

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-添 2-011-08改01
提出年月日	2023年4月7日

VI-2-10-2-4 防波壁通路防波扉の耐震性についての計算書

S2 補 VI-2-10-2-4 R0

2023年4月

中国電力株式会社

防波壁通路防波扉の耐震性についての計算書

1. 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）に関する耐震計算書
2. 防波壁通路防波扉（荷揚場南）に関する耐震計算書
3. 防波壁通路防波扉（3号機東側）に関する耐震計算書

1. 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）
に関する耐震計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	検討対象防波扉一覧	2
2.2	配置概要	3
2.3	構造計画	6
2.4	評価方針	7
2.5	適用規格・基準等	8
2.6	記号の説明	9
3.	固有値解析	11
3.1	固有振動数の算出方法	11
3.1.1	解析モデルの設定	11
3.2	固有振動数の算出条件等	12
3.2.1	記号の説明	12
3.2.2	固有振動数の算出方法	12
3.2.3	固有振動数の算出条件	13
3.3	固有振動数の算出結果	13
4.	耐震評価	14
4.1	評価対象部位	14
4.2	荷重及び荷重の組合せ	15
4.2.1	荷重の設定	15
4.2.2	荷重の組合せ	15
4.3	許容限界	16
4.3.1	使用材料	16
4.3.2	許容限界	16
4.4	設計用地震力	18
4.5	評価方法	19
4.5.1	応力算定	19
4.5.2	断面検定	25
5.	評価条件	30
6.	評価結果	31

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉（以下「防波扉」という。）のうち、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

防波扉に要求される機能の維持を確認するにあたっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

2. 一般事項

2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2-1 に示す。

表 2-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL (m)
防波扉 (1号機北側)	9.5
防波扉 (2号機北側)	9.5

2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置位置を図2-1に、防波扉（1号機北側）の構造概要を図2-2に、防波扉（2号機北側）の構造概要を図2-3に示す。

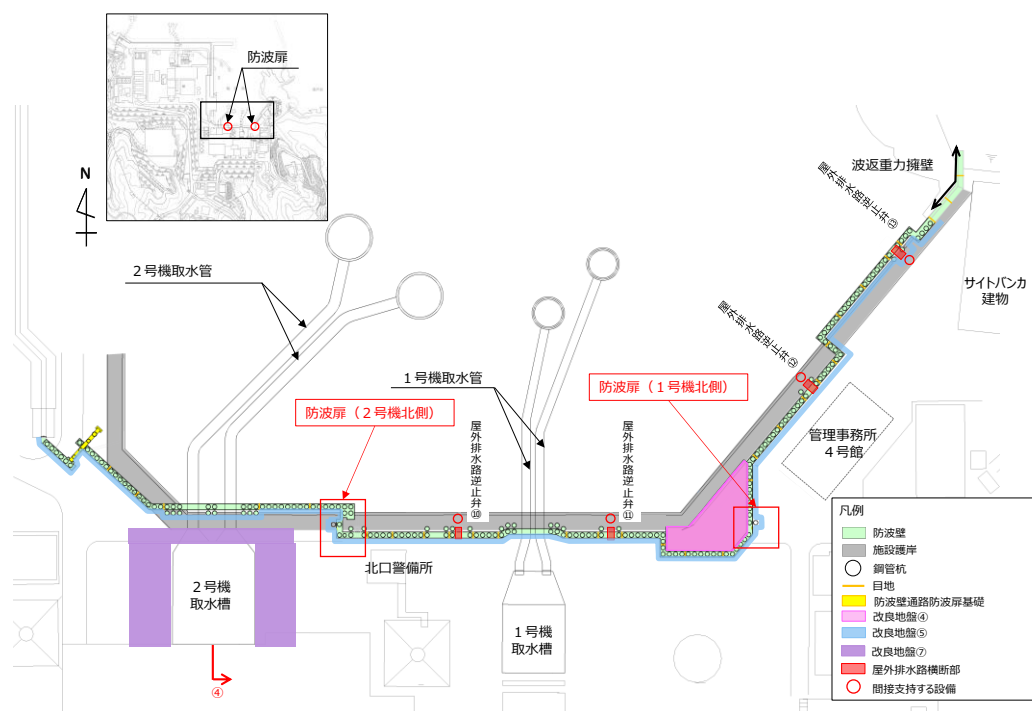
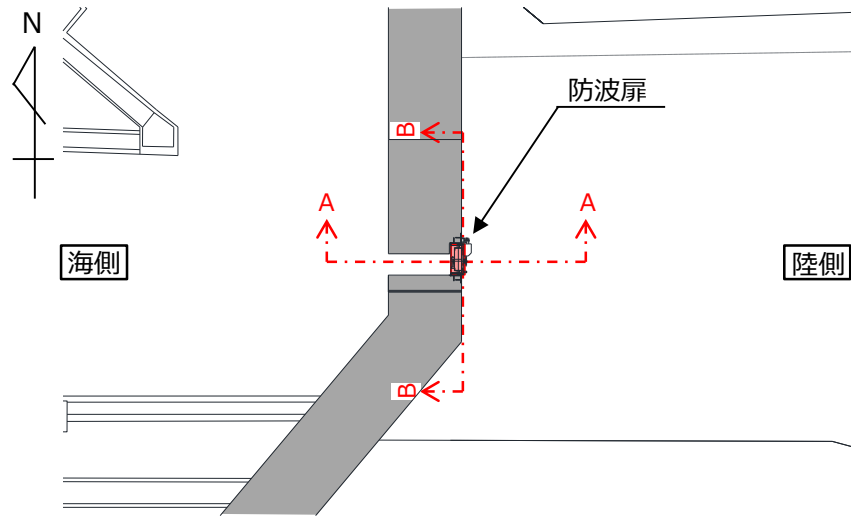
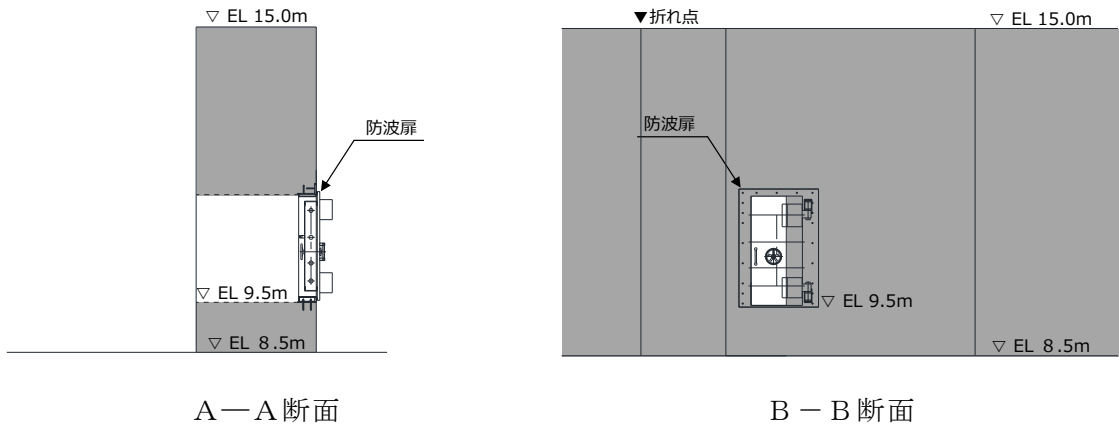


図2-1 防波扉設置位置

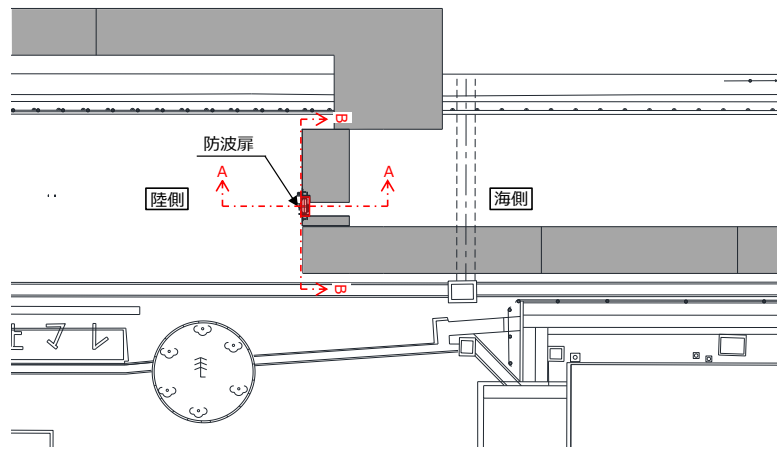


平面図

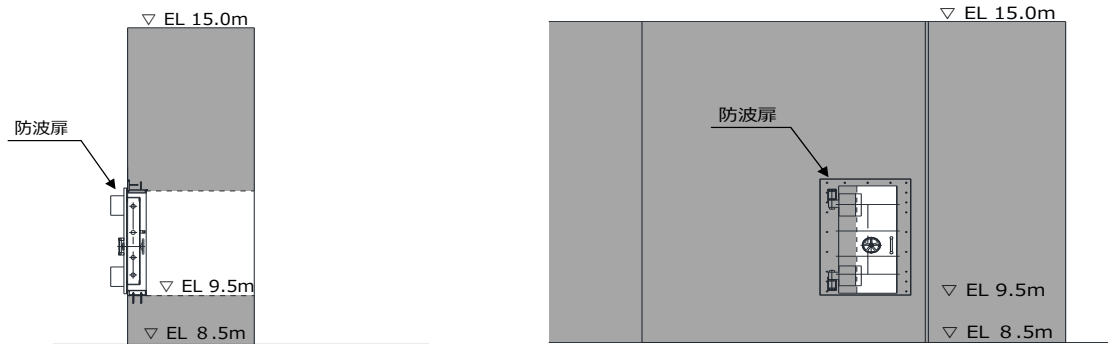


断面図

図 2-2 防波扉（1号機北側）構造概要



平面図



A-A断面

B-B断面

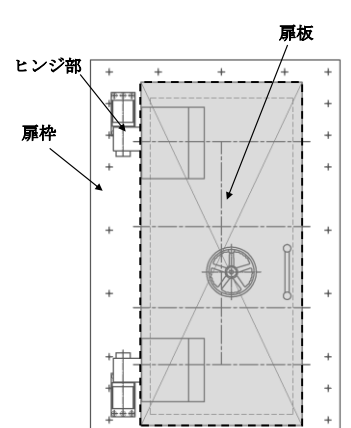
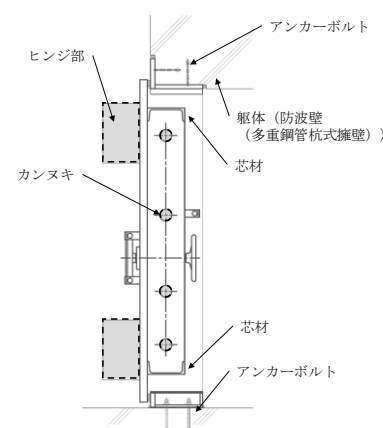
断面図

図 2-3 防波扉 (2号機北側) 構造概要

2.3 構造計画

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造計画を表2-2に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表2-2 防波扉の構造計画（防波扉（1号機北側）、防波扉（2号機北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時においては、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。</p> <p>扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">断面図</p> 

2.4 評価方針

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」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「2.3 構造計画」に示す防波扉の構造を踏まえ、「4.1 評価対象部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力により算出した応力度等が許容限界内に収まることを、「4.5 評価方法」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」にて示す。

耐震評価フローを図2-4に示す。

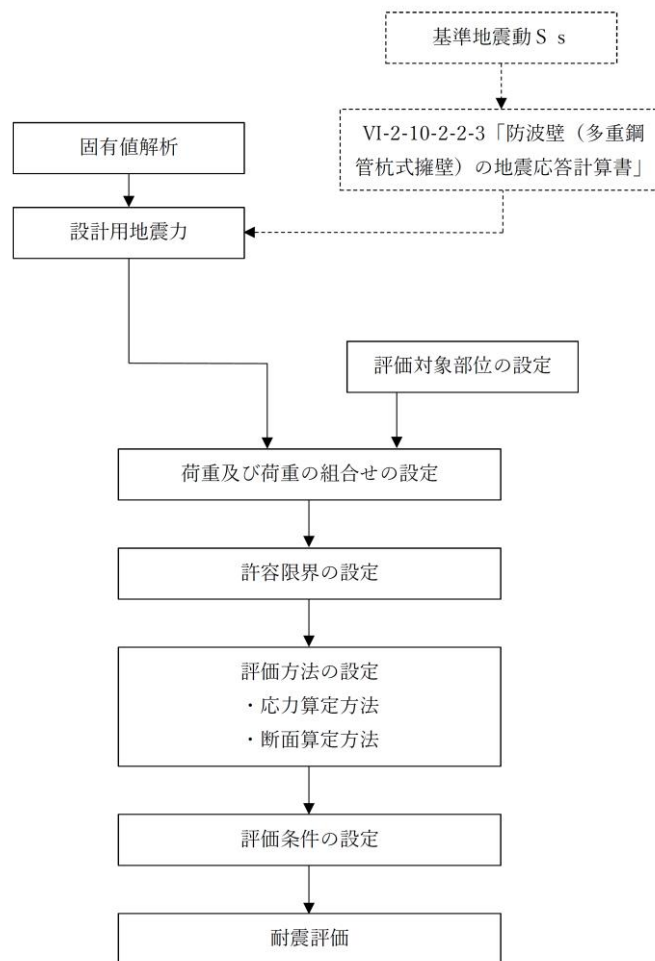


図2-4 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 機械工学便覧（（社）日本機械学会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）
- ・ 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）
- ・ 日本産業規格（JIS）

2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価に用いる記号を表2-3に示す。

表2-3 耐震評価に用いる記号（1/2）

記号	単位	定義
G	kN	扉の固定荷重
P _k	kN	風荷重
S _s	kN	基準地震動 S _s による地震荷重
k	—	設計震度
W ₁	kN	スラスト荷重
k _{UD}	—	鉛直震度
F ₁	kN	扉幅方向転倒力
F ₂	kN	扉厚方向転倒力
k _H	—	水平震度
W ₂	kN/m ²	風圧力
L ₁	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L ₂	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L ₃	m	ヒンジ芯間距離
L ₄	m	扉幅
L ₅	m	扉高さ
M ₁	kN・m	ヒンジ板の曲げモーメント
L ₆	m	ヒンジ板の2軸間距離
Q ₁	kN	ヒンジ板に生じるせん断力
T ₁	kN	ヒンジ板に生じる引張力
M ₂	kN・m	ヒンジピンの曲げモーメント
L ₇	mm	ヒンジ板と受板間距離
Q ₂	kN	ヒンジピンに生じるせん断力
C ₁	kN	ヒンジピンに生じる圧縮力
Q ₃	kN	ヒンジボルト 1本あたりに生じるせん断力
n ₁	本	ヒンジボルトの本数
T ₂	kN	ヒンジボルト 1本あたりに生じる引張力
R ₁	kN	カンヌキ 1本あたりに作用する荷重
n ₂	本	カンヌキの本数
M ₃	kN・m	カンヌキの曲げモーメント

