 最大せん断応力  $\tau$

求めたせん断力のうち最大となるせん断力について、以下の式にてせん断応力度を算出する。

$$Q = \beta \cdot w' \cdot l_x$$

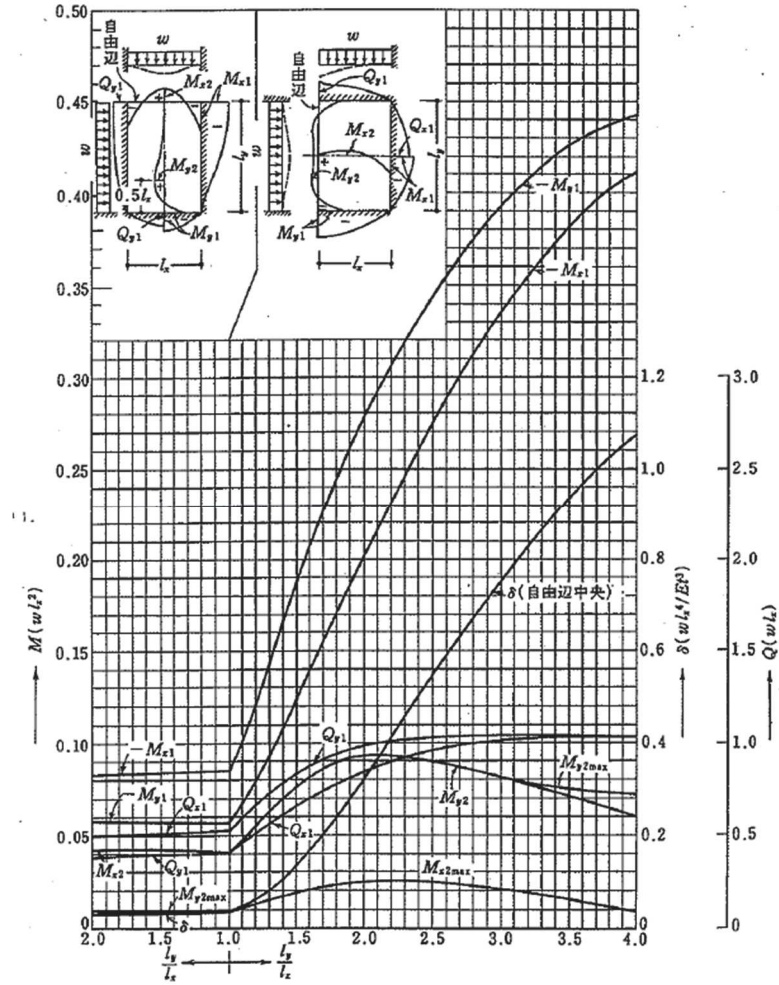
ここで、

$Q$	:	せん断力 (N)
$\beta$	:	平板のせん断に関する係数
$w'$	:	浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 (N/mm)
$l_x$	:	浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\tau = Q / A_s$$

ここで、

$\tau$	:	最大せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$Q$	:	最大せん断力 (N)
$A_s$	:	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積 (mm <sup>2</sup> )



付図 15.3 等分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図と自由辺中央のたわみ  $\delta^0$  ( $v=0$ )

図 5-2 応力算出図

e. 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検討

浸水防止蓋に生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規  
準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し、短  
期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- x : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma$  : 最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : 最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットの応力評価に用いるモデルは固有値解析を行ったモデルと同一とし、鋼製ブラケットの計算には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.4」を使用して評価部位に生じる断面力を求める。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。モデルに入力する荷重は、「5.1.1 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおりである。

(3) 固定ボルト

鋼製ブラケットの解析により得られる固定ボルト部の応力により、固定ボルトに作用する応力度を求め、許容限界以下であることを確認する。なお、固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は4本であり、また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。

a. 固定ボルトに作用する引張力  $T_d$

$$T_d = R_n / N + R_m / B / (N / 2)$$

- ここで、
- $T_d$  : 固定ボルト1本当りに作用する引張力 (kN)
  - $R_n$  : 固定ボルトの支点反力 (引張) (kN)
  - $R_m$  : 固定ボルトの支点モーメント (kN・mm)
  - $B$  : 固定ボルトのボルト間隔 (mm)
  - $N$  : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

b. 固定ボルトに作用する引張力  $T_d$

$$T_d = R_n / N + R_m / B / (N / 2)$$

- ここで、
- $T_d$  : 固定ボルト1本当りに作用する引張力 (kN)
  - $R_n$  : 固定ボルトの支点反力 (引張) (kN)
  - $R_m$  : 固定ボルトの支点モーメント (kN・mm)
  - $B$  : 固定ボルトのボルト間隔 (mm)
  - $N$  : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

c. 固定ボルトに作用するせん断力  $q$

$$q = R_s / N$$

- ここで、
- $q$  : 固定ボルト1本当りに作用するせん断力 (kN)
  - $R_s$  : 解析で得られる支点反力 (せん断) (kN)
  - $N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数 (本)

### 5.1.5 計算条件

浸水防止蓋の応力評価に用いる入力値を表 5-6 に示す。

表 5-6 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	$A_s$	$\text{mm}^2$	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積	16
	$\alpha$	—	平板のモーメントに関する係数	0.085
	$\beta$	—	平板のせん断に関する係数	0.55
	$l_x$	mm	浸水防止蓋の短辺長(mm)	1250
	$A$	$\text{m}^2$	浸水防止蓋の面積	1.86
	$Z$	$\text{mm}^3$	浸水防止蓋の断面係数	42.667
固定ボルト①	$R_n$	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	10.6
	$R_m$	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	2711
	$R_s$	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	31.4
	$B$	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	$N$	本	照査箇所の固定ボルトの本数	4
固定ボルト②	$R_n$	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	34.8
	$R_m$	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	16422
	$R_s$	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	35.7
	$B$	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	$N$	本	照査箇所の固定ボルトの本数	8

## 5.2 変形性評価方法

止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットに生じる変位量を用いて評価する。

余震荷重による変位量は設計用地震力による変位量を下回るとは明白であることから、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力による最大変位量が、重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイントの許容限界内に収まることを確認する。

### 5.2.1 許容限界

重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表5-7に重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表5-7 重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイント部材の変形量の許容限界

	許容限界 (mm)	
	開き方向	せん断方向
変形量	350	350

### 5.2.2 設計用地震力における最大変位量

添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力による最大変位量を表5-8に示す。

表5-8 設計用地震力による最大変位量

区分		地震時最大変位量 (mm)		
		第3号機海水熱交換器建屋	第3号機補機冷却海水系放水ピット	評価用変位量
止水ジョイント①	開き方向	12	66	78
	せん断方向	14	149	163
止水ジョイント②	開き方向	14	149	163
	せん断方向	12	66	78
止水ジョイント③	開き方向	12	66	78
	せん断方向	14	149	163

6. 評価結果

浸水防止蓋の応力評価結果を表 6-1 に、変形性評価結果を表 6-2 に示す。全ての部材において発生応力、応力度又は変形量が許容限界以下であることを確認した。

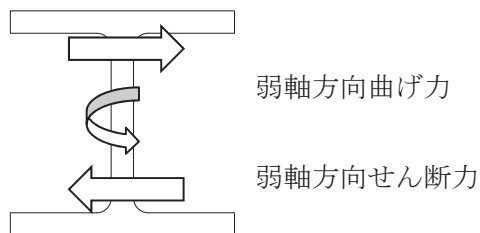
表 6-1 応力評価結果（浸水防止蓋）（1/4）

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
浸水防止蓋	曲げ	95	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.47 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	96	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.47 < 1.0

表 6-1 応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）（2/4）

評価対象部位		発生値（*弱軸方向） （応力度又は荷重）		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	27	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.14 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	28	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.14 < 1.0
主桁②	曲げ	29	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.15 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	30	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.15 < 1.0
斜材	曲げ	19	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.10 < 1.0
	せん断	1	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.01 < 1.0
	組合せ	20	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.10 < 1.0
横桁	曲げ	19	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.10 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	20	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.10 < 1.0
ブレース材	曲げ	7	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.04 < 1.0
縦桁	曲げ	14	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.07 < 1.0
	せん断	1	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.01 < 1.0
	組合せ	15	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.08 < 1.0

注記\*：H鋼の弱軸について



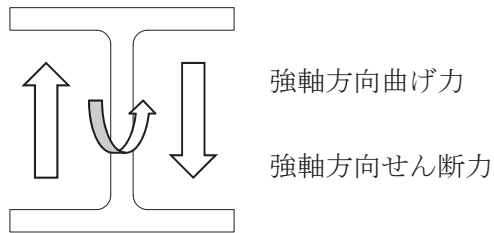
ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一樣



表 6-1 応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）（3/4）

評価対象部位		発生値（*強軸方向） （応力度又は荷重）		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	26	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.13 < 1.0
	せん断	12	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.11 < 1.0
	組合せ	34	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.17 < 1.0
主桁②	曲げ	16	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.08 < 1.0
	せん断	10	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.09 < 1.0
	組合せ	24	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.12 < 1.0
斜材	曲げ	13	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.07 < 1.0
	せん断	3	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.03 < 1.0
	組合せ	14	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.07 < 1.0
横桁	曲げ	5	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.03 < 1.0
	せん断	4	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.04 < 1.0
	組合せ	9	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.05 < 1.0
ブレース材	曲げ	7	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.04 < 1.0
縦桁	曲げ	11	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.06 < 1.0
	せん断	8	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.07 < 1.0
	組合せ	18	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.09 < 1.0

注記\*：H鋼の強軸について



ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一樣

表 6-1 応力評価結果（固定ボルト）（4/4）

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
固定ボルト①	引張	9.5	kN	50.2	kN	0.19<1.0
	せん断	7.9	kN	35.1	kN	0.23<1.0
	組合せ	—		—		0.09<1.0
固定ボルト②	引張	24.9	kN	37.8	kN	0.66<1.0
	せん断	4.5	kN	18.4	kN	0.25<1.0
	組合せ	—		—		0.50<1.0

表 6-2 変形性評価結果

評価対象部位		地震時 最大変位量 (mm)		地震時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
		第3号機海水 熱交換器建屋	第3号機補機冷却 海水系放水ピット	評価用 変位量	
止水ジョイント①	開き方向	12	66	78	350
	せん断方向	14	149	163	350
止水ジョイント②	開き方向	14	149	163	350
	せん断方向	12	66	78	350
止水ジョイント③	開き方向	12	66	78	350
	せん断方向	14	149	163	350

VI-3-別添3-2-7-3 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の  
強度計算書

## 目 次

1. 概要 .....	1
2. 一般事項 .....	2
2.1 配置概要 .....	2
2.2 構造計画 .....	3
2.3 評価方針 .....	4
2.4 適用規格・基準等 .....	5
2.5 記号の説明 .....	6
3. 評価対象部位及び評価対象設備.....	8
4. 構造強度評価 .....	10
4.1 構造強度評価方法 .....	10
4.2 荷重及び荷重の組合せ .....	10
4.3 許容限界 .....	12
4.4 評価方法 .....	14
4.5 評価条件 .....	22
5. 評価結果 .....	24

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)（以下、「浸水防止蓋」という。）が津波の冠水に伴う突き上げ荷重及び余震を考慮した荷重に対して津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に浸水することを防止するために、十分な構造健全性を有していることを確認するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリアの床面に設置する。  
浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に示す。

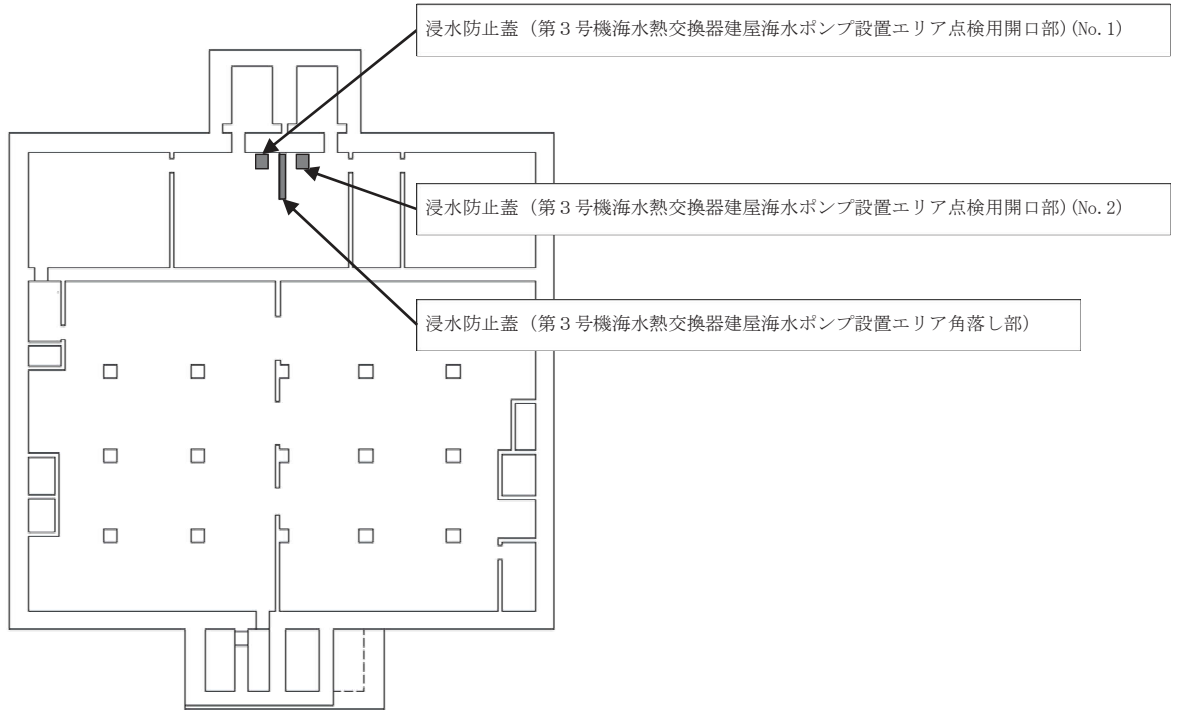


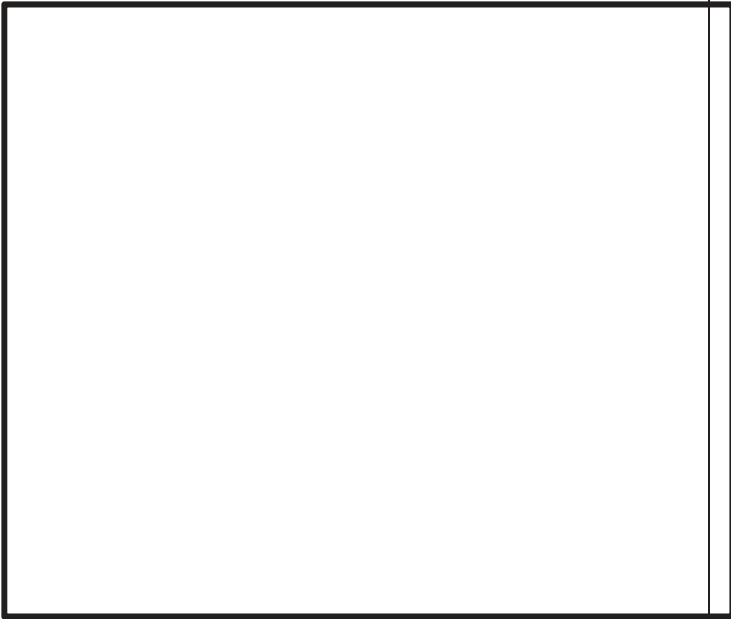

図2-1 浸水防止蓋の設置位置図  
(第3号機海水熱交換器建屋 地下中2階)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形又は正方形のスキンプレートに主桁（溝形鋼又は鋼板）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	
		<p>浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）</p> 
		<p>浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)</p>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

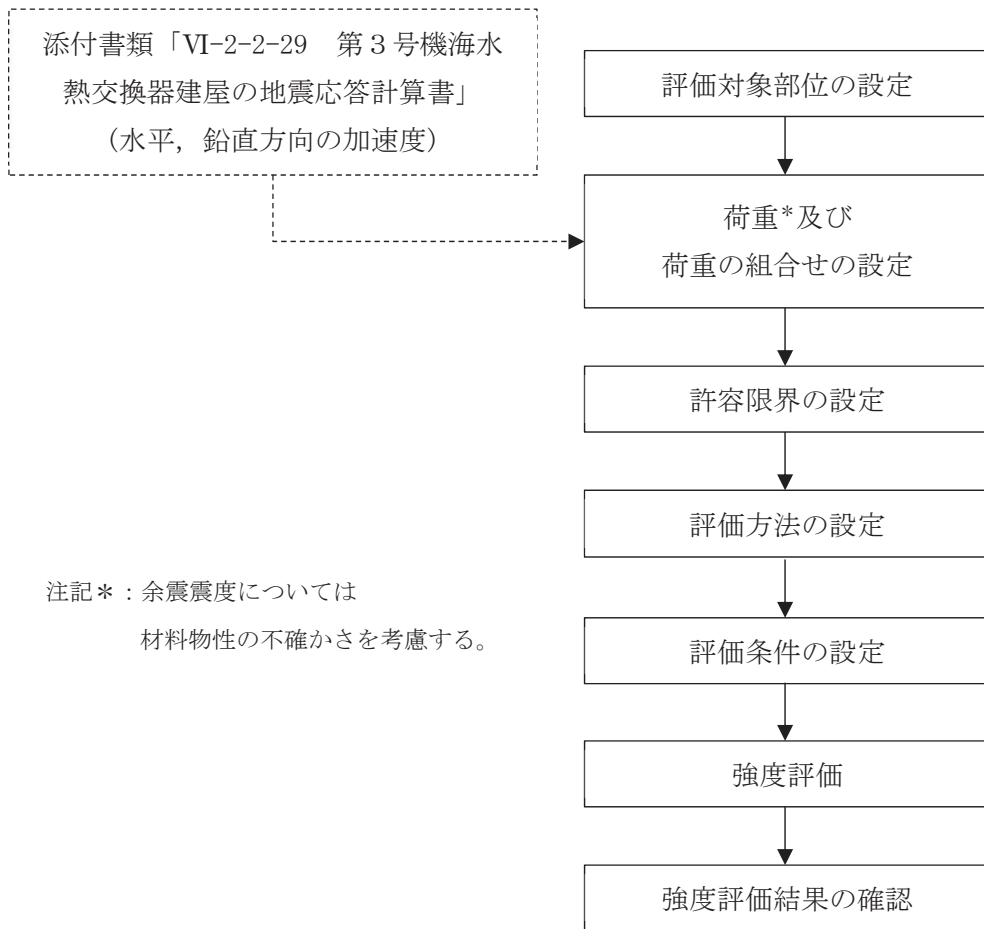


図 2-2 強度評価フロー



#### 2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法及び同施行令
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年改定）
- (3) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005年改定）
- (4) 日本産業規格（JIS）
- (5) 機械工学便覧（日本機械学会，2005年改訂）

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S d	kN	弾性設計用地震動 S d - D 2 による余震荷重
$\alpha_H$	-	弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の余震震度
$\alpha_V$	-	弾性設計用地震動 S d - D 2 の鉛直方向の余震震度
P <sub>t</sub>	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ津波荷重
C <sub>D</sub>	-	抗力係数
U	m/s	流速
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
H	mm	評価高さ
P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重
W <sub>s</sub>	N/m <sup>2</sup>	1 cm 当りの積雪荷重
d <sub>s</sub>	cm	積雪高さ
A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積
W <sub>s s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当りの等分布荷重
W <sub>s s</sub> '	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	最大せん断応力度
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm <sup>2</sup>	組合せ応力度
A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積
Z	mm <sup>3</sup>	断面係数
L <sub>1</sub>	mm	主桁の負担幅
L <sub>2</sub>	mm	主桁全長
L <sub>3</sub>	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L <sub>4</sub>	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
L <sub>5</sub>	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ
L <sub>6</sub>	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ
$\beta_1$	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ

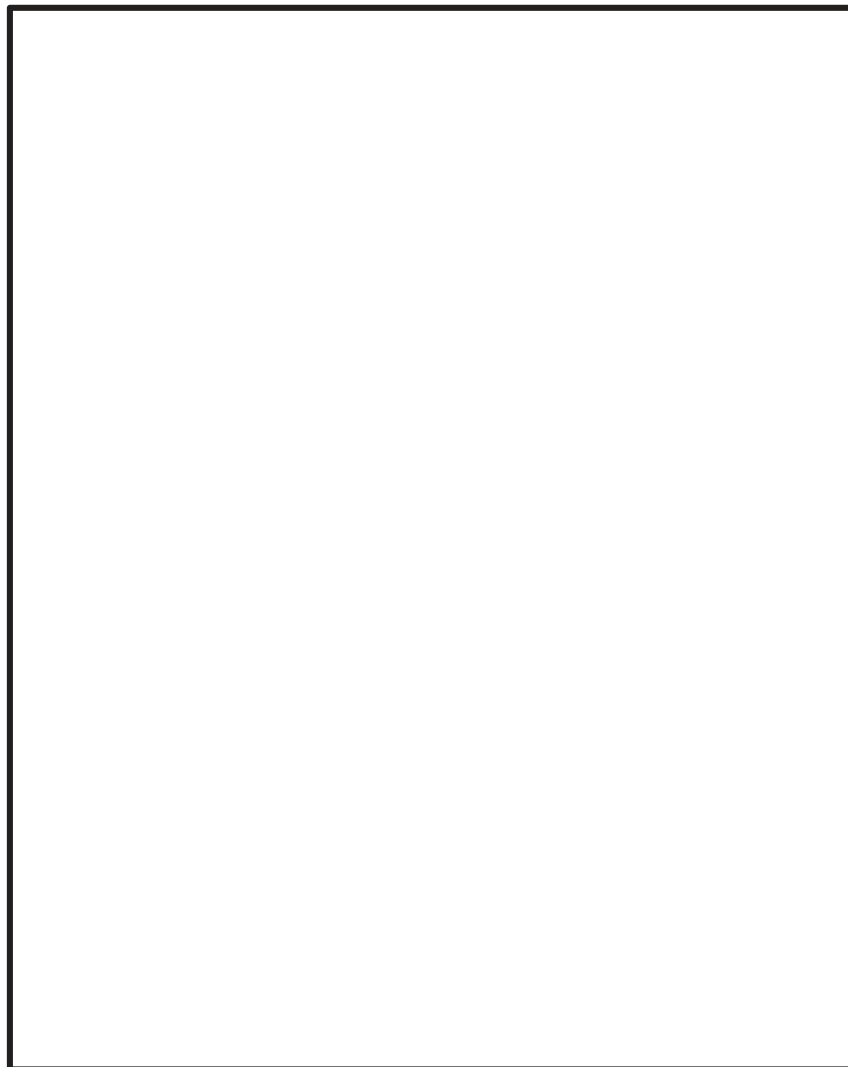
表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルト (2) の本数
$T_d$	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力
$T_s$	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力
$q_s$	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力
$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度
$\tau_s$	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度
A'	mm <sup>2</sup>	固定ボルト (1) の有効断面積
$n_s$	本	固定ボルト (1) の本数

3. 評価対象部位及び評価対象設備

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、突き上げ津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。また、浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)は構成部材の寸法，規格が等しく，評価結果が変わらないことから，浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1)を評価対象設備とする。

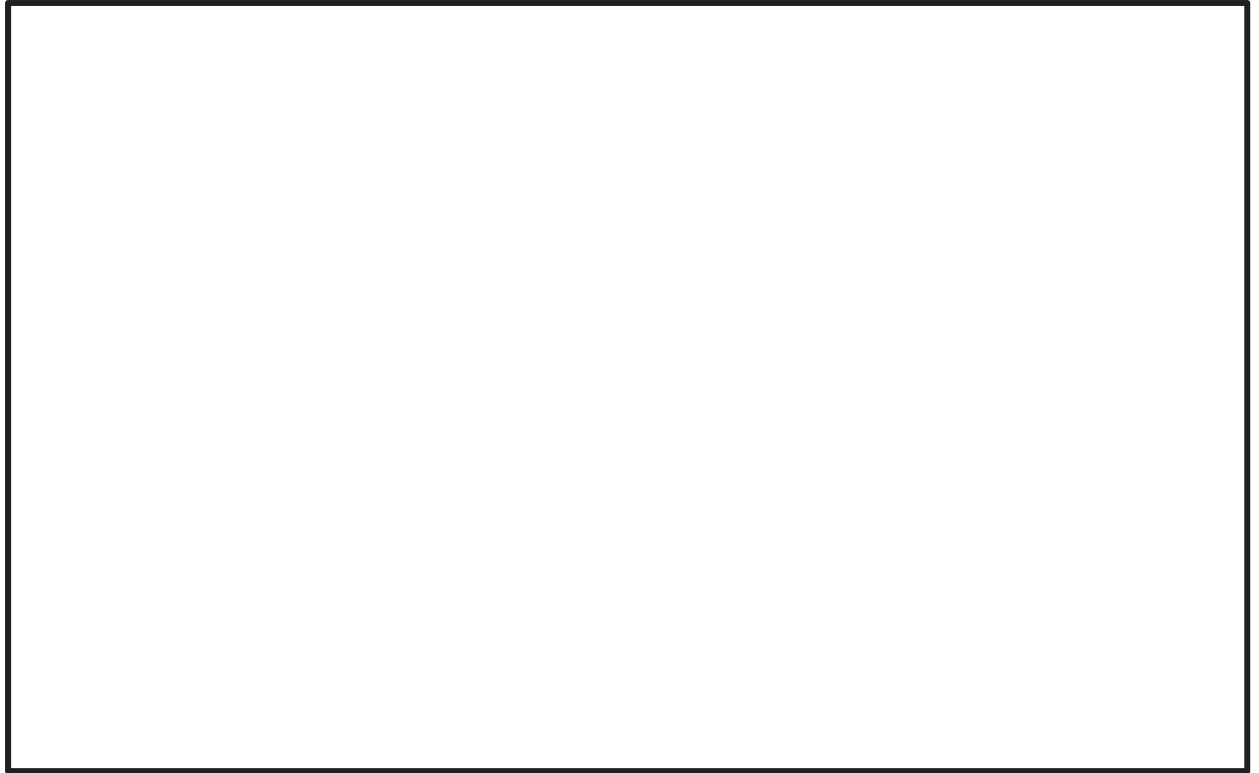
浸水防止蓋の評価対象部位は，津波荷重及び余震荷重が浸水防止蓋のスキンプレート，主桁及び固定ボルト（1）に伝わり，浸水防止蓋を固定する固定ボルト（2）を介して躯体に伝達されることから，浸水防止蓋の評価対象部位は，スキンプレート，主桁，固定ボルト（1）及び固定ボルト（2）とし，評価対象部位を図3-1に示す。