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
L_8	m	カンヌキの扉外間距離
Q_4	kN	カンヌキに生じるせん断力
W_{1a}	kN	扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重
F_{1a}	kN	扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力
G_a	kN	ヒンジ側枠の固定荷重
N	本	ヒンジ側のアンカーボルト総本数
T_3	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
σ_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じる曲げ応力度
Z_1	mm ³	ヒンジ板の断面係数
τ_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じるせん断応力度
A_1	mm ²	ヒンジ板の断面積
σ_{T1}	N/mm ²	ヒンジ板に生じる引張応力度
x_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じる組合せ応力度
σ_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じる曲げ応力度
Z_2	mm ³	ヒンジピンの断面係数
τ_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じるせん断応力度
A_2	mm ²	ヒンジピンの断面積
σ_{c1}	N/mm ²	ヒンジピンに生じる圧縮応力度
x_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じる組合せ応力度
τ_3	N/mm ²	ヒンジボルトに生じるせん断応力度
A_3	mm ²	ヒンジボルトの断面積
σ_{T2}	N/mm ²	ヒンジボルトに生じる引張応力度
σ_3	N/mm ²	カンヌキに生じる曲げ応力度
Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数
τ_4	N/mm ²	カンヌキに生じるせん断応力度
A_4	mm ²	カンヌキの断面積
x_3	N/mm ²	カンヌキに生じる組合せ応力度
T_{3A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
Q_{5A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力

3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造に応じた解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、ヒンジ部及びカンヌキにより扉と扉枠を固定する構造であることから、扉閉止時については両端固定梁に、扉開放時については単純化したモデルとし、モデル化に用いる芯材の長さは扉板幅とする。解析モデル図を図3-1に示す。

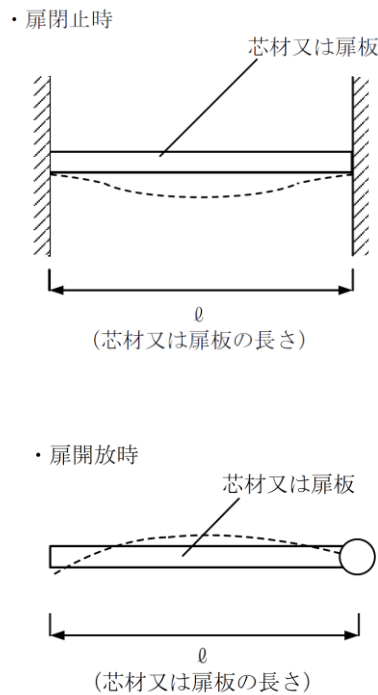


図3-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有値解析モデル

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数算出に用いる記号を表3-1に示す。

表3-1 防波扉の固有振動数に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の1次固有振動数
ℓ	mm	モデル化に用いる芯材の長さ
E	N/m ²	ヤング率
I	mm ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき以下の式より計算する。ここで、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は水平方向（扉体面外方向）について算出するものとし、鉛直方向（扉体面内方向）については、扉に配された鉛直方向の芯材等の軸剛性が、面外方向の剛性に比べて十分に大きいため、固有振動数の算出を省略する。

(1) 扉閉止時

$$f = \frac{4.730^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

(2) 扉開放時

扉開放時においては、面外方向については剛体モード（固有振動数がほぼゼロ）となり、これに伴う荷重の増幅は生じないが、本評価においては保守的に芯材が自由振動するものとして、下記の評価式にて固有振動数を算出する。

$$f = \frac{3.927^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

3.2.3 固有振動数の算出条件

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出条件を表3-2に示す。

表 3-2 固有振動数の算出条件

部位	モデル化に 用いる芯材 長さ l (mm)	ヤング率 E (N/m ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/m)
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	1020	2.05×10^{11}	2260×10^4	1666.7

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出結果を表3-3に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は20Hz以上であり、剛構造であることを確認した。

表 3-3 固有振動数の算出結果

部位	固有振動数 f (Hz)	
	扉閉止時	扉開放時
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	180.50	124.14

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は「2.3 構造計画」に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造上の特徴を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震荷重により防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）に生じる慣性力は、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）及びカンヌキから扉枠に伝わり、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））に伝達されることから、評価対象部位をヒンジ部、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

図4-1に防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時の荷重の作用イメージと評価対象部位を示す。

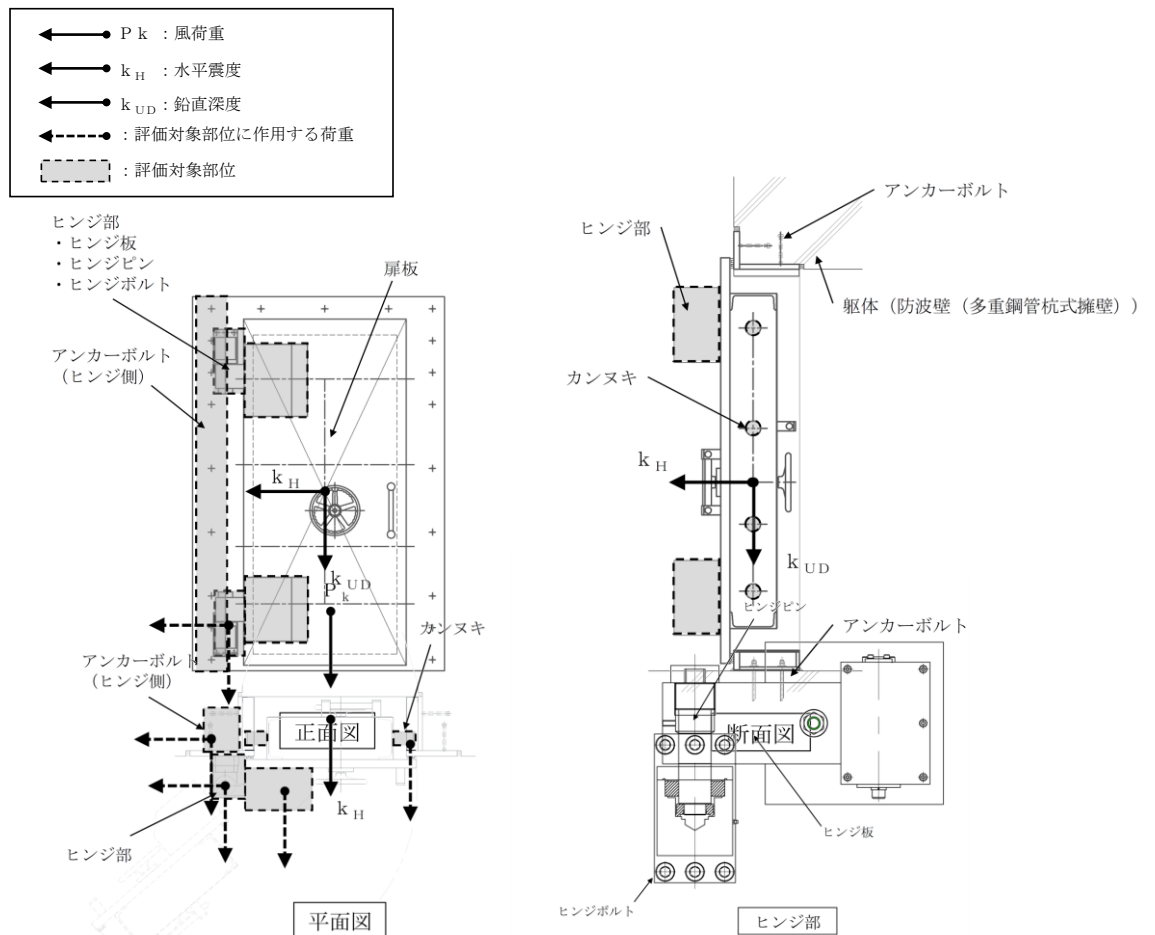


図4-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時に作用する荷重の作用図

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の設定

(1) 扉の固定荷重 (G)

固定荷重として防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の自重を考慮する。

(2) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

(3) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「4.4 設計用地震力」で設定する設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

ここに、

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 扉の固定荷重 (kN)

k : 設計震度

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして評価する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 S _s	G + P _k + S _s

G : 扉の固定荷重

P_k : 風荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

4.3 許容限界

許容限界は V-2-1-9「機能維持の基本方針」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

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成するヒンジ部、カンヌキ、アンカー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
ヒンジ部	ヒンジ板	SS400	PL-70×150
	ヒンジピン	S45C	60 φ
	ヒンジボルト	SCM435	M22
カンヌキ		SUS304	80 φ
アンカーボルト		アルミキルド鋼	M16×160

4.3.2 許容限界

(1) 鋼材

鋼材の許容限界は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改定）」（以下「S規準」という。）に基づき算定した短期許容応力度とする。表 4-3 に値を示す。

表 4-3 鋼材の許容限界

材質		短期許容応力度 (N/mm ²) * ¹			
		引張	曲げ	圧縮	せん断
SS400	$t \leq 40$ * ²	235	235	235	135
	$40 < t \leq 100$ * ²	215	215	215	124
SUS304		205	205	205	118
SCM435		651	651	651	375
S45C		345	345	345	199

注記*1：許容応力度を決定する場合の基準値 F は、「日本産業規格（JIS）」に基づく。

*2：t は板厚 (mm) を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「4.1 評価対象部位」に記載したアンカー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（（社）日本建築学会，2010年）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した表4-4の値とする。

表4-4 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN/本)	
	引張	せん断
アルミキルド鋼	47	33

4.4 設計用地震力

「3. 固有値解析」に示したとおり，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数が20Hz以上であることを確認したため，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震計算に用いる設計震度は，VI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した表4-5の値とする。

表 4-5 設計用地震力

設置場所	設置高さ	設計震度	
		水平方向 k_H	鉛直方向 k_{UD}
防波扉（1号機北側） 及び防波扉（2号機北側）	EL 9.5m	3.5	1.0

4.5 評価方法

4.5.1 応力算定

(1) ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており、次式により算定するスラスト荷重（回転軸線方向荷重）及び転倒力から、各部材に発生する応力を算定する。ヒンジ部に作用する荷重の例を図4-2に示す。

$$W_1 = G + k_{UD} \cdot G$$

$$F_1 = W_1 \cdot L_1 / L_3 + k_H \cdot G / 2$$

$$F_2 = W_1 \cdot L_2 / L_3 + W_2 \cdot L_4 \cdot L_5$$

ここに、

W_1 : スラスト荷重 (kN)

G : 扉の固定荷重 (kN)

k_{UD} : 鉛直震度

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

F_2 : 扉厚方向転倒力 (kN)

k_H : 水平震度

W_2 : 風圧力 (kN/m²)

L_1 : 扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

L_2 : 扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

L_3 : ヒンジ芯間距離 (m)

L_4 : 扉幅 (m)

L_5 : 扉高さ (m)

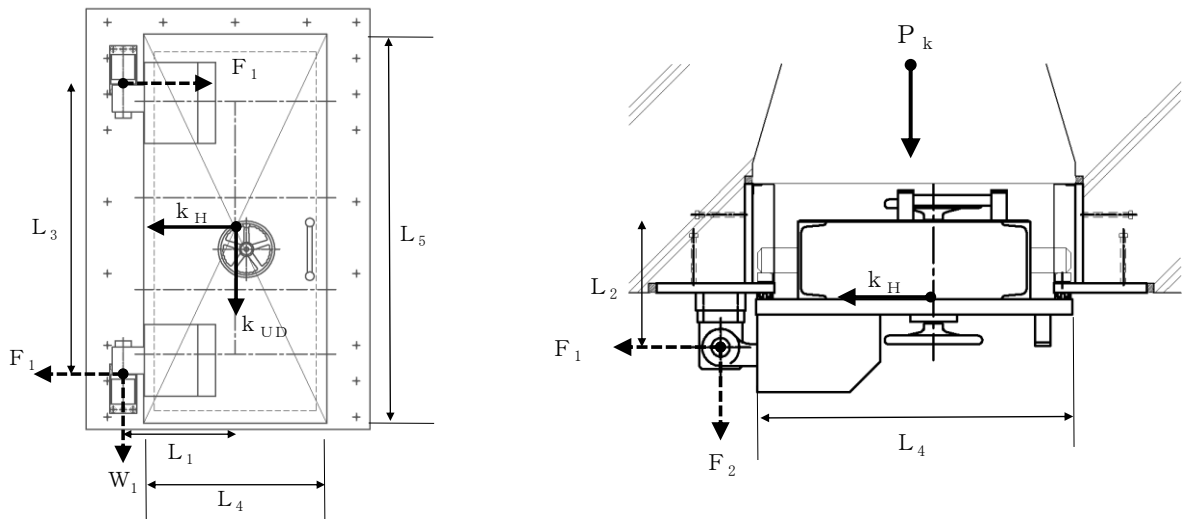


図4-2 ヒンジ部に作用する荷重の例

a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる応力は、次式により算定する。ヒンジ板に作用する荷重の例を図4-3に示す。

$$M_1 = W_1 \cdot L_6$$

$$Q_1 = W_1$$

$$T_1 = F_1$$

ここに、

M_1 : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

L_6 : ヒンジ板の2軸間距離 (m)

Q_1 : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

T_1 : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

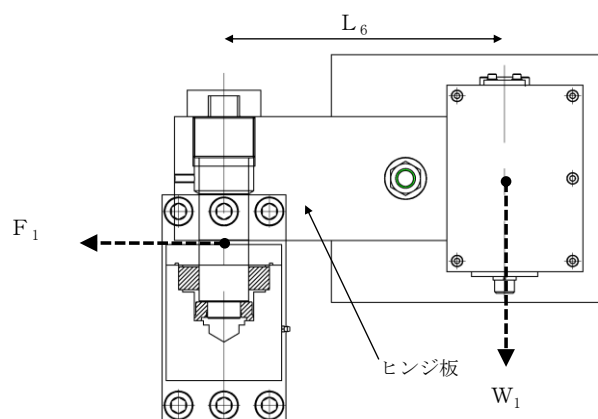


図4-3 ヒンジ板に作用する荷重の例

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジピンに作用する荷重の例を図4-4に示す。

$$M_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} \cdot L_7$$

$$Q_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

$$C_1 = W_1$$

ここに、

M_2 : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

F_2 : 扉厚方向転倒力 (kN)

L_7 : ヒンジ板と受板間距離 (mm)