(a) 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）

図3-1 評価対象部位（1/2）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



(b) 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No.1)，(No.2)

図3-1 評価対象部位 (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

###### 4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_t + S_d + P_s$$

ここで、 $G$  : 固定荷重 (kN)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$S_d$  : 余震荷重 (弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  に伴う地震力) (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

なお、鉛直方向の荷重の組合せにおいては、自重及び積雪荷重は鉛直下向きに作用し計算上有利となる事から考慮しない。

###### 4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

###### (1) 固定荷重 ( $G$ )

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

###### (2) 突き上げ津波荷重 ( $P_t$ )

突き上げ津波荷重は、浸水防止蓋に作用するものとする。また、評価においては浸水津波荷重を含むものとし、以下の式により算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H \cdot 10^{-3}$$

ここで、 $P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_D$  : 抗力係数 (=2.01)

$\rho_0$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$U$  : 流速 (=1.0m/s)

$g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

$H$  : 評価高さ (mm)

(3) 積雪荷重 (P s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式により算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、P s : 積雪荷重 (kN)

W s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m<sup>2</sup>)

d s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(4) 余震荷重 (S d)

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。ここで、地震力は浸水防止蓋の設置位置における水平方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、S d : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P s : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の余震震度

また、表 4-1 のとおり、鉛直方向の余震震度が 1 未満であることから、浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を足し合わせた荷重は、突き上げ津波荷重を相殺する向きに浸水防止蓋に作用するため、強度評価においては浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を保守的に考慮しないこととする。

余震震度  $\alpha_H$ 、 $\alpha_V$  を表 4-1 に示す。

表 4-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平 $\alpha_H$	鉛直 $\alpha_V$
第 3 号機海水熱交換器建屋 MB2F	0. P. 2. 0	1. 17	0. 64

#### 4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定した部位に対し、「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

##### 4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルト（1）及び固定ボルト（2）の使用材料を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料

設備名称	評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	主桁	SUS304	C-80×40×5×5 (mm)
	固定ボルト（1）	SUS304	M16
	固定ボルト（2）	SUS304	M16
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)	スキンプレート	SUS304	t = 12 (mm)
	主桁	SUS304	PL-16×150 (mm)
	固定ボルト（1）	SUS304	M30
	固定ボルト（2）	SUS304	M16

##### 4.3.2 許容限界

###### (1) スキンプレート、主桁、固定ボルト（1）

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」を踏まえて表 4-3 の値とする。

表 4-3 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
	曲げ	引張	せん断
SUS304	205	205	118

注記：許容応力度を決定する場合の基準値 F は、日本産業規格（J I S）に基づく。



(2) 固定ボルト (2)

固定ボルト (2) の許容荷重は、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」に記載した固定ボルト (2) に作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年改定)」に基づき算定する。

突き上げ津波荷重を考慮する場合の固定ボルト (2) の許容荷重を表 4-4 に示す。

なお, 固定ボルト (2) は躯体に埋め込まれていることから, 固定ボルト (2) が引張力を受ける場合においては, 固定ボルト (2) の降状により決まる許容荷重, 付着力により決まる許容荷重を比較して, いずれか小さい値を採用する。また, 固定ボルト (2) がせん断力を受ける場合においては, 固定ボルト (2) のせん断強度により決まる許容荷重, 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して, いずれか小さい値を採用する。

表 4-4 固定ボルト (2) の短期許容荷重

設備名称	材質	短期許容荷重 (kN)	
		引張	せん断
浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)	SUS304	32.1	22.3
浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) (No. 1), (No. 2)		32.1	22.5

#### 4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルト(1)に発生する応力度並びに固定ボルト(2)に発生する応力が、許容値限界以下であることを確認する。

主桁とスキンプレートについては、箇所によって評価結果に差異が生じることから、図4-1及び図4-2にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図4-3に、固定ボルト(1)及び固定ボルト(2)の納まりを示す。

##### 4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図4-1に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

- (1) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{ss}'$

$$W_{ss}' = P_t \cdot L_1 \cdot 10^{-3}$$

ここで、 $W_{ss}'$  : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$L_1$  : 主桁の負担幅(mm)

- (2) 主桁に生じる最大せん断応力度 $\tau$

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

$\tau$  : 主桁に生じる最大せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 主桁に生じる最大せん断力(kN)

$A_s$  : 主桁のせん断断面積(mm<sup>2</sup>)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{ss}' \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

$W_{ss}'$  : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

$L_2$  : 主桁全長(mm)

- (3) 主桁に生じる最大曲げ応力度 $\sigma$

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

$\sigma$  : 主桁に生じる最大曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 主桁に生じる最大曲げモーメント(kN・m)

$Z$  : 主桁の断面係数(mm<sup>3</sup>)

ここで、 $M = 1/8 \cdot W_{ss}' \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

$W_{ss}'$  : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

$L_2$  : 主桁全長(mm)

(4) 主桁に生じる組合せ応力度

主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

x : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 4-1 評価の対象とする主桁

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4.4.2 スキンプレート

図4-2に示すとおり、スキンプレートが荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

- (1) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{ss}$

$$W_{ss} = P_t$$

ここで、 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

- (2) スキンプレートに生じる最大曲げ応力度  $\sigma$

$$\sigma = \beta_1 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 $\sigma$  : スキンプレートに生じる最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)

$\beta_1$  : スキンプレートの辺長比に応じた係数

$t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

- (3) スキンプレートに生じる最大せん断応力度  $\tau$

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / \{2 \cdot (L_3 + L_4) \cdot t\}$$

ここで、 $\tau$  : スキンプレートに生じる最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_3$  : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)

$L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)

$t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

## (4) スキンプレートに生じる組合せ応力度

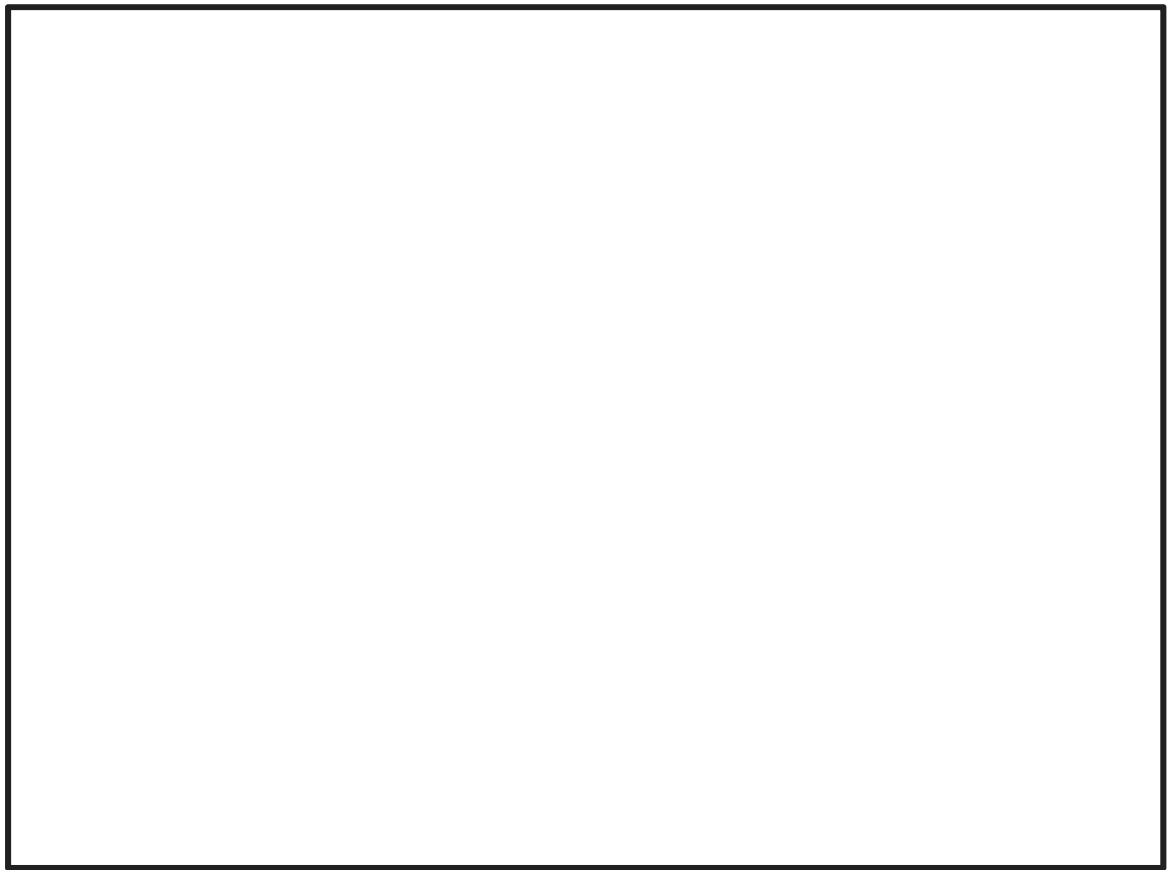
スキンプレートに生じる曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。またスキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで， $x$  : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 4-2 評価の対象とするスキンプレート

#### 4.4.3 固定ボルト (1)

- (1) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる鉛直方向の引張応力度  $\sigma_t$

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

$$T_s = P_t \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-6} / n_s$$

ここで、 $\sigma_t$  : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる鉛直方向の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_5$  : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

$L_6$  : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

$n_s$  : 固定ボルト (1) の本数 (本)

$A'$  : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

- (2) 余震による水平方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、 $S_d$  : 余震による水平方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 水平方向の余震震度

- (3) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度  $\tau_s$

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで、 $q_s = S_d / n_s$

$\tau_s$  : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_s$  : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

$S_d$  : 余震による水平方向の余震荷重 (kN)

$n_s$  : 固定ボルト (1) の本数 (本)

$A'$  : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

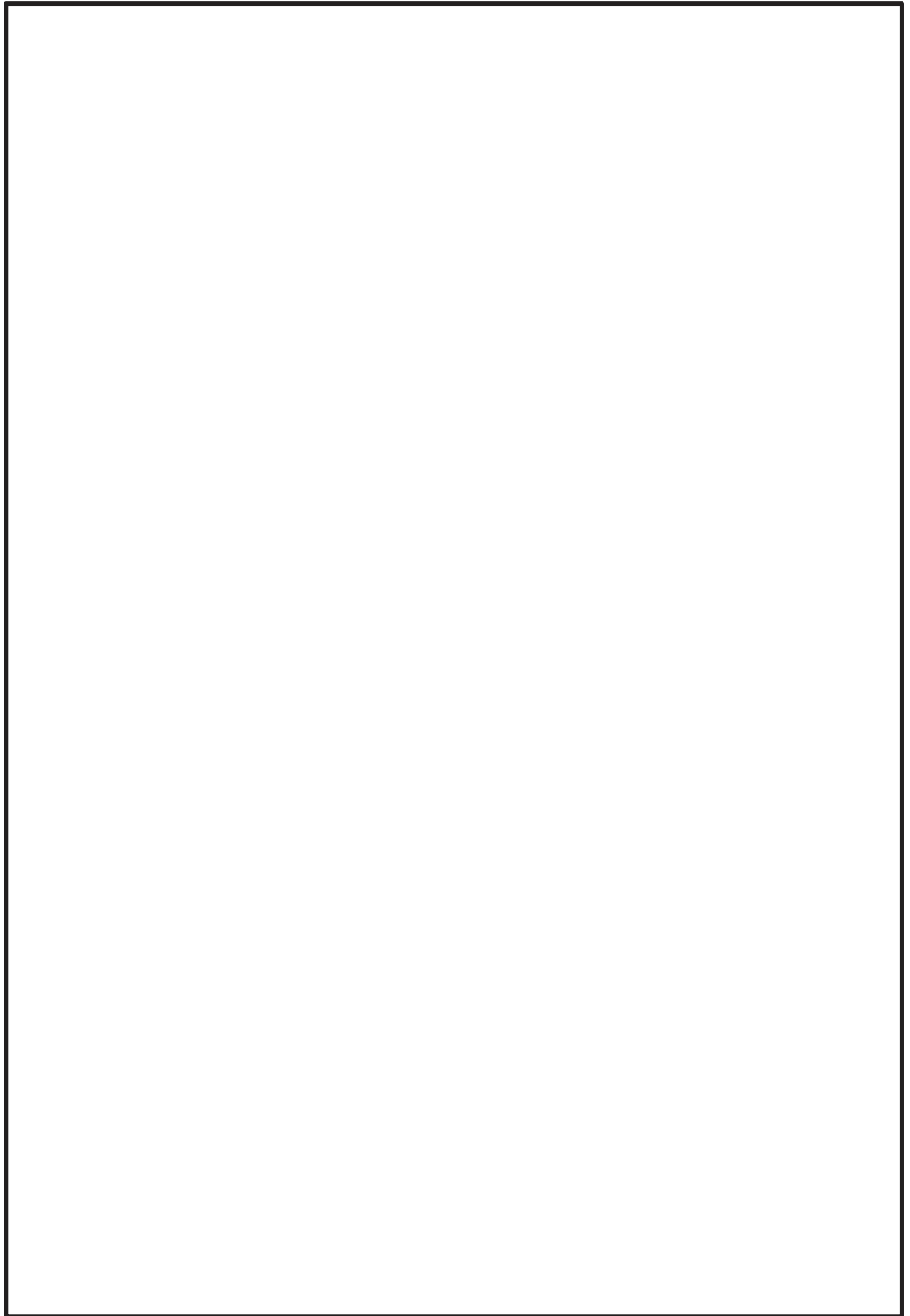


図 4-3 固定ボルト (1) 及び固定ボルト (2) の納まり (1/2)

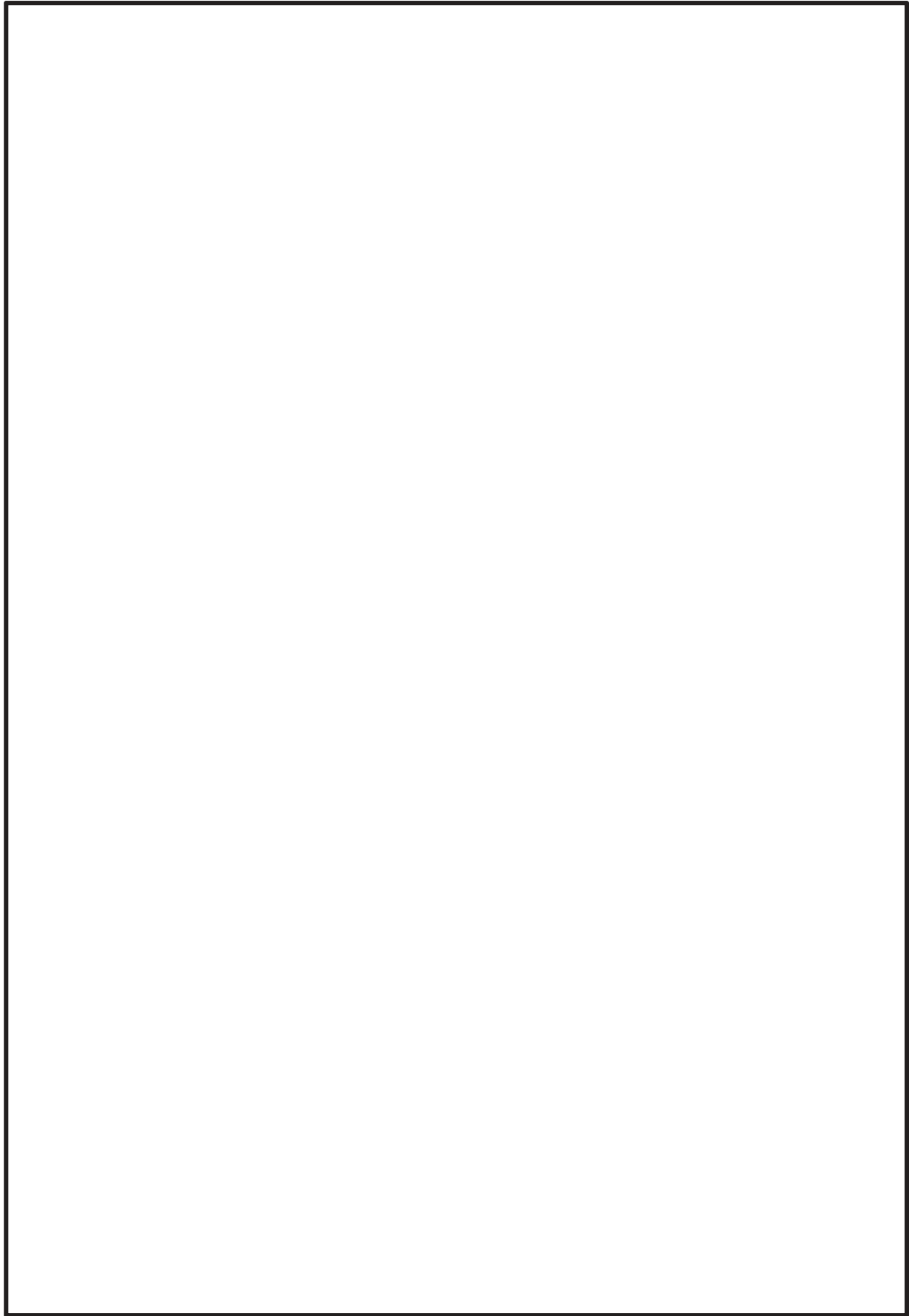


図 4-3 固定ボルト (1) 及び固定ボルト (2) の納まり (2/2)



## 4.4.4 固定ボルト (2)

- (1) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力
- $T_d$

$$T_d = P_t \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-6} / N$$

ここで,  $T_d$  : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_5$  : スキンプレーートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

$L_6$  : スキンプレーートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

$N$  : 固定ボルト (2) の本数 (本)

- (2) 余震による水平方向の余震荷重
- $S_d$

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで,  $S_d$  : 余震による水平方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 水平方向の余震震度

- (3) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力
- $q$

$$q = S_d / N$$

ここで,  $q$  : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

$S_d$  : 余震による水平方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 固定ボルト (2) の本数 (本)

#### 4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-5 及び表 4-6 に示す。

表 4-5 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の  
強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	$\rho_0$	t/m <sup>3</sup>	水の密度	1.03
	g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度	9.80665
	H	mm	評価高さ	17000
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	1.6
主桁	$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ津波荷重	174
	$L_1$	mm	主桁の負担幅	500
	$L_2$	mm	主桁全長	420
	$A_s$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積	400
	Z	mm <sup>3</sup>	断面係数	$1.78 \times 10^4$
スキン プレート	$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ津波荷重	174
	$L_3$	mm	スキンプレーートの支持長辺長さ	500
	$L_4$	mm	スキンプレーートの支持短辺長さ	420
	$L_5$	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	3005
	$L_6$	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	380
	$\beta_1$	-	スキンプレーートの辺長比に応じた係数	0.4
固定 ボルト (1)	$n_s$	本	固定ボルト (1) の本数	36
	$A'$	mm <sup>2</sup>	固定ボルト (1) の有効断面積	157
	$T_s$	N	固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力	5520
	$q_s$	N	固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力	162
	G	N	スキンプレートと主桁の固定荷重	3040
固定 ボルト (2)	N	本	固定ボルト (2) の本数	27
	$T_d$	N	固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力	7360
	q	N	固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力	337
	G	N	スキンプレートと主桁の固定荷重	3040

表 4-6 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No.1)  
の強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	$\rho_0$	t/m <sup>3</sup>	水の密度	1.03
	g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度	9.80665
	H	mm	評価高さ	17000
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	1.0
主桁	$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ津波荷重	174
	$L_1$	mm	主桁の負担幅	250
	$L_2$	mm	主桁全長	1000
	$A_s$	mm <sup>2</sup>	せん断面積	2400
	Z	mm <sup>3</sup>	断面係数	$6.00 \times 10^4$
スキンプレート	$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	突き上げ津波荷重	174
	$L_3$	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	250
	$L_4$	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	200
	$L_5$	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	850
	$L_6$	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	850
	$\beta_1$	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.5
固定 ボルト(1)	$n_s$	本	固定ボルト(1)の本数	8
	$A'$	mm <sup>2</sup>	固定ボルト(1)の有効断面積	561
	$q_s$	N	固定ボルト(1)1本当りに作用するせん断力	712
	$T_s$	N	固定ボルト(1)1本当りに作用する引張力	15800
	G	N	スキンプレートと主桁の固定荷重	3138
固定 ボルト(2)	N	本	固定ボルト(2)の本数	15
	$T_d$	N	固定ボルト(2)1本当りに作用する引張力	8380
	q	N	固定ボルト(2)1本当りに作用するせん断力	597
	G	N	スキンプレートと主桁の固定荷重	3138

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋(第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)  
の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	108	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.53 < 1.0
	せん断	46	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.39 < 1.0
	組合せ	135	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.66 < 1.0
スキンプレート	曲げ	48	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.24 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	49	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.24 < 1.0
固定ボルト (1)	引張	36	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.18 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
固定ボルト (2)	引張	7.4	kN	32.1	kN	0.24 < 1.0
	せん断	0.4	kN	22.3	kN	0.02 < 1.0
	組合せ	-		-		0.06 < 1.0

表 5-2 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1)  
の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	91	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.45 < 1.0
	せん断	10	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.09 < 1.0
	組合せ	93	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.46 < 1.0
スキンプレート	曲げ	25	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.13 < 1.0
	せん断	1	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.01 < 1.0
	組合せ	26	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.13 < 1.0
固定ボルト (1)	引張	29	N/mm <sup>2</sup>	205	N/mm <sup>2</sup>	0.15 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	118	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
固定ボルト (2)	引張	8.4	kN	32.1	kN	0.27 < 1.0
	せん断	0.6	kN	22.5	kN	0.03 < 1.0
	組合せ	-		-		0.08 < 1.0

VI-3-別添 3-2-7-4 浸水防止蓋  
(揚水井戸 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁区画内)) の  
強度計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価対象部位	7
4.	構造強度評価	8
4.1	構造強度評価方法	8
4.2	荷重及び荷重の組合せ	8
4.3	許容限界	10
4.4	評価方法	12
4.5	評価条件	20
5.	評価結果	21