Q_2 : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

C_1 : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

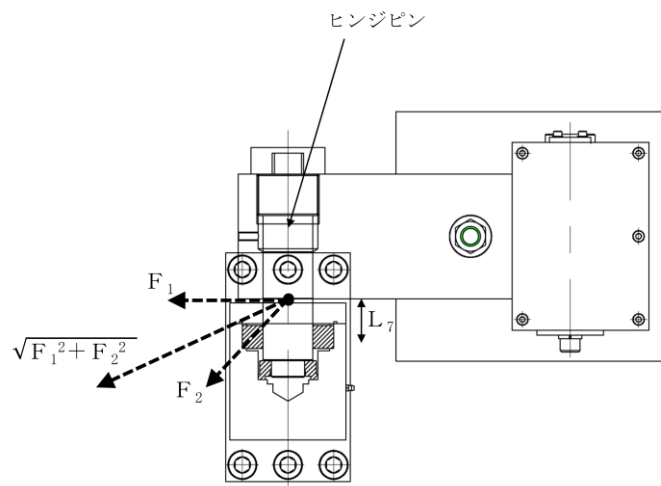


図4-4 ヒンジピンに作用する荷重の例

c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジボルトに作用する荷重の例を図 4-5 に示す。

$$Q_3 = \frac{\sqrt{W_1^2 + F_1^2}}{n_1}$$

$$T_2 = F_1 / n_1$$

ここに、

Q_3 : ヒンジボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

n_1 : ヒンジボルトの本数

T_2 : ヒンジボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

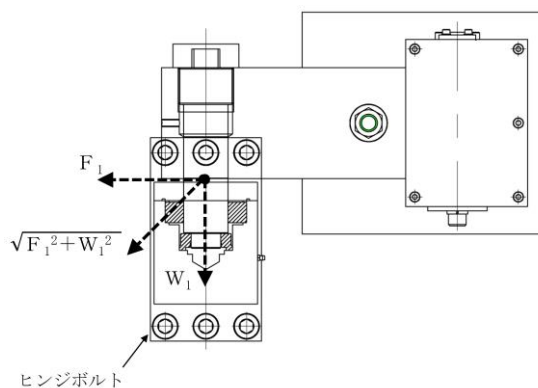


図 4-5 ヒンジボルトに作用する荷重の例

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は、次式により算定する。カンヌキに作用する荷重の例を図4-6に示す。

$$R_1 = k_H \cdot G / n_2$$

ここに、

R_1 : カンヌキ 1 本あたりに作用する荷重 (kN)

k_H : 水平震度

G : 扉の固定荷重 (kN)

n_2 : カンヌキの本数 (本)

$$M_3 = R_1 \cdot L_8$$

$$Q_4 = R_1$$

ここに、

M_3 : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

L_8 : カンヌキの扉外間距離 (m)

Q_4 : カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

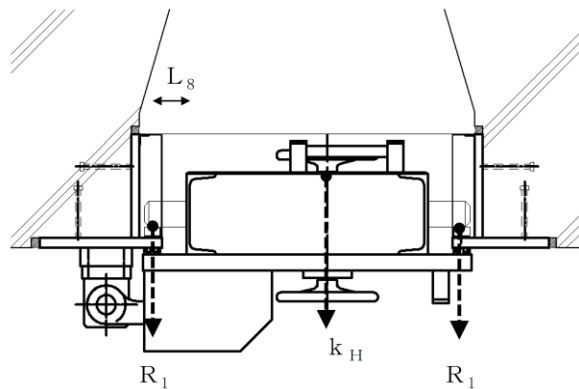


図 4-6 カンヌキに作用する荷重の例

(3) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる荷重は、ヒンジ側のアンカーボルトで負担するものとして、次式により算出する。ここで、アンカーボルトに作用する荷重は、扉の開閉状況に応じ、せん断又は引張に作用する。アンカーボルトに作用する荷重の例を図4-7に示す。

$$W_{1a} = (W_1 + k_{UD} \cdot G_a) / N$$

$$F_{1a} = (F_1 + k_H \cdot G_a) / N$$

ここに、

W_{1a} : 扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重 (kN)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

F_{1a} : 扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

G_a : ヒンジ側枠の固定荷重 (kN)

k_{UD} : 鉛直震度

k_H : 水平震度

N : ヒンジ側のアンカーボルト総本数 (本)

$$T_3 = Q_5 = \sqrt{W_{1a}^2 + F_{1a}^2}$$

ここに、

T_3 : アンカーボルト1本あたりに生じる引張力 (kN)

Q_5 : アンカーボルト1本あたりに生じるせん断力 (kN)

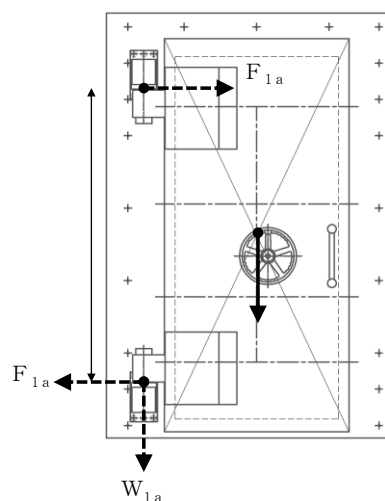


図4-7 アンカーボルトに作用する荷重の例

4.5.2 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が、許容限界以下であることを確認する。なお、異なる荷重が同時に作用する部材については、組合せを考慮する。

(1) ヒンジ部

a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

また、ヒンジ板に生じる引張応力度が許容引張応力度以下であることを確認する。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_1 = M_1 / Z_1$$

ここに、

σ_1 : ヒンジ板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_1 : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : ヒンジ板の断面係数 (mm³)

(b) せん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_1$$

ここに、

τ_1 : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_1 : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

A_1 : ヒンジ板の断面積 (mm²)

(c) 引張応力度

$$\sigma_{T1} = T_1 / A_1$$

ここに、

σ_{T1} : ヒンジ板に生じる引張応力度 (N/mm²)

T_1 : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

A_1 : ヒンジ板の断面積 (mm²)

(d) 組合せ応力度

$$x_1 = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2}$$

ここに、

x_1 : ヒンジ板に生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_1 : ヒンジ板に生じる応力度 (N/mm²)

τ_1 : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S規
準」に基づく次式により算定し、ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを
確認する。

また、ヒンジ板に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度以下であることを確認す
る。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_2 / Z_2$$

ここに、

σ_2 : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_2 : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

(b) せん断応力度

$$\tau_2 = Q_2 / A_2$$

ここに、

τ_2 : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_2 : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

A_2 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

(c) 圧縮応力度

$$\sigma_{c1} = C_1 / A_2$$

ここに、

σ_{c1} : ヒンジピンに生じる圧縮応力度 (N/mm²)

C_1 : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

A_2 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

(d) 組合せ応力度

$$x_2 = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2}$$

ここに、

x_2 : ヒンジピンに生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_2 : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_2 : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm²)

c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度及び引張応力度を次式により算定し、ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

(a) せん断応力度

$$\tau_3 = Q_3 / A_3$$

ここに、

τ_3 : ヒンジボルトに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_3 : ヒンジボルトに生じるせん断力 (kN)

A_3 : ヒンジボルトの断面積 (mm²)

(b) 引張応力度

$$\sigma_{T2} = T_2 / A_3$$

ここに、

σ_{T2} : ヒンジボルトに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_2 : ヒンジボルトに生じる引張力 (kN)

A_3 : ヒンジボルトの断面積 (mm²)

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_3 / Z_3$$

ここに、

σ_3 : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_3 : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

Z_3 : カンヌキの断面係数 (mm³)

(b) せん断応力度

$$\tau_4 = Q_4 / A_4$$

ここに、

τ_4 : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_4 : カンヌキに生じるせん断力 (kN)

A_4 : カンヌキの断面積 (mm²)

(c) 組合せ応力度

$$x_3 = \sqrt{\sigma_3^2 + 3\tau_4^2}$$

ここに、

x_3 : カンヌキに生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_3 : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_4 : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm²)

(3) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力及びせん断力が「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容荷重以下であることを確認する。

$$(T_3 / T_{3A})^2 + (Q_5 / Q_{5A})^2 \leq 1.0$$

$$T_3 / T_{3A} \leq 1.0$$

ここに、

T_3 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_{3A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_5 / Q_{5A} \leq 1.0$$

ここに、

Q_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_{5A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

5. 評価条件

耐震評価に用いる評価条件を表 5-1 に示す。

表 5-1 耐震評価に用いる条件

対象部位		記号	単位	定義	値
共通		G	kN	扉の固定荷重	16.67
		k_{UD}	—	鉛直震度	1.0
		k_H	—	水平震度	3.5
		W_2	kN/m ²	風圧力	1.713
		L_1	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.623
		L_2	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.407
		L_3	m	ヒンジ芯間距離	1.621
		L_4	m	扉幅	1.02
		L_5	m	扉高さ	2.171
ヒンジ部	ヒンジ板	L_6	m	ヒンジ板の 2 軸間距離	0.34
		Z_1	mm ³	ヒンジ板の断面係数	262500
		A_1	mm ²	ヒンジ板の断面積	10500
	ヒンジピン	L_7	mm	ヒンジ板と受板間距離	0.046
		Z_2	mm ³	ヒンジピンの断面係数	21210
		A_2	mm ²	ヒンジピンの断面積	2827
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	6
A_3		mm ²	ヒンジボルトの断面積	303	
カンヌキ		n_2	本	カンヌキの本数	8
		L_8	m	カンヌキの扉外間距離	0.131
		Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数	50270
		A_4	mm ²	カンヌキの断面積	5027
アンカーボルト		G_a	kN	ヒンジ側枠の固定荷重	8.336
		N	本	ヒンジ側アンカーボルト総本数	9

6. 評価結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価結果を表6-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表6-1 断面検定結果

扉名称	評価対象部位	単位	分類	発生応力度 又は荷重	許容限界	発生応力度/ 許容限界
防波扉 （1号機 北側）及 び防波扉 （2号機 北側）	ヒ ン ジ 部	ヒンジ板	組合せ	45	215	0.21
			引張	4	215	0.02
		ヒンジ ピン	組合せ	99	345	0.29
			圧縮	12	345	0.04
		ヒンジ ボルト	せん断	30	375	0.08
			引張	24	651	0.04
	カンヌキ	N/mm ²	組合せ	30	205	0.15
	アンカーボルト	kN	引張	9.163	47	0.20
			せん断	9.163	33	0.28

2. 防波壁通路防波扉（荷揚場南）に関する耐震計算書

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	15
2.4	適用規格・基準等	20
3.	固有値解析	21
3.1	固有振動数の算出方法	21
3.1.1	解析モデルの設定	21
3.2	固有振動数の算出条件等	22
3.2.1	記号の説明	22
3.2.2	固有振動数の算出方法	22
3.2.3	固有振動数の計算条件	23
3.3	固有振動数の算出結果	23
4.	耐震評価	24
4.1	記号の定義	24
4.2	評価対象断面	33
4.3	解析方法	35
4.3.1	施設	35
4.3.2	地盤物性のばらつき	35
4.3.3	減衰係数	36
4.3.4	解析ケース	36
4.4	荷重及び荷重の組合せ	38
4.4.1	耐震評価上考慮する状態	38
4.4.2	荷重	38
4.4.3	荷重の組合せ	39
4.5	入力地震動	40
4.6	解析モデル及び諸元	53
4.6.1	解析モデル	53
4.6.2	使用材料及び材料の物性値	55
4.6.3	地盤の物性値	56
4.6.4	地下水位	56

4.7	評価対象部位	57
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	57
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	57
4.8	許容限界	58
4.8.1	防波扉	58
4.8.2	漂流物対策工	62
4.9	評価方法	66
4.9.1	防波扉	66
4.9.2	漂流物対策工	79
5.	評価条件	96
6.	耐震評価結果	102
6.1	防波扉	102
6.2	漂流物対策工	114

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（荷揚場南）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図2-1に示す。

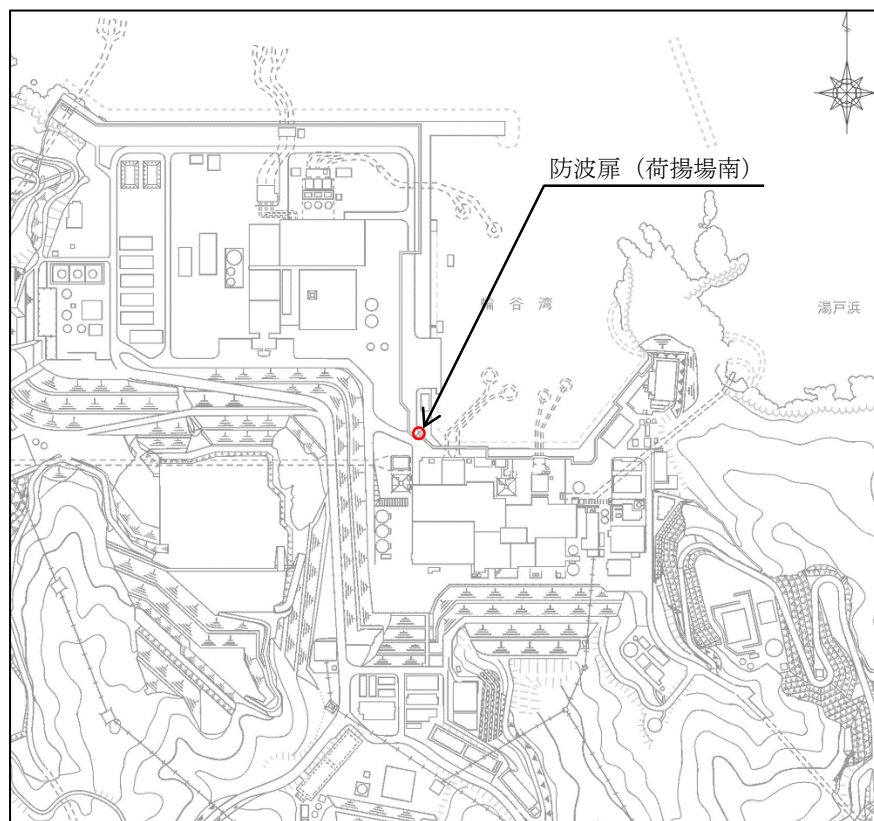


図2-1 防波扉（荷揚場南）位置図

2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また，漂流物対策工により，防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は，入力津波高さ（EL 11.9m）に対して，余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体），戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは，鋼管杭により岩盤に支持される構造とし，防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブとの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し，止水性を確保する。

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

防波扉の構造図を図 2-4 及び図 2-5 に，戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2-6 に，水密ゴムの概念図を図 2-7 に示す。

漂流物対策工は，漂流物対策工（鋼製扉体），戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され，マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図 2-8 及び図 2-9 に，漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2-10 に示す。