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。



## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に示す。

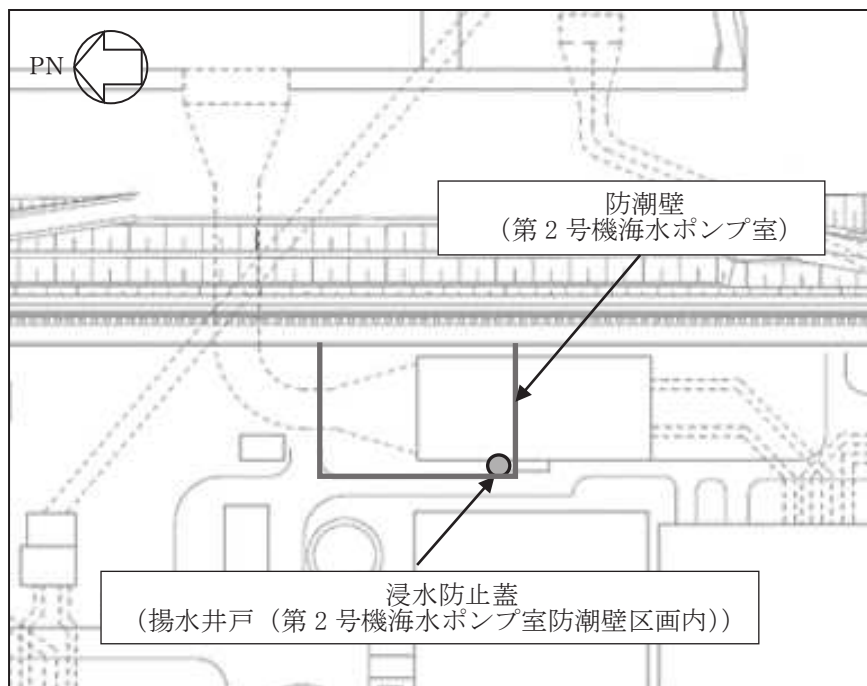


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

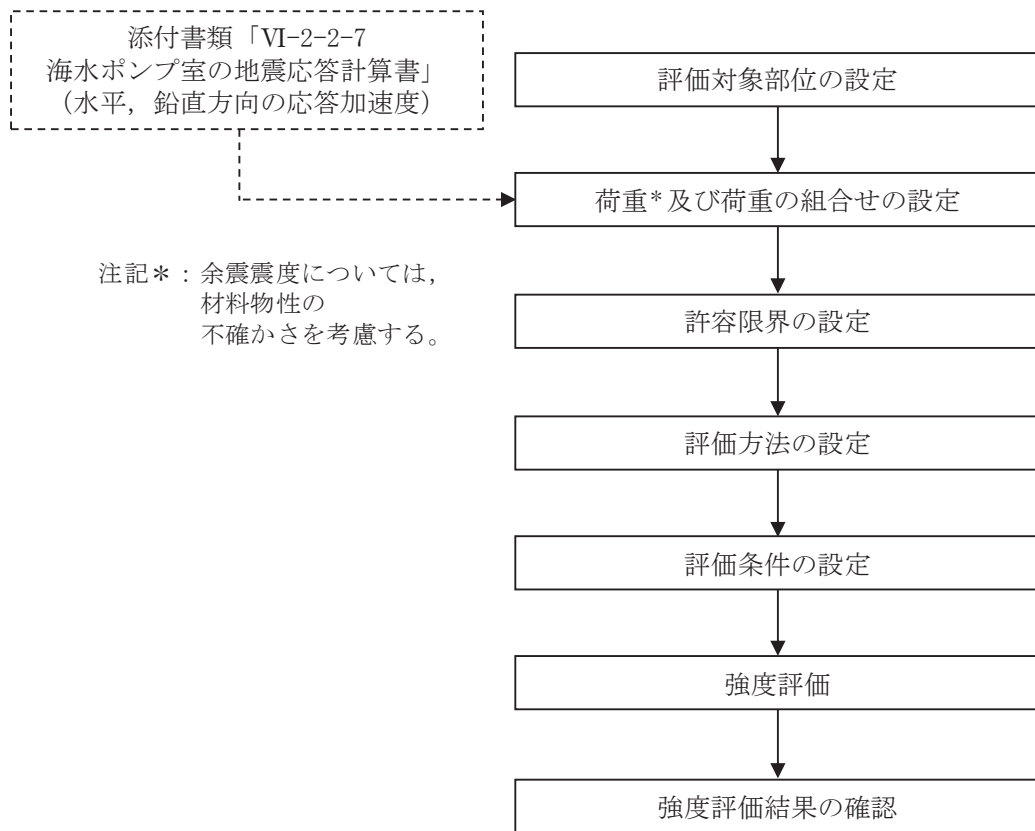


図 2-2 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$S_d$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
$\alpha_H$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
$\alpha_V$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
$G$	kN	固定荷重
$P_h$	kN	浸水津波荷重
$\rho_o$	t/m <sup>3</sup>	水の密度
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$h_1$	O. P. m	津波水位
$h_2$	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
$A$	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積
$P_s$	kN	積雪荷重
$W_s$	N/m <sup>2</sup>	1 cm 当りの積雪荷重
$d_s$	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	最大せん断応力度
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	最大曲げ応力度
$Q$	kN	最大せん断力
$M$	kN・m	最大曲げモーメント
$x$	N/mm <sup>2</sup>	組合せ応力度
$A_s$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積
$Z$	mm <sup>3</sup>	断面係数
$L_1$	mm	主桁の負担幅
$L_2$	mm	主桁全長
$L_3$	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
$L_4$	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
$\beta_2$	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
$t$	mm	スキンプレートの厚さ
$N$	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
$T_d$	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
$q$	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

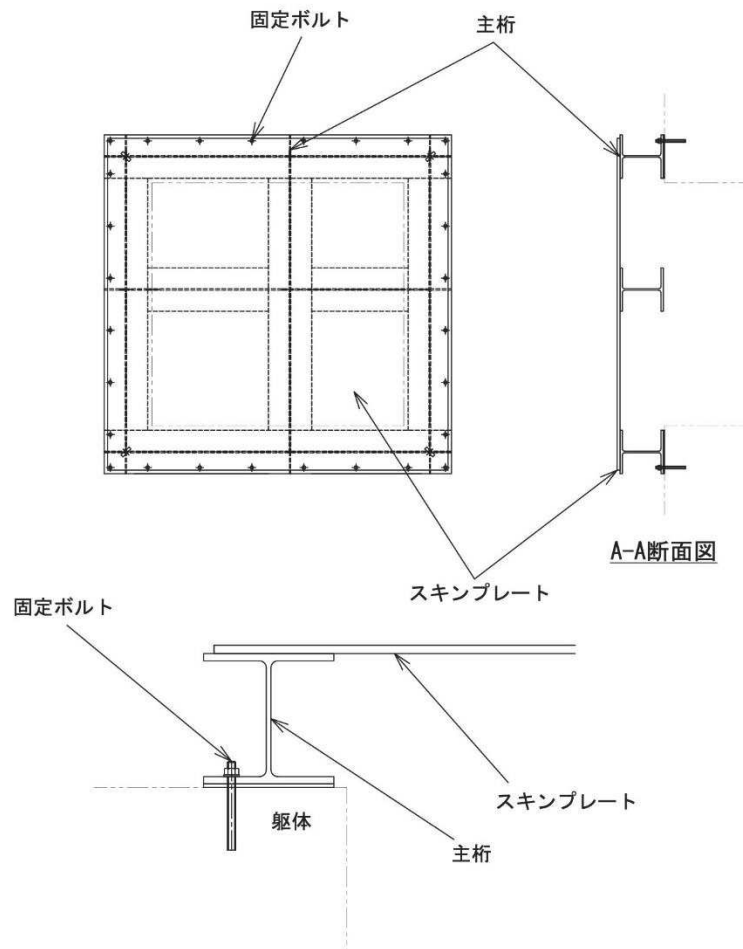


図 3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

###### 4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	G	: 固定荷重 (kN)
	$P_h$	: 浸水津波荷重 (kN)
	$S_d$	: 余震荷重 (kN)
	$P_s$	: 積雪荷重 (kN)

###### 4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

###### (1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

###### (2) 浸水津波荷重( $P_h$ )

浸水津波荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	$\rho_o$	: 水の密度 (t/m <sup>3</sup> )
	g	: 重力加速度 (m/s <sup>2</sup> )
	$h_1$	: 津波水位 (O.P. m)
	$h_2$	: 浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	A	: 浸水防止蓋の面積 (m <sup>2</sup> )

(3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $W_s$  : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m<sup>2</sup>)  
 $d_s$  : 積雪高さ 43 (cm)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(4) 余震荷重( $S_d$ )

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力及び動水圧荷重を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による余震荷重 (kN)  
 $G$  : 固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha_H$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による水平方向の余震震度  
 $\alpha_V$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による鉛直方向の余震震度



余震震度  $\alpha_H$ ,  $\alpha_V$  を表 4-1 に示す。

表 4-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 $\alpha_H$	鉛直方向 $\alpha_V$
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	O.P. 14.0	2.31	0.97

#### 4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

##### 4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

#### 4.3.2 許容限界

##### (1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づき表 4-3 の値とする。

表 4-3 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

##### (2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重度は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表 4-4 に示す。

なお、固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから、固定ボルトが引張力を受ける場合においては、固定ボルトの降伏により決まる許容荷重、付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、固定ボルトがせん断力を受ける場合においては、固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 4-4 津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)	
	引張	せん断
SM490Y	37.7	32.9

#### 4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図4-1、図4-2にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図4-3に固定ボルトの納まりを示す。

##### 4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図4-1に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

##### (1) 弾性設計用地震動S<sub>d-D2</sub>による余震荷重S<sub>d</sub>

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、  
 S<sub>d</sub> : 弾性設計用地震動S<sub>d-D2</sub>による余震荷重 (kN)  
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重 (kN)  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (kN)  
 α<sub>v</sub> : 弾性設計用地震動S<sub>d-D2</sub>の鉛直方向の余震震度

##### (2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重W<sub>s s'</sub>

$$W_{s s'} = (G + P_h + S_d + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、  
 W<sub>s s'</sub> : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)  
 S<sub>d</sub> : 弾性設計用地震動S<sub>d-D2</sub>による余震荷重 (kN)  
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重 (kN)  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (kN)  
 L<sub>1</sub> : 主桁の負担幅 (mm)  
 A : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

##### (3) 主桁に作用する最大せん断応力度τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)  
 A<sub>s</sub> : 主桁のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

$$\text{ここで、 } Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)  
 W<sub>s s'</sub> : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)  
 L<sub>2</sub> : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度  $\sigma$

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

$\sigma$  : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

ここで,  $M = 1/8 \cdot W s s' \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

W s s' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L<sub>2</sub> : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

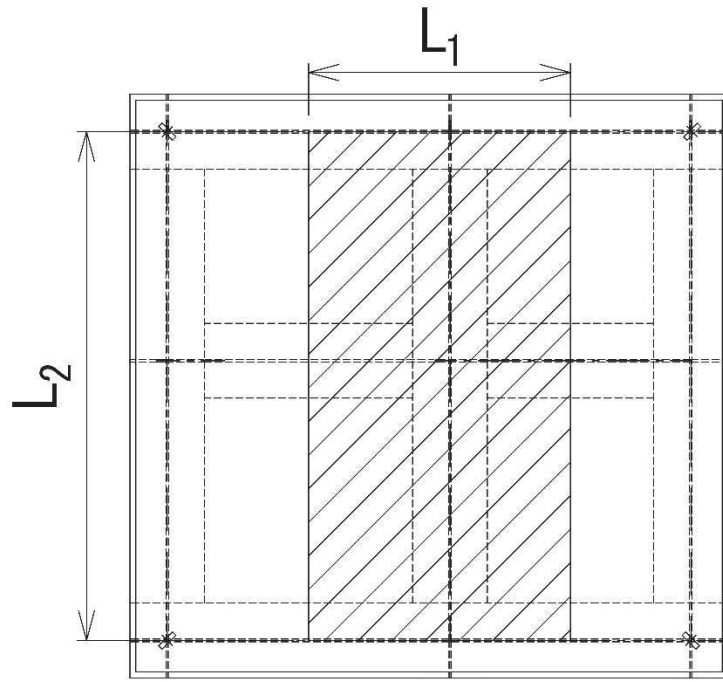


図4-1 評価の対象とする主桁

#### 4.4.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 4-2 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha_v$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  の鉛直方向の余震震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重  $W_{ss}$

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度  $\sigma$

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 $\sigma$  : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\beta_2$  : スキンプレートの辺長比に応じた係数  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)  
 $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度  $\tau$

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 $\tau$  : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_3$  : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)  
 $L_4$  : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)  
 $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 $x$  : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

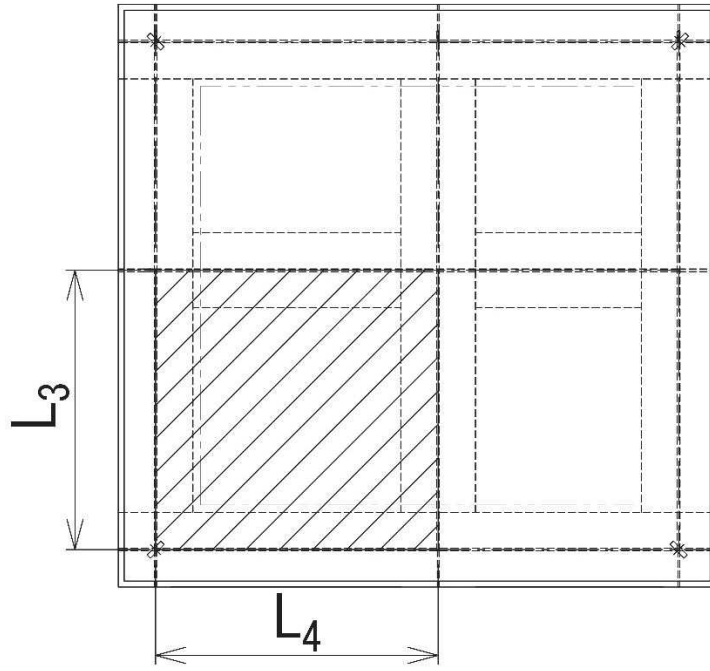


図4-2 評価の対象とするスキンプレート



#### 4.4.3 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_V$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力  $T_d$

$$T_d = S_d / N$$

ここで,  $T_d$  : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力  $q$

$$q = S_d / N$$

ここで,  $q$  : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

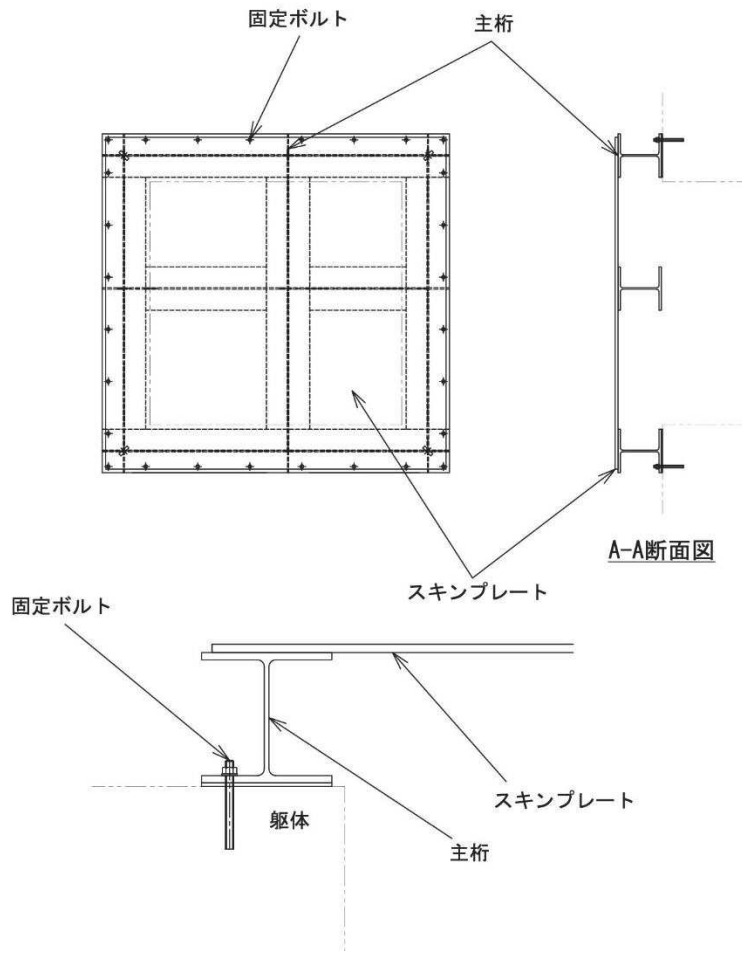


図 4-3 固定ボルトの納まり

#### 4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表4-5に示す。

表4-5 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P <sub>h</sub>	kN	浸水津波荷重	154.89
	h <sub>1</sub>	O.P. m	津波水位	18.1
	h <sub>2</sub>	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重	1.13
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	3.74
	L <sub>1</sub>	mm	主桁の負担幅	875
	L <sub>2</sub>	mm	主桁全長	1700
	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm <sup>3</sup>	主桁の断面係数	8.46×10 <sup>5</sup>
スキンプレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	4.61
	P <sub>h</sub>	kN	浸水津波荷重	154.89
	h <sub>1</sub>	O.P. m	津波水位	18.1
	h <sub>2</sub>	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重	1.13
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	3.74
	L <sub>3</sub>	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	945
	L <sub>4</sub>	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	935
β <sub>2</sub>	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4	
固定ボルト	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	28

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
主桁	曲げ	33	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.11 < 1.0
	せん断	33	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.18 < 1.0
	組合せ	66	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.21 < 1.0
スキンプレート	曲げ	116	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.36 < 1.0
	せん断	2	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.02 < 1.0
	組合せ	117	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.36 < 1.0
固定ボルト	引張	5.8	kN	37.7	kN	0.16 < 1.0
	せん断	13.9	kN	32.9	kN	0.43 < 1.0
	組合せ	—		—		0.21 < 1.0

VI-3-別添 3-2-7-5 浸水防止蓋  
(揚水井戸 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内) ) の強度計算書

## 目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	6
3. 評価対象部位	7
4. 構造強度評価	8
4.1 構造強度評価方法	8
4.2 荷重及び荷重の組合せ	8
4.3 許容限界	10
4.4 評価方法	12
4.5 評価条件	16
5. 評価結果	17

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に示す。

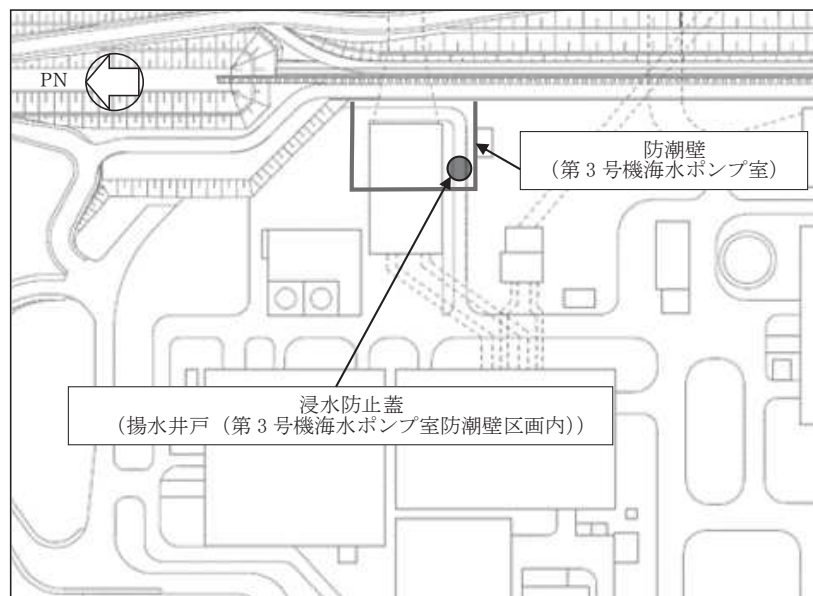


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図



## 2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、円形のスキンプレートによる構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

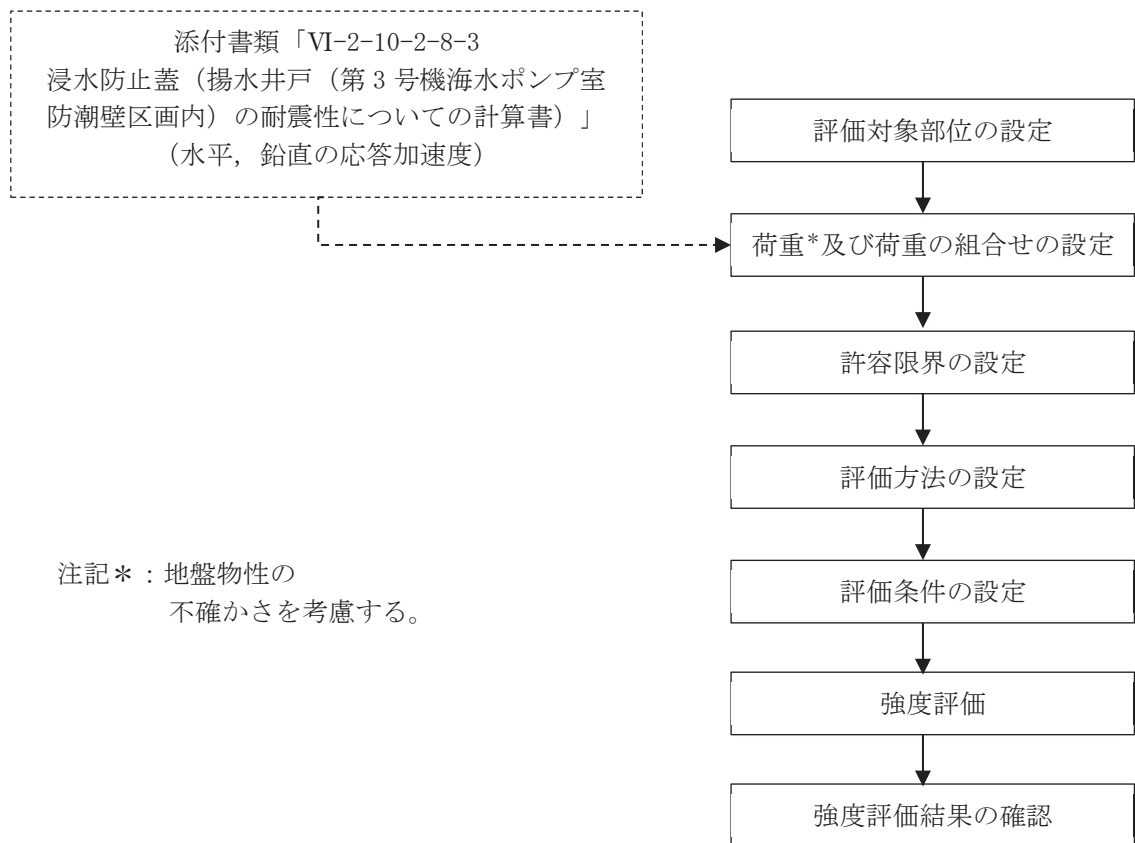


図 2-2 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$S_d$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
$\alpha_H$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
$\alpha_V$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
$G$	kN	固定荷重
$P_h$	kN	浸水津波荷重
$\rho_o$	t/m <sup>3</sup>	水の密度
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$h_1$	O. P. m	津波水位
$h_2$	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
$A$	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積
$P_s$	kN	積雪荷重
$W_s$	N/m <sup>2</sup>	1 cm 当りの積雪荷重
$d_s$	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当りの等分布荷重
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	最大せん断応力度
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	最大曲げ応力度
$x$	N/mm <sup>2</sup>	組合せ応力度
$a$	mm	スキンプレーットの半径
$t$	mm	スキンプレーットの厚さ
$N$	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
$A'$	mm <sup>2</sup>	固定ボルトの有効断面積
$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルト 1 本当りに作用する引張応力度
$\tau_s$	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断応力度

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキムプレートに伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキムプレート及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

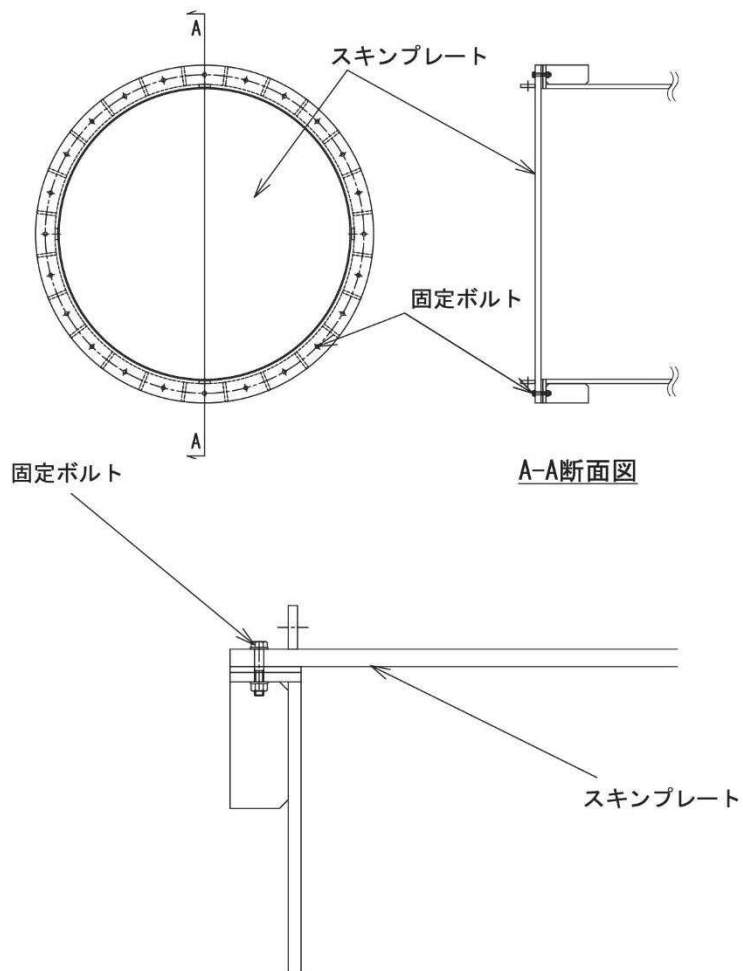


図 3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

###### 4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	$G$	: 固定荷重 (kN)
	$P_h$	: 浸水津波荷重 (kN)
	$S_d$	: 余震荷重 (kN)
	$P_s$	: 積雪荷重 (kN)

###### 4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

###### (1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

###### (2) 浸水津波荷重(P<sub>h</sub>)

浸水津波荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	$\rho_o$	: 水の密度 (t/m <sup>3</sup> )
	$g$	: 重力加速度 (m/s <sup>2</sup> )
	$h_1$	: 津波水位 (O.P. m)
	$h_2$	: 浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	$A$	: 浸水防止蓋の面積 (m <sup>2</sup> )

(3) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (kN)  
 W<sub>s</sub> : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m<sup>2</sup>)  
 d<sub>s</sub> : 積雪高さ 43 (cm)  
 A : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

(4) 余震荷重(S<sub>d</sub>)

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> に伴う地震力及び動水圧荷重を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、地盤物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-10-2-8-3 浸水防止蓋（揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書」の地震応答解析結果を用いる。

地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、  
 S<sub>d</sub> : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による余震荷重 (kN)  
 G : 固定荷重 (kN)  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重 (kN)  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (kN)  
 α<sub>H</sub> : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による水平方向の余震震度  
 α<sub>V</sub> : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による鉛直方向の余震震度

余震震度  $\alpha_H$ ,  $\alpha_V$  を表 4-1 に示す。

表 4-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 $\alpha_H$	鉛直方向 $\alpha_V$
揚水井戸 (第 3 号機海水ポン プ室防潮壁区画内)	O.P. 14.0	0.28	0.78

#### 4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて 設定した部位に対し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

##### 4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、固定ボルトの使用材料を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 30 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16



#### 4.3.2 許容限界（スキンプレート，固定ボルト）

鋼材の許容応力度は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表4-3の値とする。

表4-3 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

#### 4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成するスキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。スキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 4-1 に評価の対象とするスキンプレートを示す。また、図 4-2 に固定ボルトの納まりを示す。

##### 4.4.1 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は周辺支持の円板とし、図 4-2 に示す通り、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

##### (1) 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、  
 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $\alpha_v$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  の鉛直方向の余震震度

##### (2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 $W_{ss}$

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $G$  : スキンプレートの固定荷重 (kN)  
 $P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)  
 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  による余震荷重 (kN)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (kN)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)

##### (3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 $\sigma$

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = 1.24 \cdot W_{ss} \cdot a^2 / t^2$$

ここで、  
 $\sigma$  : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $a$  : スキンプレートの半径 (mm)  
 $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度  $\tau$

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot A \cdot 10^6 / (2 \cdot \pi \cdot a \cdot t)$$

- ここで、
- $\tau$  : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $W_{ss}$  : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
  - $A$  : 浸水防止蓋の面積 (m<sup>2</sup>)
  - $a$  : スキンプレートの半径 (mm)
  - $t$  : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ここで、
- $x$  : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