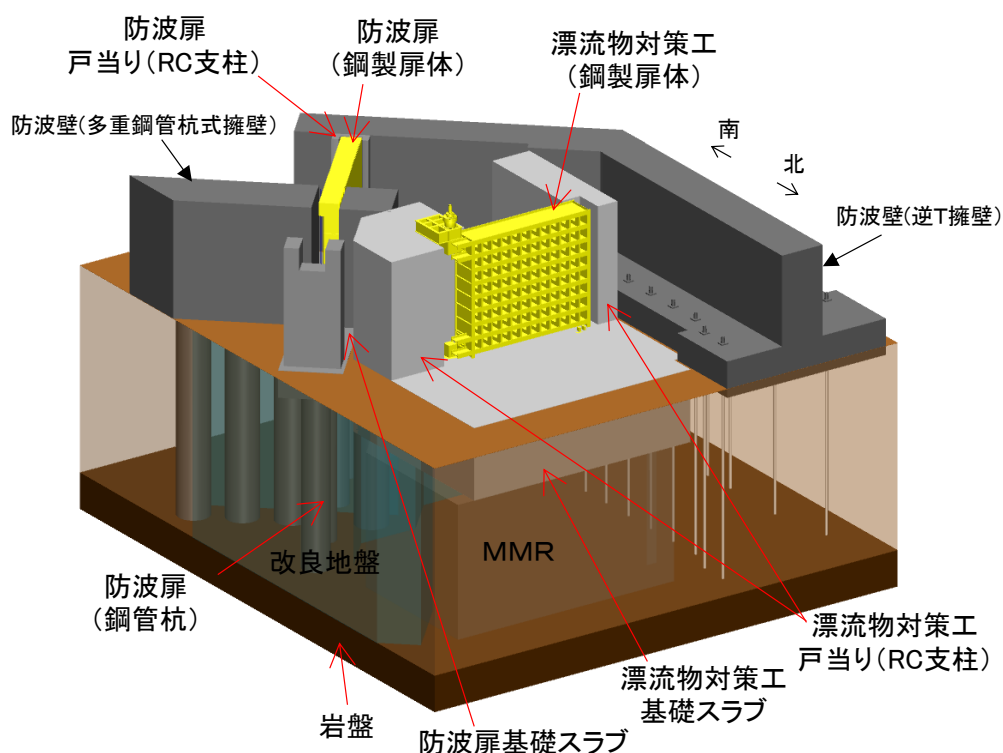


図 2-2(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

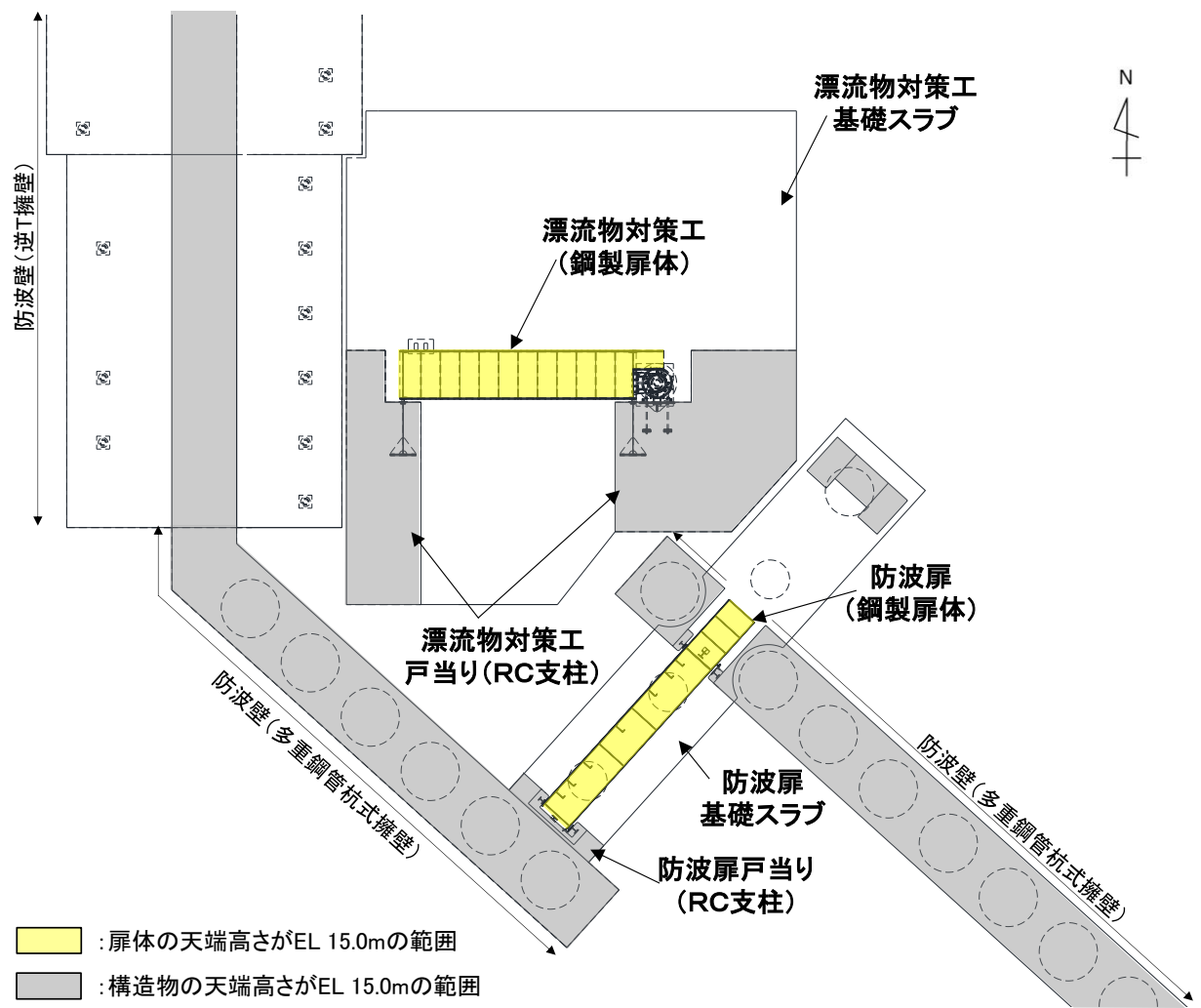


図 2-2(2) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (平面図)

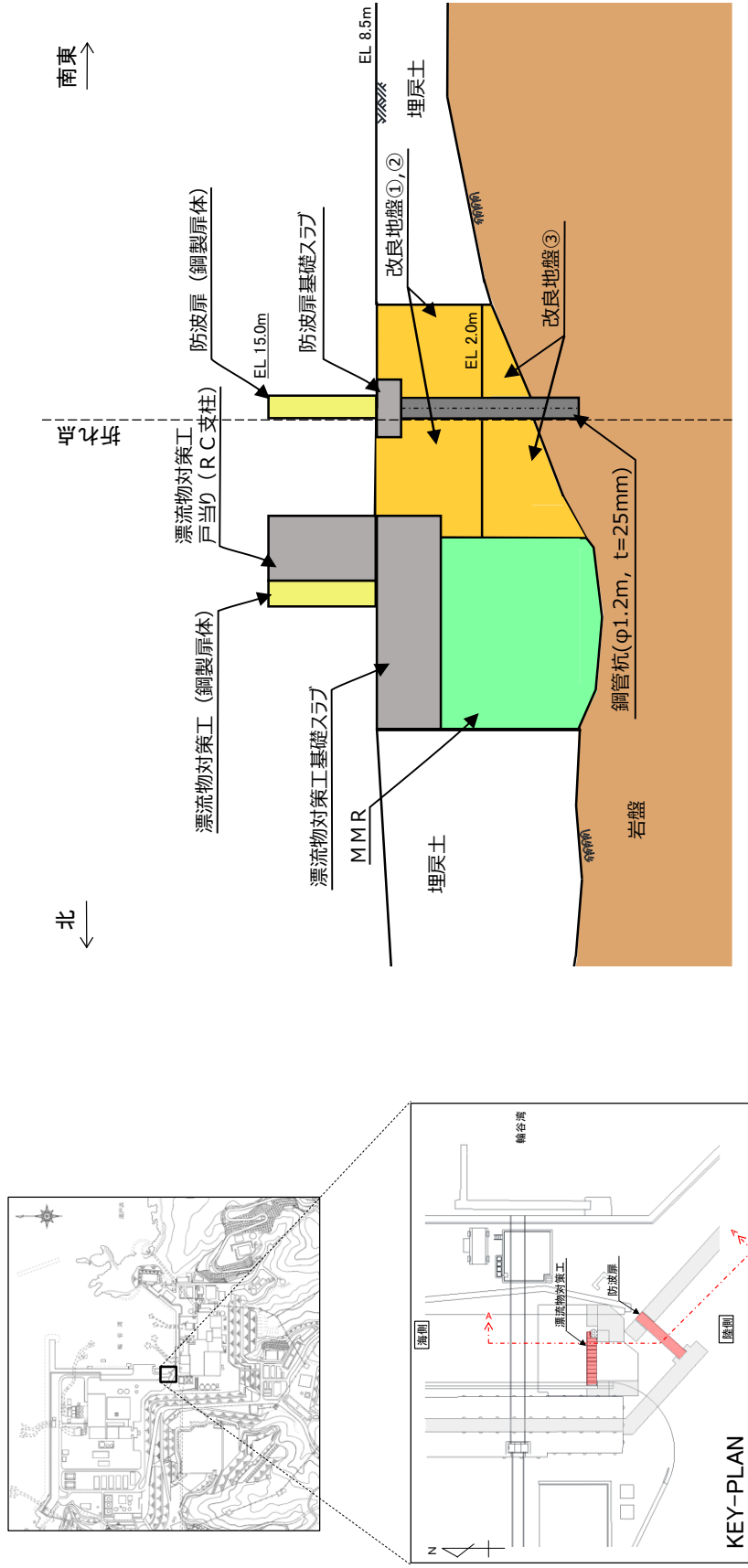


図 2-3 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)

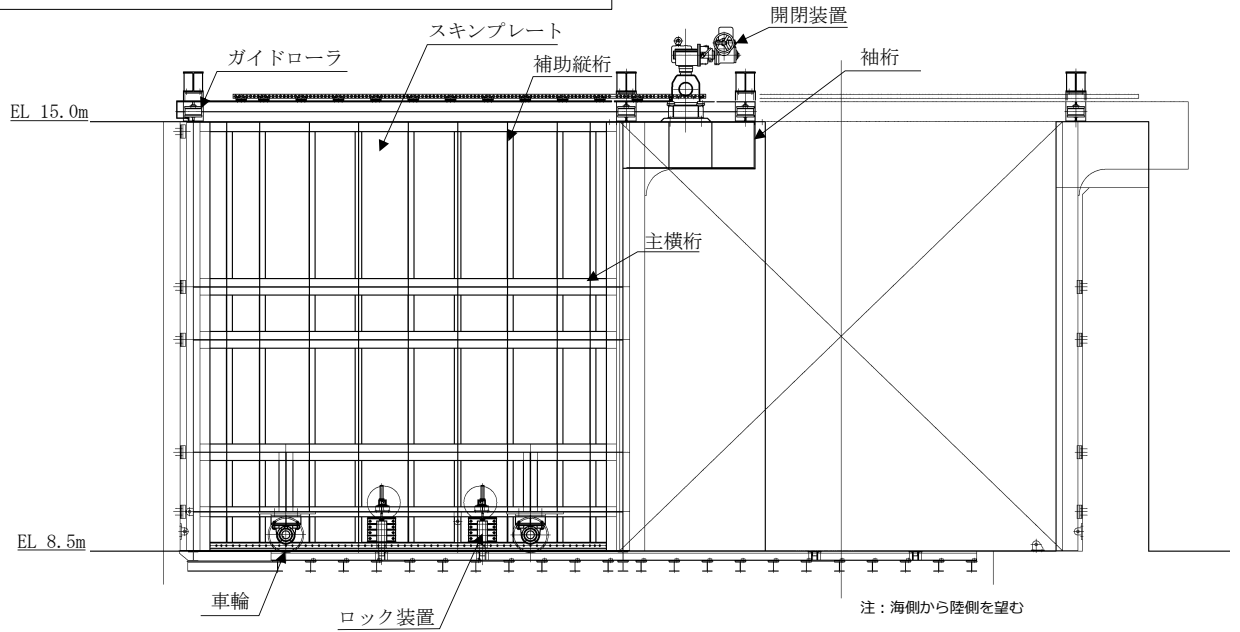
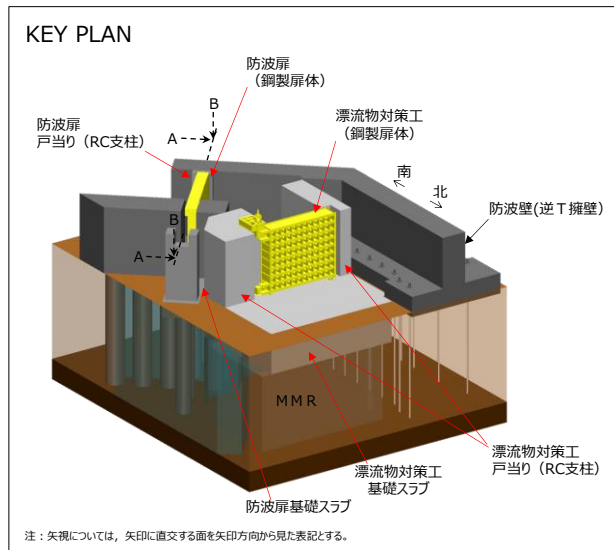


図 2-4(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

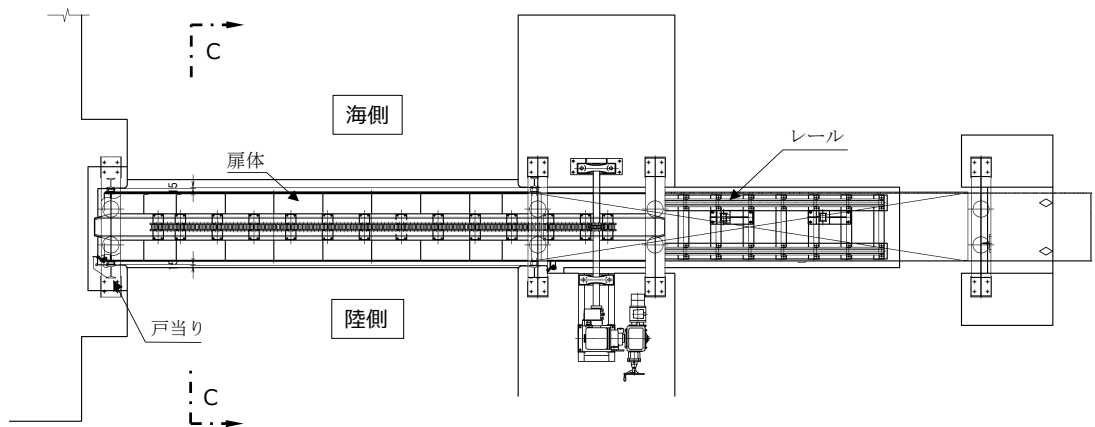


図 2-4(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

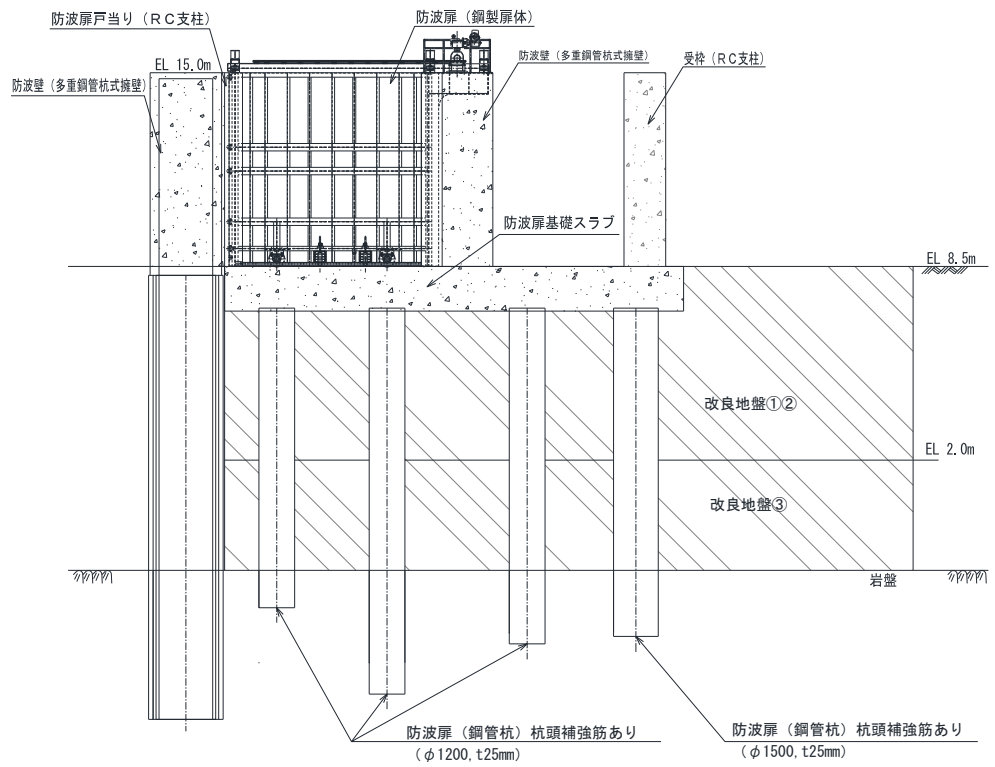


図 2-5(1) 防波扉の構造図 (基礎正面図, A-A断面)

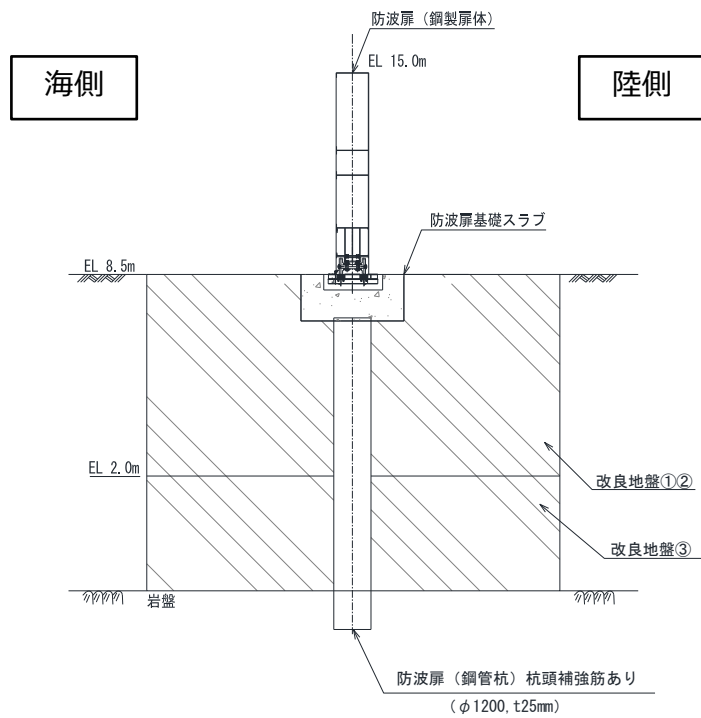


図 2-5(2) 防波扉の構造図 (基礎断面図, C-C断面)

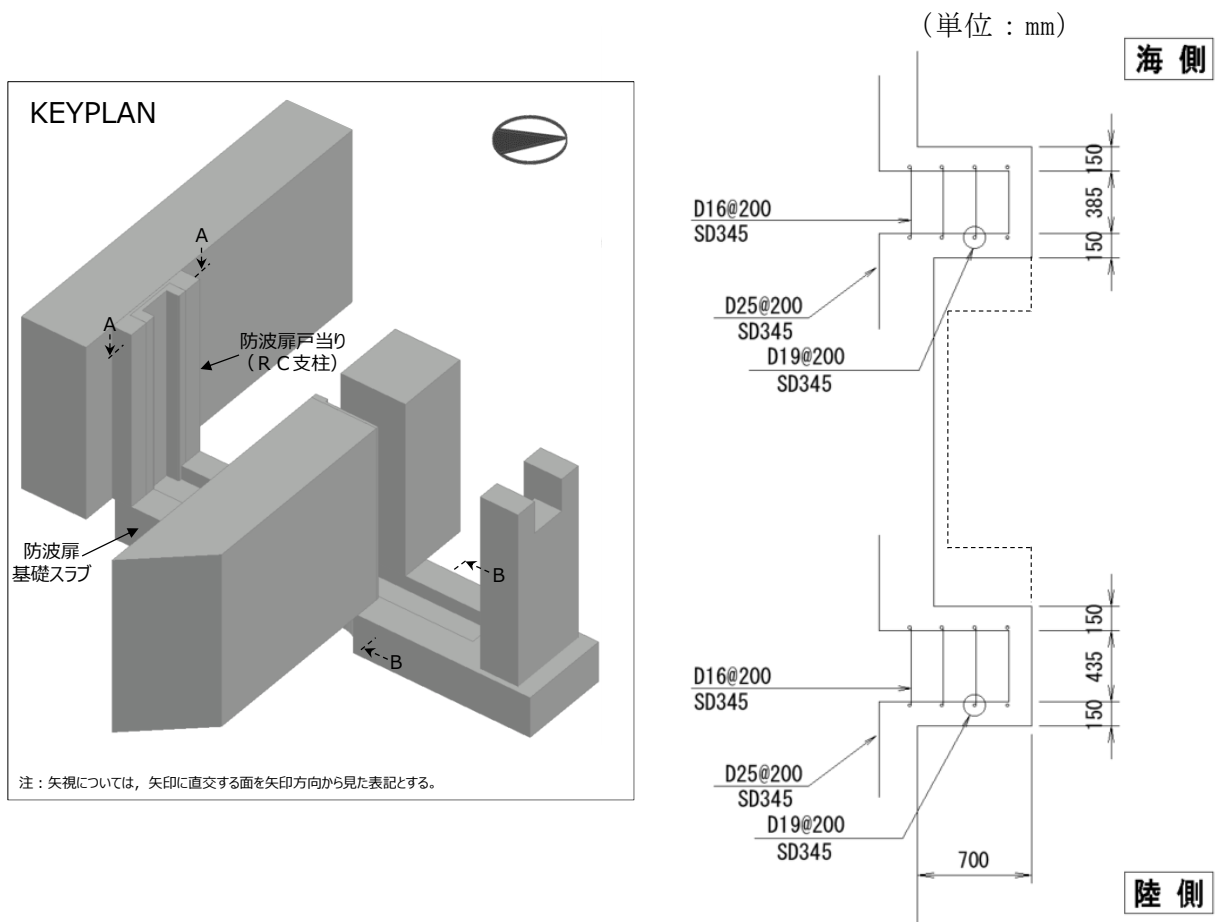


図 2-6(1) 防波扉戸当り (R.C支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

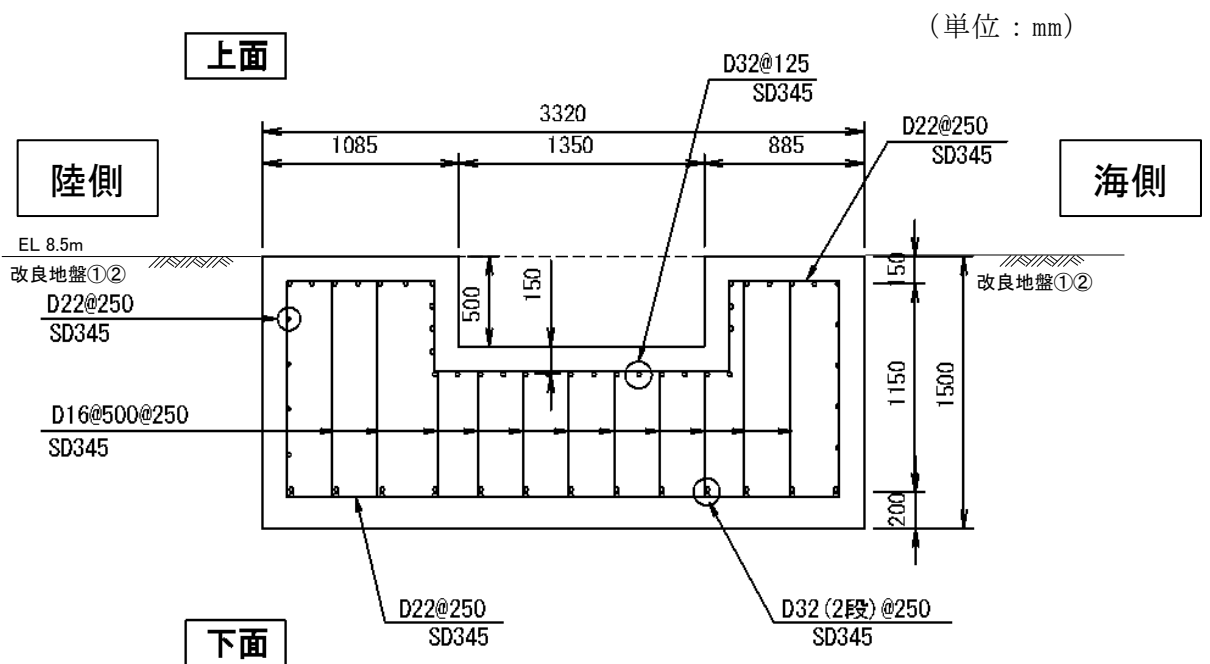


図 2-6(2) 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

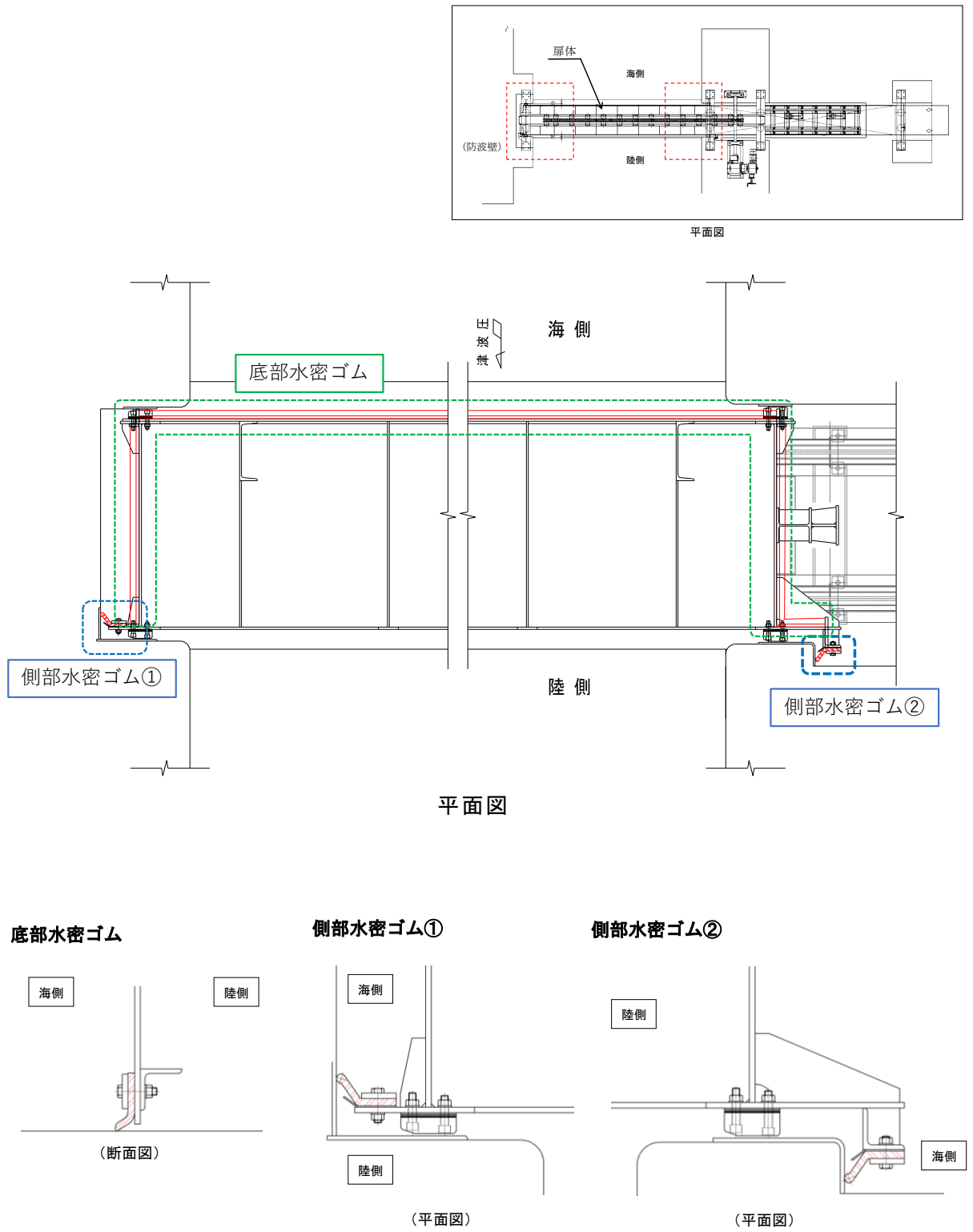


図 2-7 防波扉の水密ゴム概念図

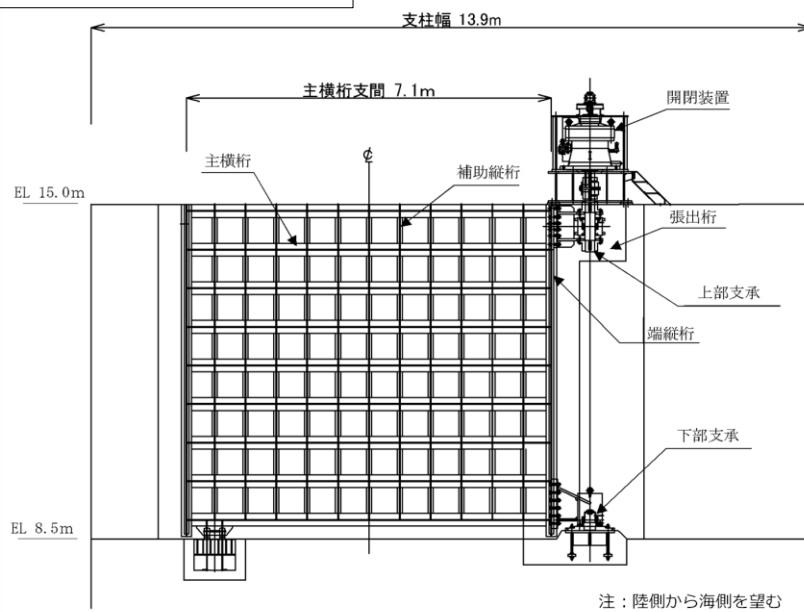
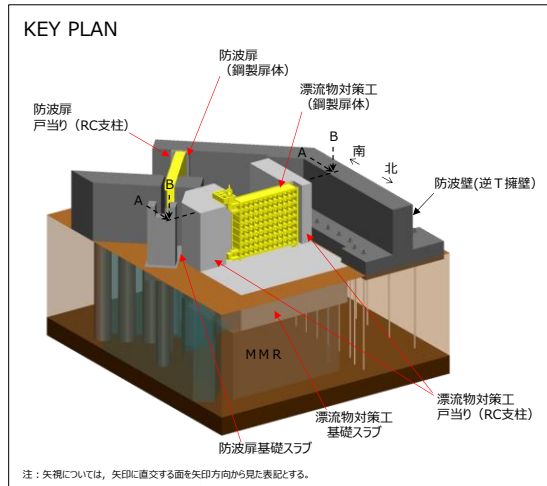