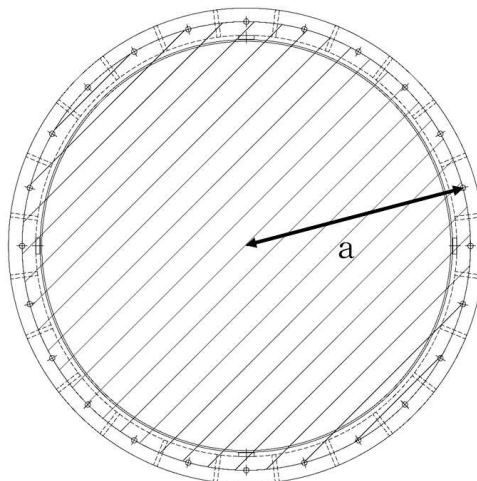


図 4-1 評価の対象とするスキンプレート

#### 4.4.2 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による水平方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_H$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による鉛直方向の余震荷重  $S_d$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで,  $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$G$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

$P_h$  : 浸水津波荷重 (kN)

$P_s$  : 積雪荷重 (kN)

$\alpha_V$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度  $\sigma_t$

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで,  $T_s = S_s / N$

$\sigma_t$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による鉛直方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

$A'$  : 固定ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

- (4) 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度  $\tau_s$

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで,  $q_s = S_s / N$

$\tau_s$  : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$q$  : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (kN)

$S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による水平方向の余震荷重 (kN)

$N$  : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

$A'$  : 固定ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

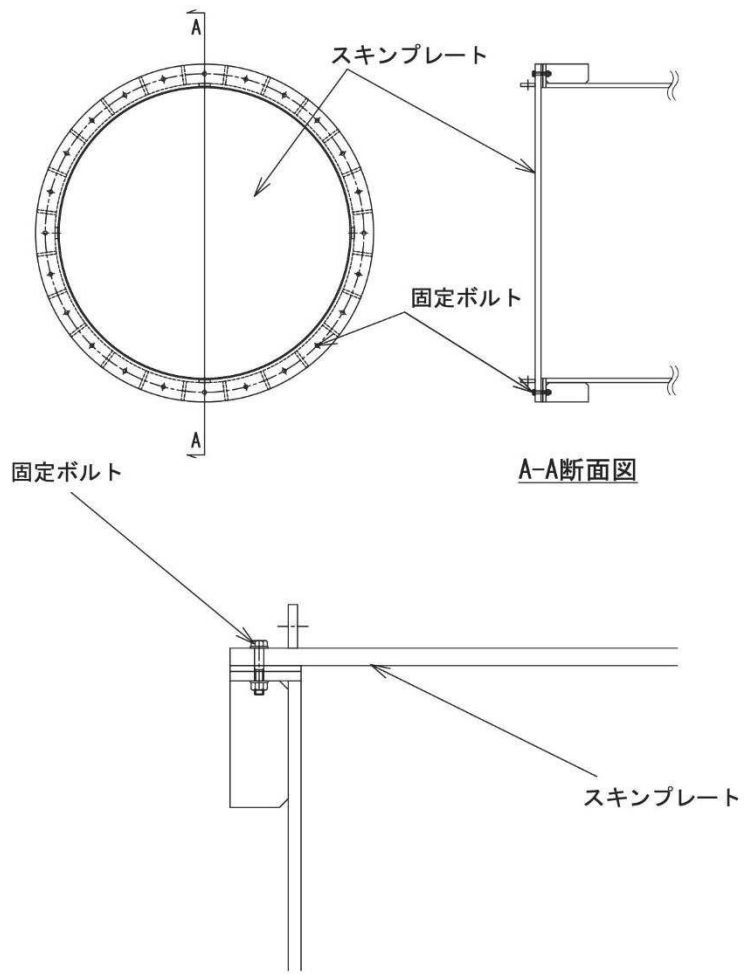


図 4-2 固定ボルトの納まり

#### 4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-4 に示す。

表 4-4 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
スキン プレート	G	kN	スキンプレーートの固定荷重	5.59
	P <sub>h</sub>	kN	浸水津波荷重	120.71
	h <sub>1</sub>	O.P. m	津波水位	19.0
	h <sub>2</sub>	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P <sub>s</sub>	kN	積雪荷重	0.72
	A	m <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	2.39
	a	mm	スキンプレーートの半径	822
固定 ボルト	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	24
	A'	mm <sup>2</sup>	固定ボルトの有効断面積	157

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
スキンプレート	曲げ	89	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.28<1.0
	せん断	1	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.01<1.0
	組合せ	90	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.28<1.0
固定ボルト	引張	27	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.09<1.0
	せん断	10	N/mm <sup>2</sup>	188	N/mm <sup>2</sup>	0.06<1.0

VI-3-別添 3-2-7-6 浸水防止蓋（第 2 号機軽油タンクエリア）  
の強度計算書



## 目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価対象部位	8
4.	固有値解析	9
4.1	固有振動数の計算方法	9
4.2	固有振動数の計算条件	10
4.3	固有振動数の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.3	許容限界	15
5.4	評価方法	17
5.5	評価条件	20
6.	評価結果	22

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No.1）、（No.2）及び地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋（以下「浸水防止蓋」という。）が津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止蓋は、軽油タンクエリア上部に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。

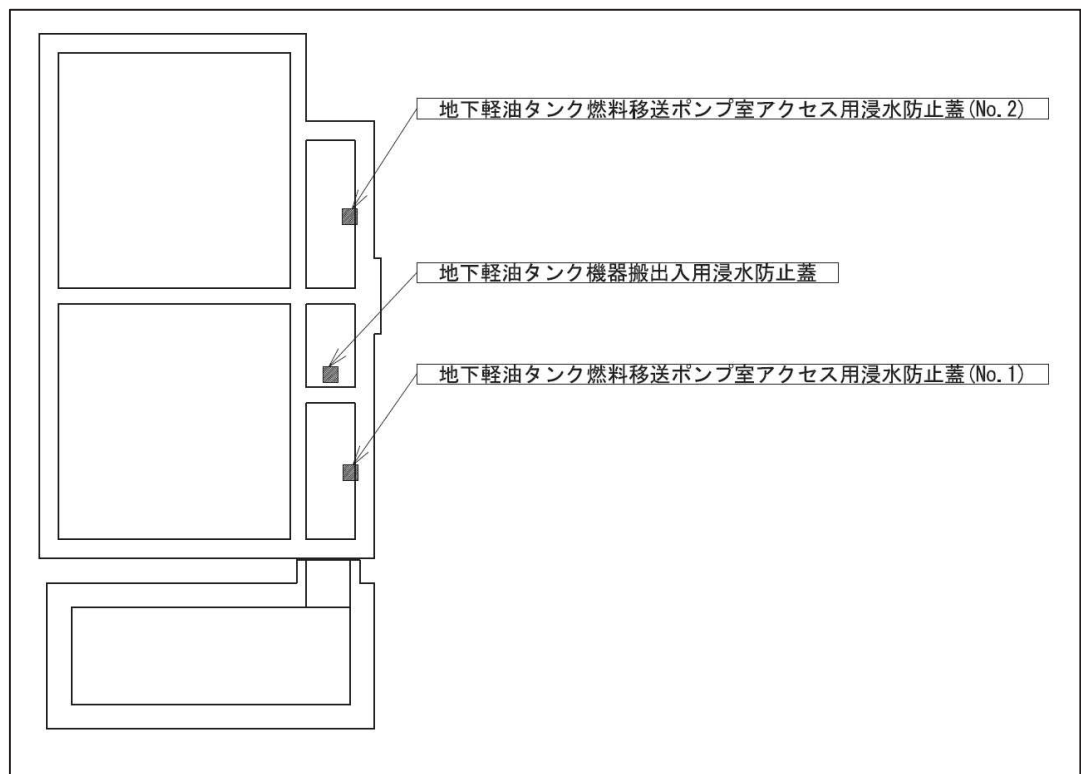


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図（軽油タンクエリア上部）

## 2.2 構造計画

浸水防止蓋は、軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトにて固定することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	<div style="border: 2px solid black; height: 250px; margin-bottom: 10px;"></div> <p style="text-align: center;">地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1), (No. 2)</p> <div style="border: 2px solid black; height: 250px; margin-bottom: 10px;"></div> <p style="text-align: center;">地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋</p>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

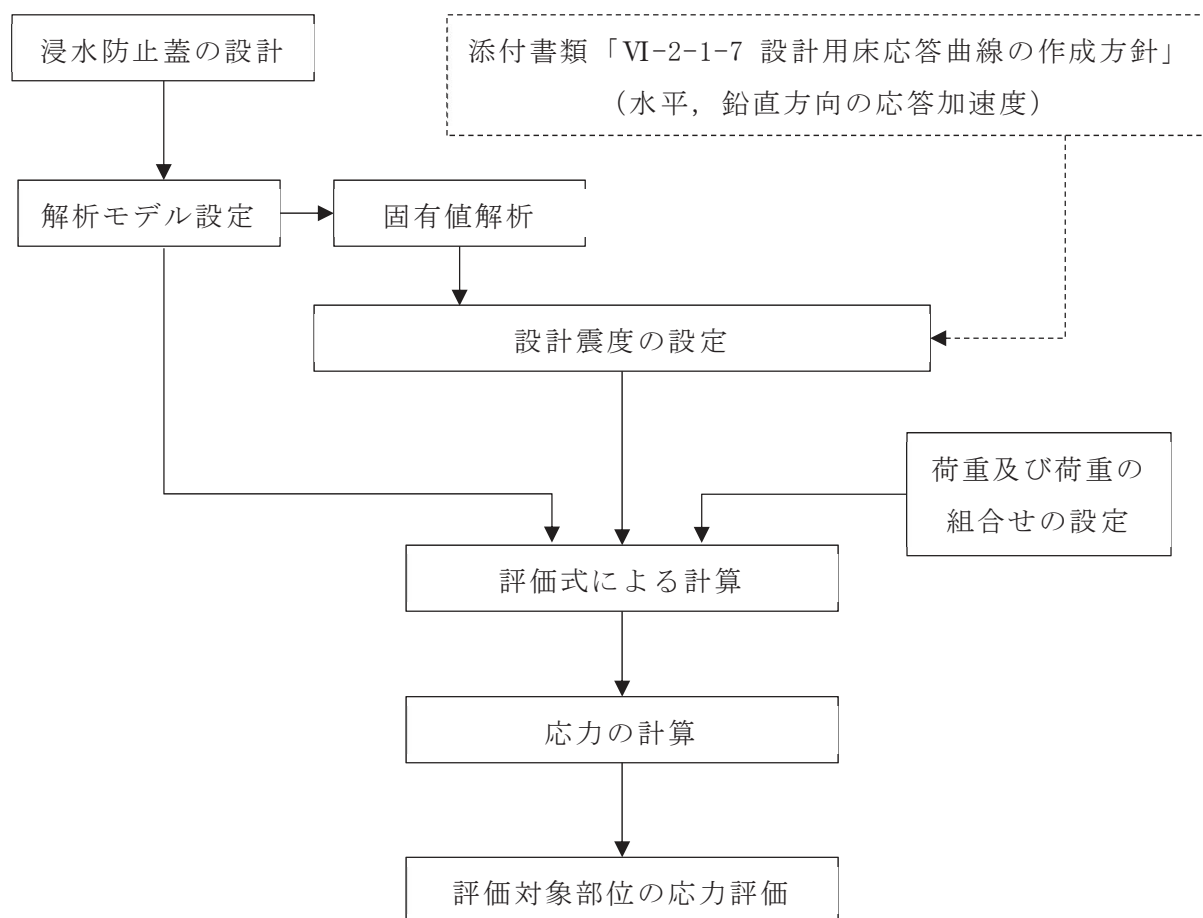


図 2-2 強度評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (2005 年版 (2007 年追補版含む) J S  
M E S N C 1 - 2005 / 2007 (日本機械学会)) (以下, 設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0  
1 ・ 補 - 1984 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 (日本電気  
協会) (以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)
- (6) 日本産業規格 (J I S)

## 2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
a	mm	浸水防止蓋の長さ (長辺)
b	mm	浸水防止蓋の幅 (短辺)
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
t	mm	浸水防止蓋の板厚
m	kg	浸水防止蓋を構成する部材の重量
D	N	固定荷重
P <sub>s</sub>	N	積雪荷重
F	MPa	許容応力算定用基準値 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.(b)に定める, S <sub>y</sub> 及び 0.7・S <sub>u</sub> のいずれか小さい方の値とする。
f <sub>b</sub>	MPa	許容曲げ応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(4)に定める値とする。
f <sub>t</sub>	MPa	許容引張応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値とする。
f <sub>t s</sub>	MPa	せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力
f <sub>s</sub>	MPa	許容せん断応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(2)に定める値とする。
S <sub>y</sub>	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点
S <sub>u</sub>	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ
S <sub>d</sub>	N	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D2 による余震荷重
C <sub>H</sub>	—	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D2 による水平方向の設計震度
C <sub>V</sub>	—	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D2 による鉛直方向の設計震度
K <sub>H s d</sub>	N	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D2 による水平方向の地震荷重
K <sub>V s d</sub>	N	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D2 による鉛直方向の地震荷重
P <sub>h</sub>	MPa	津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重
β <sub>2</sub>	—	浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数
ρ <sub>0</sub>	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度
h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位
ω	Pa/cm	積雪の単位荷重
A	mm <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\sigma_b$	MPa	浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力
$\sigma$	MPa	浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力
$\tau$	MPa	浸水防止蓋に発生する最大せん断応力
$A_b$	mm <sup>2</sup>	ボルトの断面積
$f_{t0}$	MPa	ボルトに作用する許容引張応力 ( $f_t$ を 1.5 倍した値)
$\tau_{ksd}$	MPa	ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力
$n$	本	ボルトの本数