図 2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

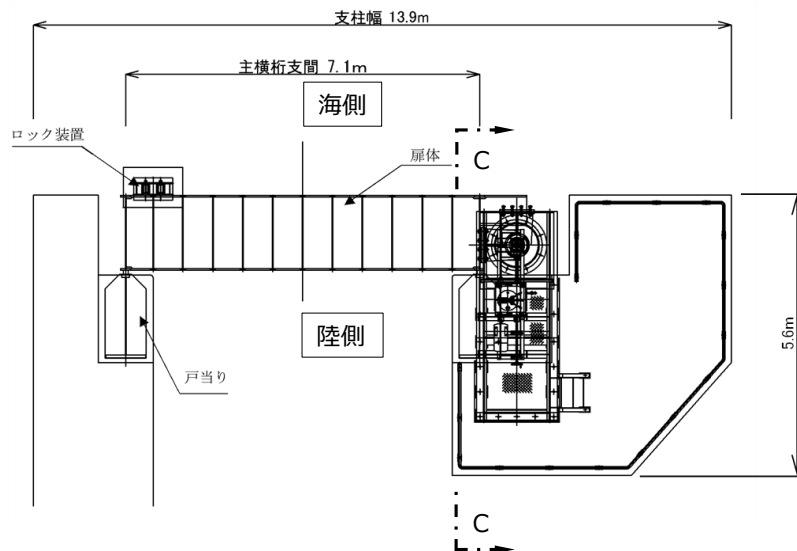


図 2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

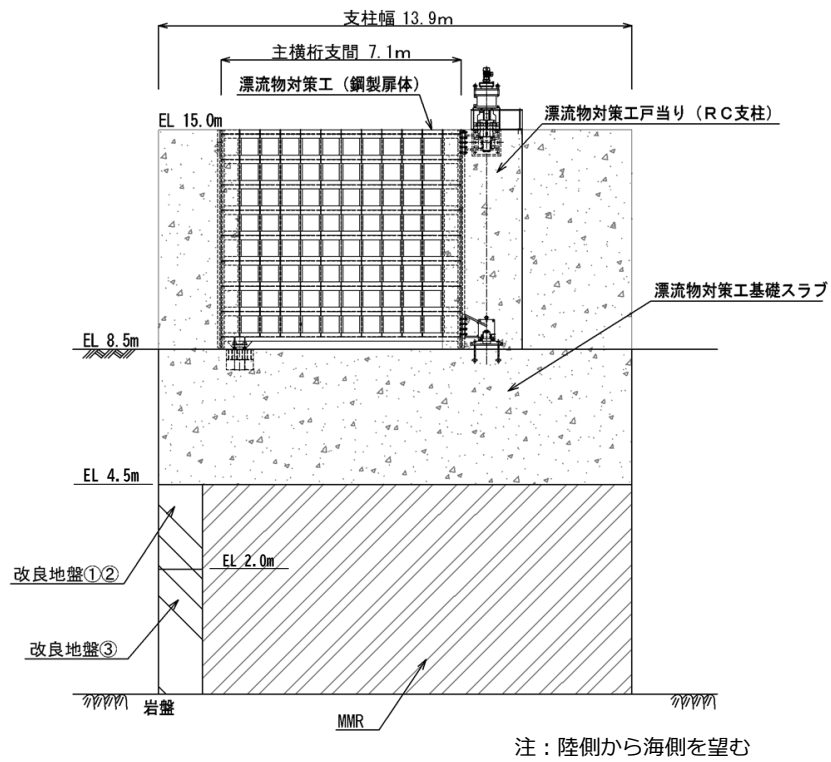


図 2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A 断面)

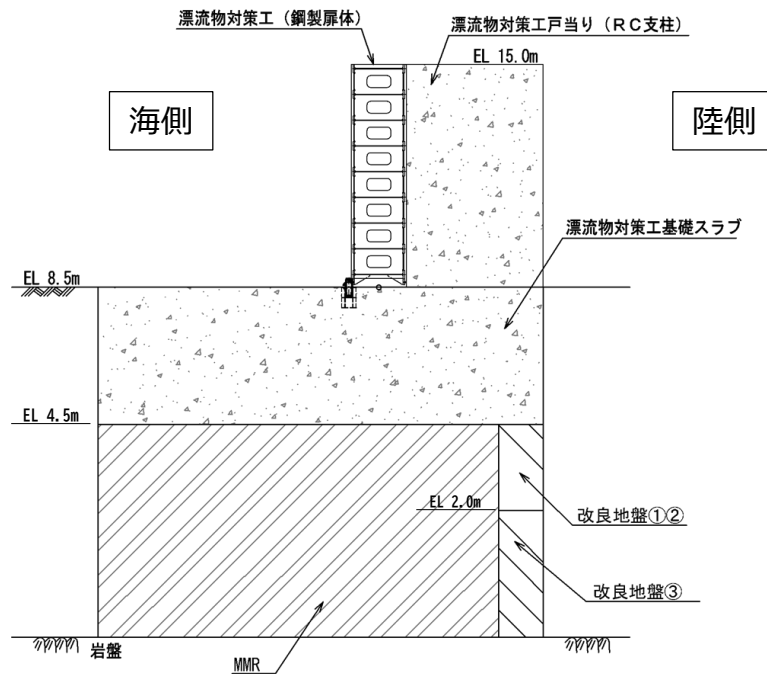


図 2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C 断面)

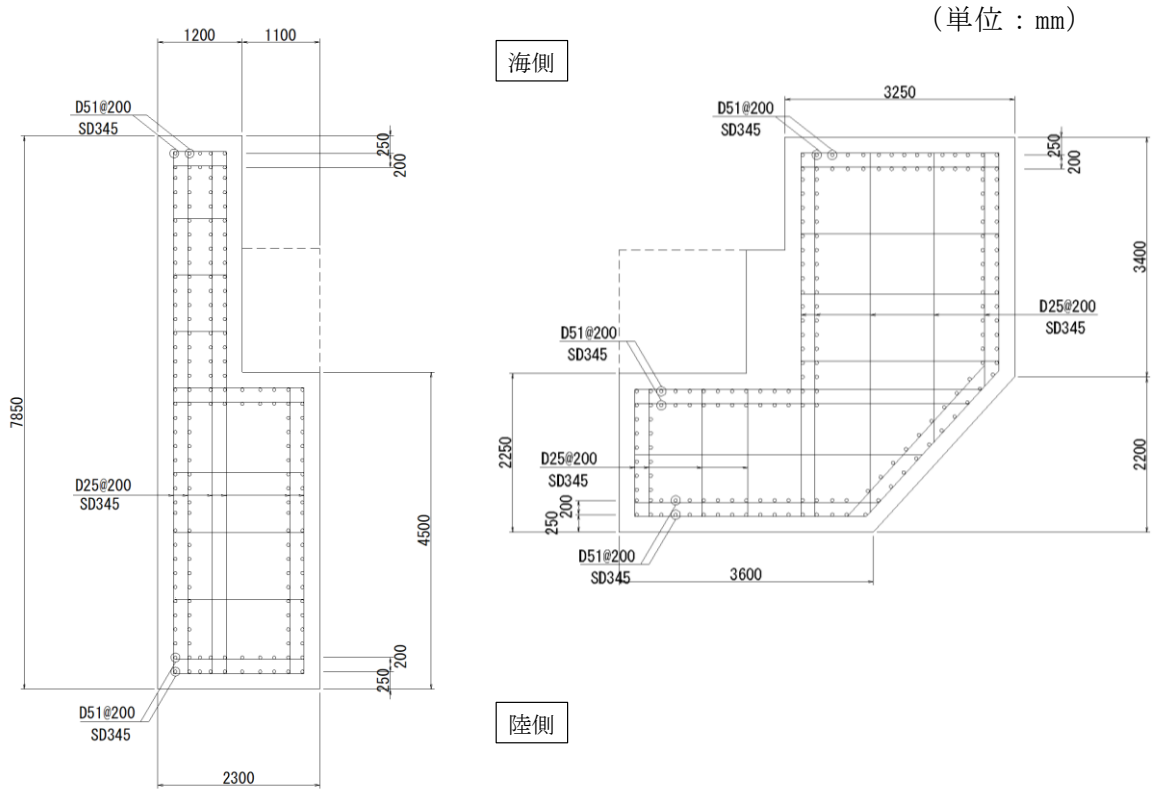
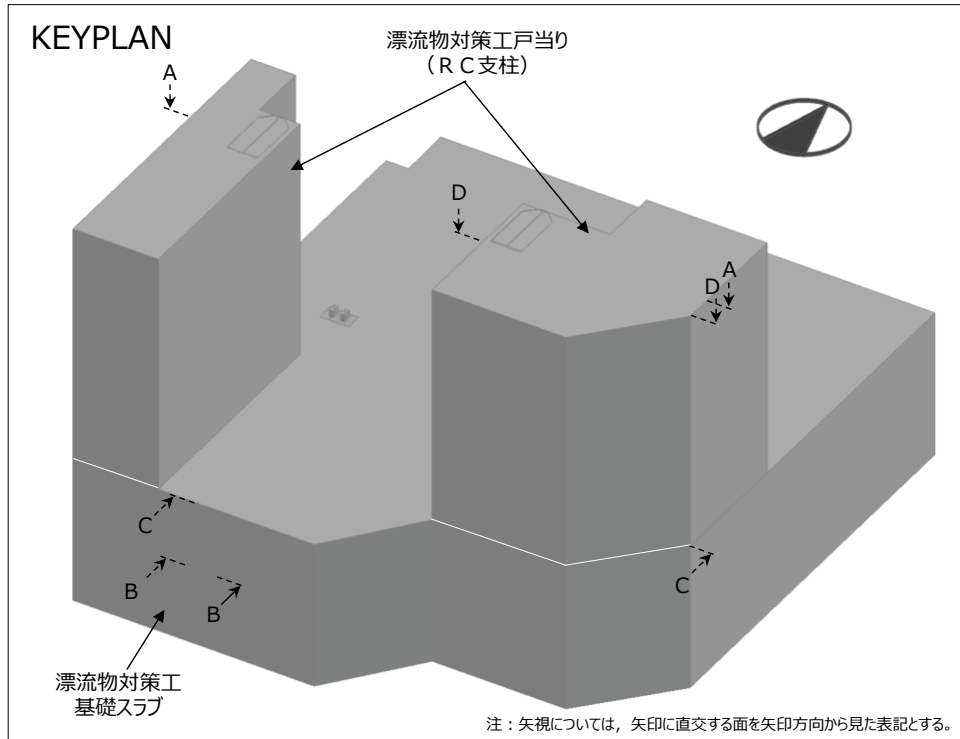


図 2-10(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

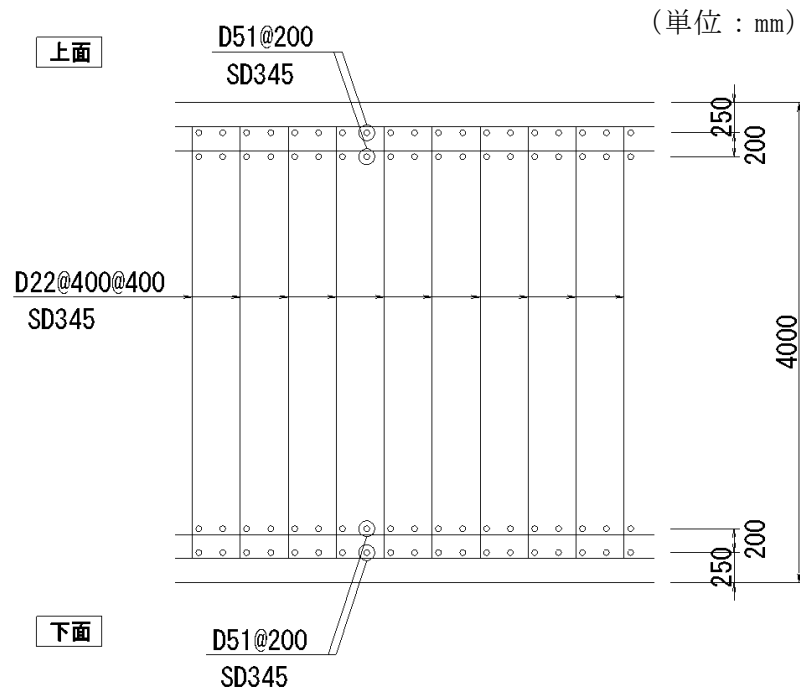


図 2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

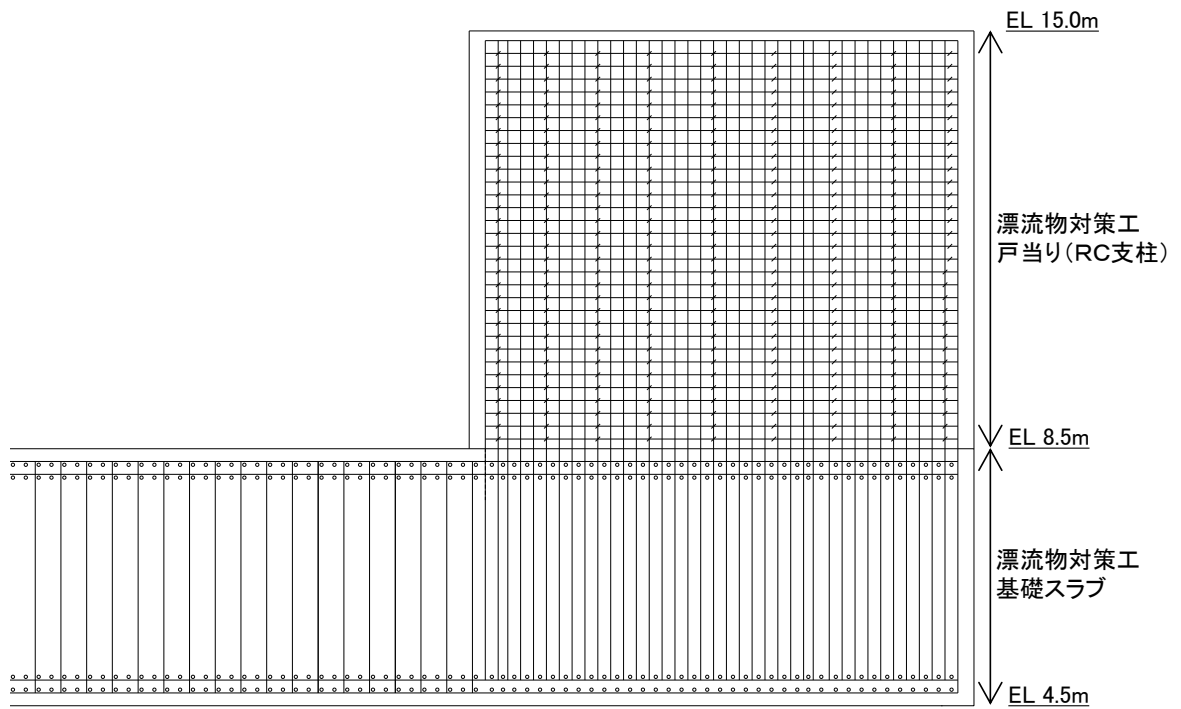


図 2-10(3) 漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)

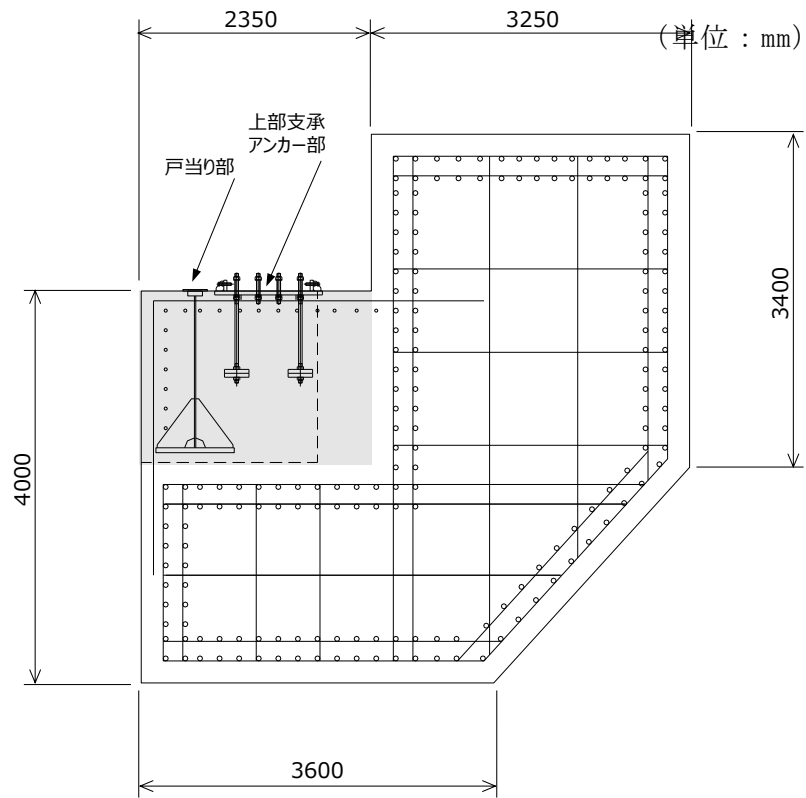


図 2-10(4) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー部付近における概略配筋図 (D-D断面)

2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（荷揚場南）の各部位の役割及び性能目標を表2-1及び表2-2に示す。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2-3 **防波扉の評価項目**に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤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止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力度、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価フローを図2-11に示す。

表 2-1 防波扉（荷揚場南）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	防波扉 （鋼製扉体）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り （RC支柱）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。
	防波扉 （鋼管杭）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。
	漂流物対策工 （鋼製扉体）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り （RC支柱）	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭、漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭、漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。

表 2-2 防波扉（荷揚場南）の各部位の性能目標

部位	性能目標		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性、難透水性)
施設	防波扉 (鋼製扉体)					防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)		—		構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉（鋼製扉体）の支持機能を喪失して防波扉（鋼製扉体）との間から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。
	防波扉基礎 スラブ					
	防波扉 (鋼管杭)					構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)				—	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り（RC支柱） 漂流物対策工 基礎スラブ		—	—	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
地盤	改良地盤	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤	鋼管杭及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			—	—
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		—	—	—

表 2-3 防波扉（荷揚場南）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・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，補助縦桁，端縦桁，車輪，レール，ロック装置，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉（鋼管杭）	発生する断面力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度	
			漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，支承部，支承アンカー，ロック装置，戸当り	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			漂流物対策工戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			漂流物対策工基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
			基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
		止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，補助縦桁，端縦桁，車輪，レール，ロック装置，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認
	防波扉戸当り（RC支柱）			発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
	防波扉基礎スラブ			発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
	防波扉（鋼管杭）			発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度	
	改良地盤			すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
	基礎地盤の支持性能		基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度	

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

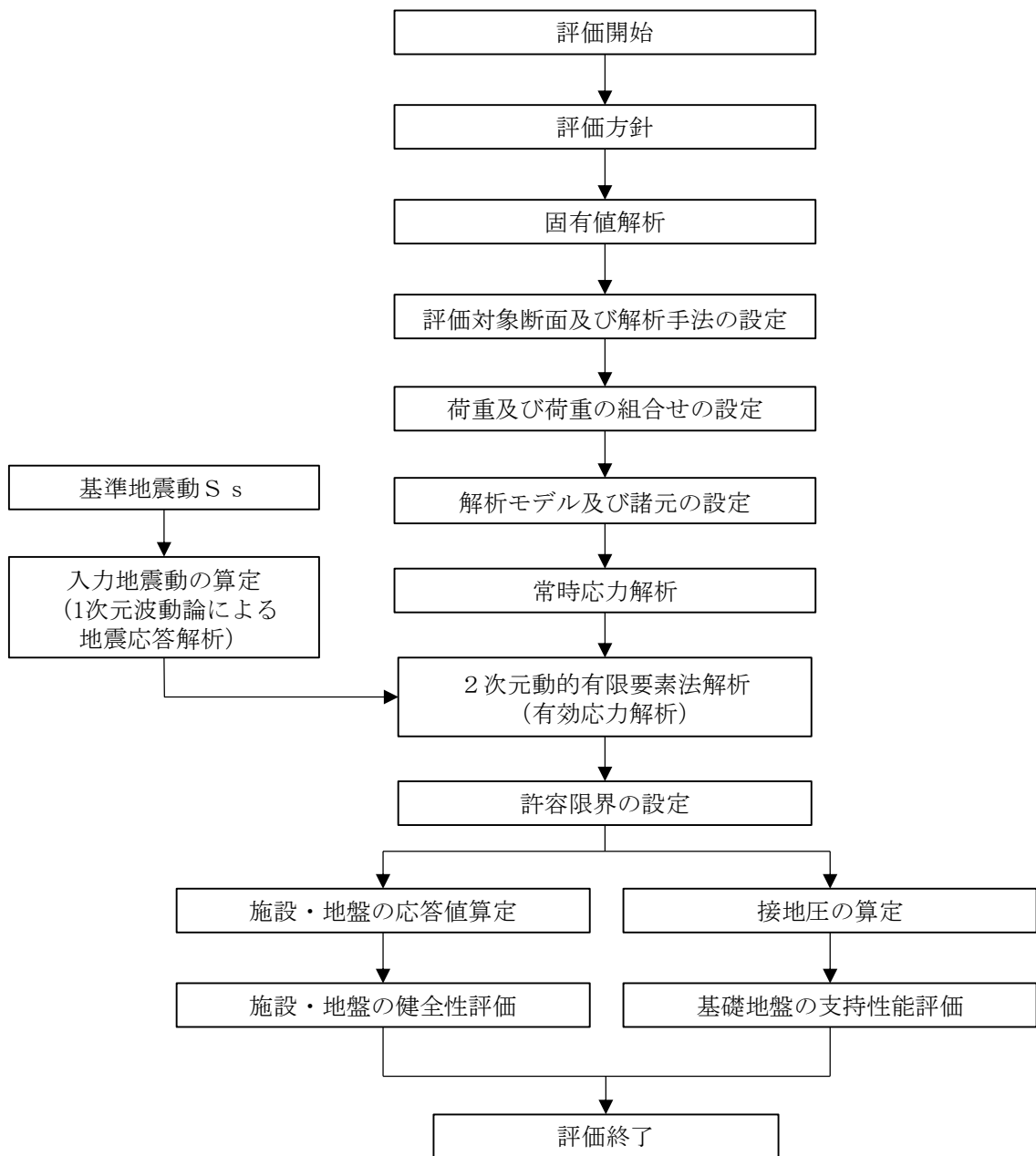


図 2-11 防波壁（荷揚場南）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・機械工学便覧 ((社) 日本機械学会)
- ・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)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年 版)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の構造に応じて解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、左右端のRC支柱及びロック装置により扉体を支持する構造であることから、両端ヒンジ梁として計算する。解析モデル図を図3-1に示す。

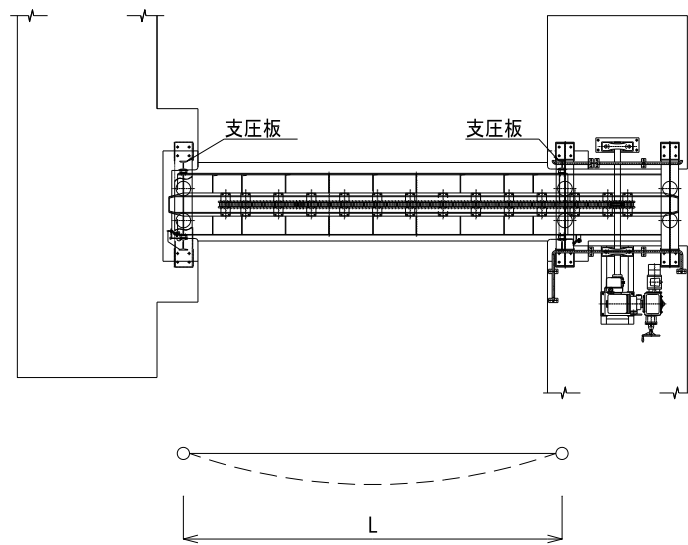


図3-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

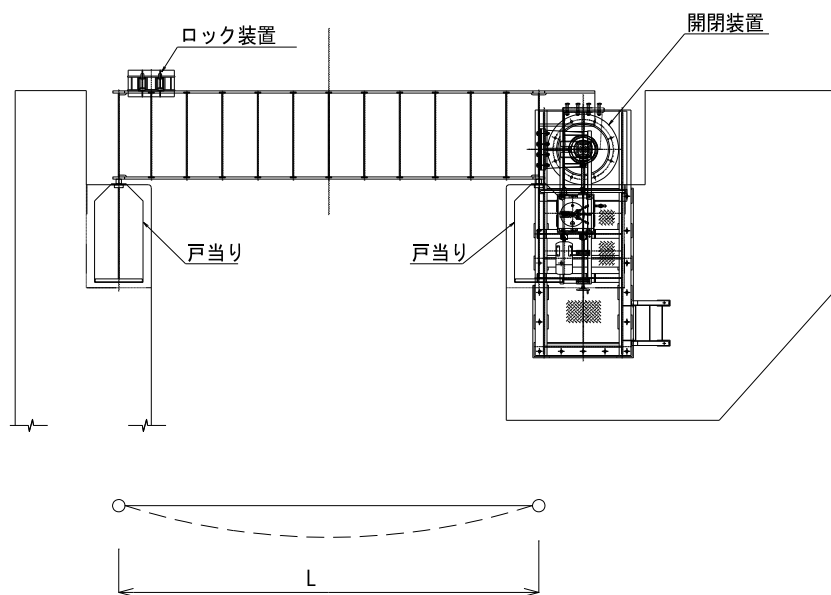


図3-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数算出に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	m	スパン長
λ	—	支持条件によって定まる係数
γ	kN/m ³	単位体積重量
A	m ²	断面積
E	kN/m ²	縦弾性係数
I	m ⁴	断面二次モーメント
g	m/s ²	重力加速度

3.2.2 固有振動数の算出方法

1 次固有振動数 f を「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}}$$

3.2.3 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出条件を表 3-2 に示す。

表 3-2 固有振動数の計算条件

記号	定義	数値		単位
		防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)	
L	スパン長	6.7	7.3	m
λ	支持条件によって 定まる係数	3.14	3.14	—
γ	単位体積重量	77	77	kN/m ³
A	断面積	0.165	0.0418	m ²
E	縦弾性係数	2.00×10^8	2.00×10^8	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.0238	0.0140	m ⁴
g	重力加速度	9.81	9.81	m/s ²

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出結果を表 3-3 に示す。防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造として扱う。

表 3-3 固有振動数の計算結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	67.2
漂流物対策工（鋼製扉体）	86.1

4. 耐震評価

4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (1/4)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	正面水密幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ_c	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
補助縦桁	ℓ	m	主横桁間隔
	m	m	補助縦桁間隔
	P	kN/m ²	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	M	kN・m	曲げモーメント
	S	kN	せん断力
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm ²	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (2/4)

部材	記号	単位	定義
車輪	F	kN	鉛直荷重 (扉体自重+積雪荷重+地震時慣性力)
	F_v	kN	鉛直方向地震時慣性力
	R_1	kN	海側車輪荷重
	R_2	kN	陸側車輪荷重
	L	m	レール支間
	L_1	m	扉体重心から海側車輪までの距離
	L_2	m	扉体重心から陸側車輪までの距離
	P_r	N	車輪荷重
	E_1	N/mm ²	車輪の弾性係数
	E_2	N/mm ²	レールの弾性係数
	B_0	mm	車輪有効踏面幅
	R	mm	車輪半径
	C	mm	接触幅の 1/2
	p	N/mm ²	ヘルツの接触応力度
p_a	N/mm ²	許容接触応力度	
車輪軸	M	kN・m	曲げモーメント
	L_3	m	張出長さ
	Z	mm ³	軸の断面係数
	S	kN	せん断力
	A_1	mm ²	軸の断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
車輪 軸受	R_a	kN	軸受け荷重
	c_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (3/4)

部材	記号	単位	定義
レール	M_5	kN・m	レールの曲げモーメント
	R_1	kN	車輪 1 輪に作用する最大荷重
	L_M	m	レール基礎材間隔
	S_5	kN	レールのせん断力
	Z_1	mm ³	引張側断面係数
	Z_2	mm ³	圧縮側断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	b_p	mm	腹板の受圧幅
	C	mm	接触幅の 1/2
	t_w	mm	腹板の厚さ
	t_f	mm	レール踏面板の厚さ
	σ_c	N/mm ²	曲げ圧縮応力度
	σ_t	N/mm ²	曲げ引張応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ引張応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
σ_{ba}	N/mm ²	許容支圧応力度	
ロック装置	P_2	kN	ロックピン反力
	F_h	kN	地震時慣性力
	n	本	ロックピン数
	L_7	m	片持ち梁長さ
	M	kN・m	曲げモーメント
	Z	mm ³	断面係数
	S	kN	せん断力
	A	mm ²	ロックピンのせん断面積
	b	mm	ロックピン受圧幅
	h	mm	ロックピン受圧長さ
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_b	N/mm ²	支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
σ_{ba}	N/mm ²	許容支圧応力度	

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (4/4)