### 3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している構造を踏まえて、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に対して浸水津波及び積雪、余震による荷重が作用し、これらの荷重は鋼製の浸水防止蓋より浸水防止蓋を固定している鋼製の固定ボルトに伝達することから、主要構成部材である浸水防止蓋及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。

浸水防止蓋の強度評価における評価対象部位について図 3-1 及び図 3-2 に示す。



図 3-1 評価対象部位（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋  
(No. 1) , (No. 2)）



図 3-2 評価対象部位（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4. 固有値解析

##### 4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

##### 4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、全周囲を固定ボルトにて固定された構造であることから、荷重がかかる浸水防止蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

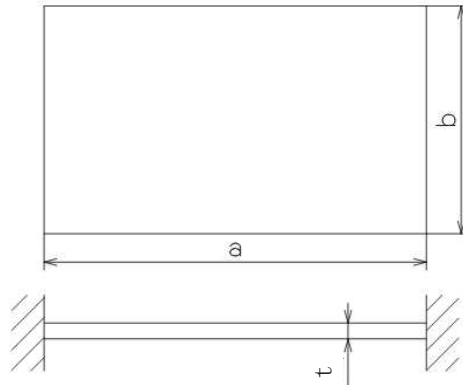


図 4-1 浸水防止蓋の概略モデル

##### 4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
T	s	固有周期
f	Hz	一次固有振動数
b	mm	解析モデルの幅
t	mm	解析モデルの厚さ
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
λ	—	振動数係数（板モデルの固有振動数算出）
E	MPa	縦弾性係数 設計・建設規格の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値
ρ	kg/m <sup>3</sup>	材料の密度
ν	—	ポアソン比

#### 4.1.3 固有振動数の算出方法

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（日本機械学会）」より、次式を用いて算出する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

#### 4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件 (1/2)

設備名称	材質	浸水防止蓋の厚さ t (mm)	浸水防止蓋の幅 a (mm)	浸水防止蓋の長さ b (mm)	振動数係数 $\lambda^{*1}$
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用浸水防止蓋 (No.1) , (No.2)	SUS304	16	$1.336 \times 10^3$	$1.070 \times 10^3$	2.74
地下軽油タンク 機器搬出入用浸水防止蓋	SUS304	16	$1.336 \times 10^3$	$1.030 \times 10^3$	2.74

表 4-2 固有振動数の計算条件 (2/2)

温度条件 <sup>*2</sup> (°C)	縦弾性係数 E (MPa)	重力加速度 g(m/s <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	材料の密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
40	$1.94 \times 10^5$	9.80665	0.3	$7.93 \times 10^3$

注記\*1：浸水防止蓋の振動数係数  $\lambda$  は、いずれも  $1 < a/b < 1.5$  のため、より小さな値として算出される  $a/b = 1.5$  の場合の定数  $\lambda = 2.74$  を用いた。

\*2：屋外設備としての環境条件を考慮する。

#### 4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	90.03
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋	97.16

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$D + P_h + S_d + P_s$$

- ここで、 $D$  : 固定荷重  
 $P_h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重  
 $S_d$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D 2$  による余震荷重  
 $P_s$  : 積雪荷重

#### 5.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

##### (1) 固定荷重 ( $D$ )

常時作用する固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮し、以下の式により算出する。

$$D = m \cdot g$$

- ここで、 $D$  : 固定荷重 (N)  
 $m$  : 浸水防止蓋を構成する部材の重量 (kg)  
 $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

##### (2) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重として、津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot h$$

- ここで、 $P_h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)  
 $\rho_o$  : 海水の密度 ( $kg/m^3$ )  
 $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )  
 $h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位 (mm)

(3) 余震荷重 (S<sub>d</sub>)

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す弾性設計用地震動に伴う地震力を考慮する。

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D + (P_h + P_s) \cdot A)$$

$$K_{V s d} = C_V \cdot (D + (P_h + P_s) \cdot A)$$

ここで、 $K_{H s d}$  : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)

$K_{V s d}$  : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> - D 2 による鉛直方向の地震荷重 (N)

$C_H$  : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> - D 2 による水平方向の設計震度

$C_V$  : 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> - D 2 による鉛直方向の設計震度

D : 固定荷重 (N)

$P_h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

A : 浸水防止蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)

(4) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付資料「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 43$$

ここで、 $P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$\omega$  : 積雪の単位荷重 (Pa/cm)

### 5.2.3 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，浸水防止蓋の強度評価に用いる設計震度は，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す軽油タンク室（ポンプ室）における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

浸水防止蓋の強度評価に用いる設計震度を表 5-1 に示す。

表 5-1 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 $C_H^*$	鉛直方向設計震度 $C_V^*$
弾性設計用 地震動 S d - D 2	軽油タンク室（ポンプ室） O.P. 14.80	0.88	0.47

注記\*：「4. 固有値解析」より，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

### 5.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、添付資料「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

#### 5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成する浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③の使用材料を表 5-2 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋	SUS304	厚さ 16 mm
固定ボルト①②③	SUS304	M16

#### 5.3.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、設計・建設規格に準じた許容応力を用いる。なお、浸水防止蓋の浮き上がりによるボルトの引張が起こらないため、固定ボルトの発生応力においては引張を考慮しないことから、引張応力及び組合せ応力については許容限界を設定しない。

浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界を表 5-3 に、許容応力評価条件を表 5-4 に、許容応力算出結果を表 5-5 にそれぞれ示す。

表 5-3 浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界（許容応力）

許容応力状態	許容限界* <sup>1</sup> (MPa)					
	浸水防止蓋			固定ボルト①②③		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ* <sup>2</sup>	引張	せん断	組合せ* <sup>3</sup>
Ⅲ <sub>AS</sub> * <sup>4</sup>	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$f_{ts}$

注記\*1：曲げ及びせん断は、J E A G 4 6 0 1 を準用し、「その他の支持構造物」の許容限界を適用する。組合せは、設計・建設規格による。

\*2：曲げとせん断の組合せである。

\*3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力  $f_{ts}$  は、次のいずれか小さい方の値から算出。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{ksd}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$



\*4：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-4 許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)	$F^*$ (MPa)
浸水防止蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト①					
固定ボルト②					
固定ボルト③					

注記\*： $F = \text{Min} [S_y, 0.7 \cdot S_u]$  とする。

表 5-5 許容応力算出結果

許容応力 状態	評価対象 部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		曲げ (MPa)	せん断 (MPa)	組合せ (MPa)	引張 (MPa)	せん断 (MPa)
Ⅲ <sub>AS</sub>	浸水防止蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト①	—	—	—	—	117
	固定ボルト②	—	—	—	—	117
	固定ボルト③	—	—	—	—	117

## 5.4 評価方法

浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③に発生する応力より算出する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

### 5.4.1 浸水防止蓋

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，浸水防止蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は，「機械工学便覧（日本機械学会）」より以下の式にて算出する。

#### (1) 最大曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで， $\sigma_b$  : 浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数

$D$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)

$K_{Vsd}$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の地震荷重 (N)

$A$  : 浸水防止蓋の面積 ( $\text{mm}^2$ )

$P_h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$b$  : 浸水防止蓋の長さ（短辺）(mm)

$t$  : 浸水防止蓋の厚さ (mm)

#### (2) 最大せん断応力

$$\tau = \frac{D + K_{Vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで， $\tau$  : 浸水防止蓋に発生する最大せん断応力 (MPa)

$D$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)

$K_{Vsd}$  : 弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による鉛直方向の地震荷重 (N)

$P_h$  : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$A$  : 浸水防止蓋の面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t$  : 浸水防止蓋の厚さ (mm)

$a$  : 浸水防止蓋の長さ（長辺）(mm)

$b$  : 浸水防止蓋の長さ（短辺）(mm)

## (3) 組合せ応力評価

浸水防止蓋に発生する曲げ応力やせん断応力の組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad *$$

注記\* : 設計・建設規格 SSB-3121.1

ここで,  $\sigma$  : 浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力 (MPa)

$\sigma_b$  : 浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力 (MPa)

$\tau$  : 浸水防止蓋に発生する最大せん断応力 (MPa)

## 5.4.2 固定ボルト①

固定ボルト①に作用するせん断荷重は, 浸水防止蓋の水平方向荷重をすべての固定ボルト①で負担するものとして評価する。固定ボルト①のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_1 \cdot A_{b 1}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_1 + P_s \cdot A)$$

ここで,  $\tau_{k s d}$  : ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)

$K_{H s d}$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)

$C_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度

$D_1$  : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$A$  : 浸水防止蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)

$n_1$  : 固定ボルト①の本数 (本)

$A_{b 1}$  : 固定ボルト①の呼び径断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### 5.4.3 固定ボルト②

固定ボルト②に作用するせん断荷重は、浸水防止蓋、固定ボルト①及び中間リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト②で負担するものとして評価する。固定ボルト②のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_2 \cdot A_{b 2}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_2 + P_s \cdot A)$$

- ここで、 $\tau_{k s d}$  : ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)  
 $K_{H s d}$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)  
 $C_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度  
 $D_2$  : 浸水防止蓋、固定ボルト①及び中間リングの固定荷重 (N)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (Pa)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $n_2$  : 固定ボルト②の本数 (本)  
 $A_{b 2}$  : 固定ボルト②の呼び径断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### 5.4.4 固定ボルト③

固定ボルト③に作用するせん断荷重は、浸水防止蓋、固定ボルト①、中間リング、固定ボルト②及び埋込リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト③で負担するものとして評価する。固定ボルト③のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_3 \cdot A_{b 3}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_3 + P_s \cdot A)$$

- ここで、 $\tau_{k s d}$  : ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)  
 $K_{H s d}$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)  
 $C_H$  : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度  
 $D_3$  : 浸水防止蓋、固定ボルト①、中間リング、固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重 (N)  
 $P_s$  : 積雪荷重 (Pa)  
 $A$  : 浸水防止蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $n_3$  : 固定ボルト③の本数 (本)  
 $A_{b 3}$  : 固定ボルト③の呼び径断面積 (mm<sup>2</sup>)

## 5.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

表 5-6 浸水防止蓋（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No. 1）  
（No. 2））の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位	160
	$\rho_0$	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度	$1.030 \times 10^3$
	g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度	9.80665
浸水防止蓋	D	N	浸水防止蓋の固定荷重	$3.040 \times 10^3$
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	$1.336 \times 10^3$
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	$1.070 \times 10^3$
	A	mm <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	$1.430 \times 10^6$
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D <sub>1</sub>	N	浸水防止蓋の固定荷重	$3.040 \times 10^3$
	n <sub>1</sub>	本	固定ボルト①の本数	8
	A <sub>b1</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D <sub>2</sub>	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	$4.590 \times 10^3$
	n <sub>2</sub>	本	固定ボルト②の本数	12
	A <sub>b2</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D <sub>3</sub>	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	$6.472 \times 10^3$
	n <sub>3</sub>	本	固定ボルト③の本数	16
	A <sub>b3</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

表 5-7 浸水防止蓋（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位	160
	$\rho_0$	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度	$1.030 \times 10^3$
	g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度	9.80665
浸水防止蓋	D	N	浸水防止蓋の固定荷重	$2.550 \times 10^3$
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	$1.336 \times 10^3$
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	$1.070 \times 10^3$
	A	mm <sup>2</sup>	浸水防止蓋の面積	$1.376 \times 10^6$
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D <sub>1</sub>	N	浸水防止蓋の固定荷重	$2.550 \times 10^3$
	n <sub>1</sub>	本	固定ボルト①の本数	8
	A <sub>b1</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D <sub>2</sub>	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	$4.295 \times 10^3$
	n <sub>2</sub>	本	固定ボルト②の本数	12
	A <sub>b2</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D <sub>3</sub>	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	$6.178 \times 10^3$
	n <sub>3</sub>	本	固定ボルト③の本数	16
	A <sub>b3</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

6. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-1 に示す。全ての部材において発生応力が許容応力以下であることを確認した。

表 6-1 強度評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用 浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	浸水防止蓋	曲げ	12	204
		せん断	1	117
		組合せ*	13	204
	固定ボルト①	せん断	4	117
	固定ボルト②	せん断	3	117
	固定ボルト③	せん断	3	117
地下軽油タンク 機器搬出入用 浸水防止蓋	浸水防止蓋	曲げ	11	204
		せん断	1	117
		組合せ*	12	204
	固定ボルト①	せん断	3	117
	固定ボルト②	せん断	3	117
	固定ボルト③	せん断	3	117

注記\* : 浸水防止蓋の組合せ応力値は曲げとせん断の組合せである。