部材	記号	単位	定義
支圧板	P_1	kN	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_2	mm	扉体高さ
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
戸当り	P_1	kN	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	L_2	mm	扉体高さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	
防波扉 (鋼管杭)	M_y	kN・m	曲げモーメント
	f_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏基準点
	Z_e	mm ³	鋼管杭の断面係数
	N_p	kN	鋼管杭に発生する軸力
	A	mm ²	鋼管杭の断面積
	τ_p	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度
	Q_p	kN	鋼管杭に発生するせん断力

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (1/5)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	M_1'	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_1'	kN	せん断力
	L'	m	張出長さ
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	
張出桁	M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	
補助縦桁	M_3	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (2/5)

部材	記号	単位	定義
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm^2	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容圧縮応力度
支承部 (上部 支承軸)	M_4	$\text{kN} \cdot \text{m}$	支承軸の曲げモーメント
	R_{H1}	kN	上部支承軸水平作用荷重
	L_4	m	支承軸支持間隔
	S_4	kN	支承軸のせん断力
	Z_4	mm^3	支承軸の断面係数
	A_4	mm^2	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_a	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
支承部 (下部支 承軸)	M_5	$\text{kN} \cdot \text{m}$	支承軸の曲げモーメント
	R_{H3}	kN	下部支承軸水平作用荷重
	L_5	m	支承軸片持ち梁長さ
	S_5	kN	支承軸のせん断力
	Z_5	mm^3	支承軸の断面係数
	A_5	mm^2	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_a	N/mm^2	許容曲げ応力度
支承部 (下部 支承軸受)	R_v	kN	下部支承軸受鉛直作用荷重
	R	mm	軸受(壺金)の球面の半径
	E	N/mm^2	軸受(壺金)の弾性係数
	p	N/mm^2	軸受(壺金)の支圧応力度
	p_a	N/mm^2	許容接触応力度
支承部 (支承軸受)	R_2	kN	軸受け荷重
	C_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (3/5)

部材	記号	単位	定義
支承部 (浮上 防止金 物)	M_6	kN・m	浮上防止金物の曲げモーメント
	R_v	kN	下部支承鉛直上向き作用荷重
	L_6	m	浮上防止金物片持ち梁長さ
	S_6	kN	浮上防止金物のせん断力
	Z_6	mm ³	浮上防止金物の断面係数
	A_6	mm ²	浮上防止金物の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
	F	kN	固定ボルトの軸力
	a, b	mm	支持点からの距離
	A_7	mm ²	固定ボルトの有効断面積
	σ_t	N/mm ²	固定ボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
支承ア ンカー (上部支承 アンカー)	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H1}	kN	上部支承水平作用荷重
	ℓ	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
	m	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (4/5)

部材	記号	単位	定義
支承アンカー (下部支承アンカー)	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H3}	kN	下部支承水平作用荷重
	L_5	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
	$2y$	mm	アンカーボルトの間隔
	n	—	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	ロック装置	σ_{cba}	N/mm ²
τ_{ca}		N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
M		kN・m	曲げモーメント
R_r		kN	ロック反力
a		m	ロックビームの片持ち梁長さ
n		本	ロックビーム数
Z		mm ³	ロックビームの断面係数
S		kN	ロックビームのせん断力
A		mm ²	ロックビームのせん断面積
σ		N/mm ²	ロックビーム曲げ応力度
τ		N/mm ²	ロックビームせん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度	
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (5/5)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_1	mm	扉体幅
	L_2	mm	主横桁の荷重分担長さ
	t_w	mm	腹板の厚さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
	σ_{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

4.2 評価対象断面

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は，防波扉（荷揚場南）の構造上の以下の特徴を踏まえ扉体軸方向の方が強軸方向となるため，弱軸方向となる防波扉及び漂流物対策工の扉体直交方向の断面とする。

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 4-1 に，縦断面図を図 4-2 に示す。

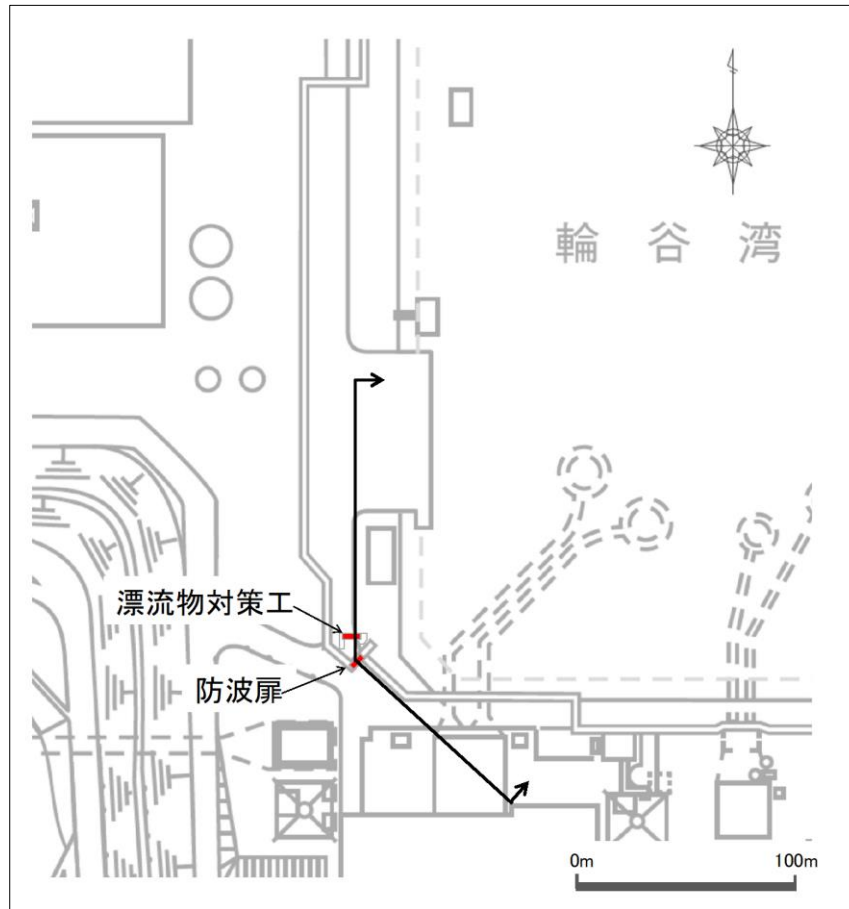


図 4-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

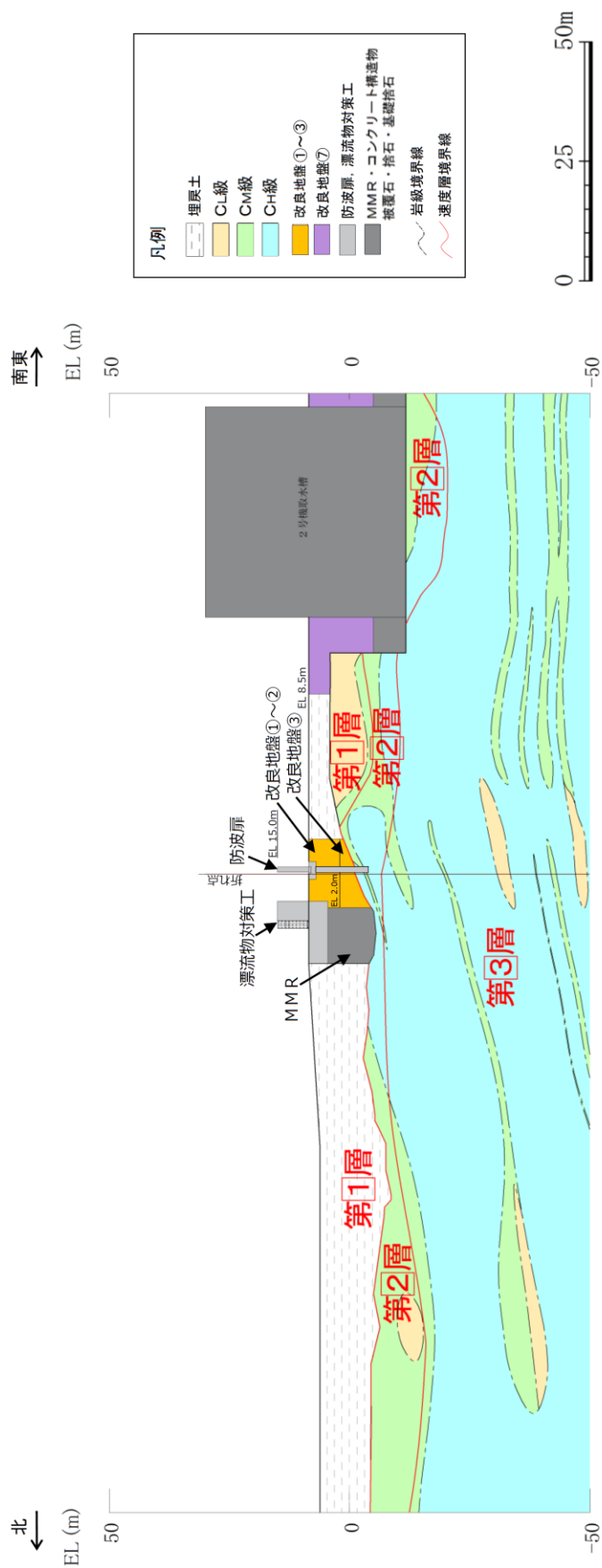


図 4-2 防波扉（荷揚場南）の縦断面図

4.3 解析方法

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

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。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するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3.1 施設

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化する。

4.3.2 地盤物性のばらつき

防波扉（荷揚場南）の地震時の応答は、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考慮する。地盤物性のばらつきについては、表 4-3 に示す解析ケースにおいて考慮する。

図 4-2 に示すとおり、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地震時に防波扉（荷揚場南）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち、広範囲に分布しており、応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

詳細な解析ケースの考え方は、「4.3.4 解析ケース」に示す。

表 4-3 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	平均値 - 1σ	平均値

4.3.3 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰を設定する。

4.3.4 解析ケース

耐震評価においては、すべての評価対象断面及び基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。すべての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 4-4 に示す。

表 4-4 耐震計価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 _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+-*	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

4.4 荷重及び荷重の組合せ

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

4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.4.2 荷重

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

(2) 風荷重（Pk）

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

(3) 積雪荷重（Ps）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪 100cm（1971年2月4日）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 35.0 cm とする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号）」により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 地震荷重（Ss）

基準地震動 Ss による荷重を考慮する。

4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

4.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-3に入力地震動算定の概念図を、図4-4～図4-15に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

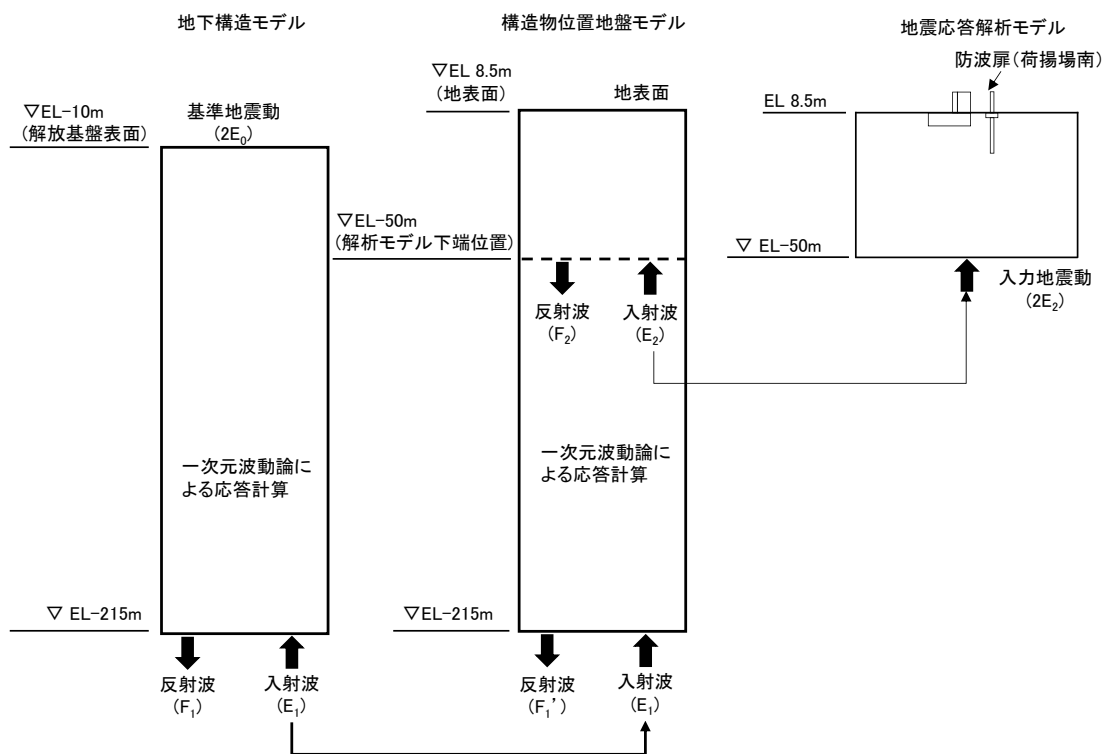
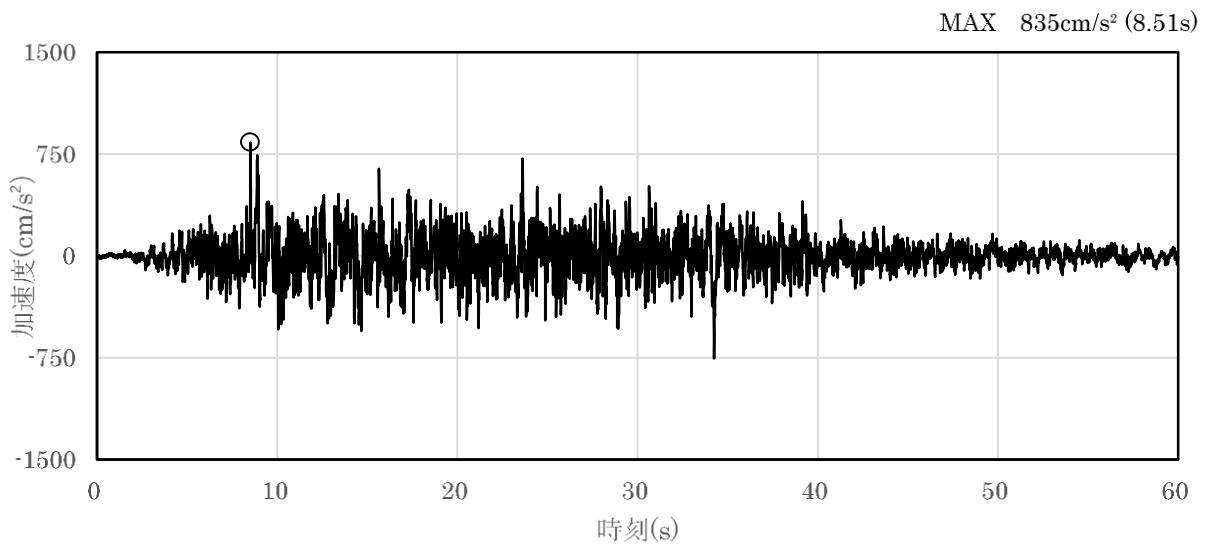
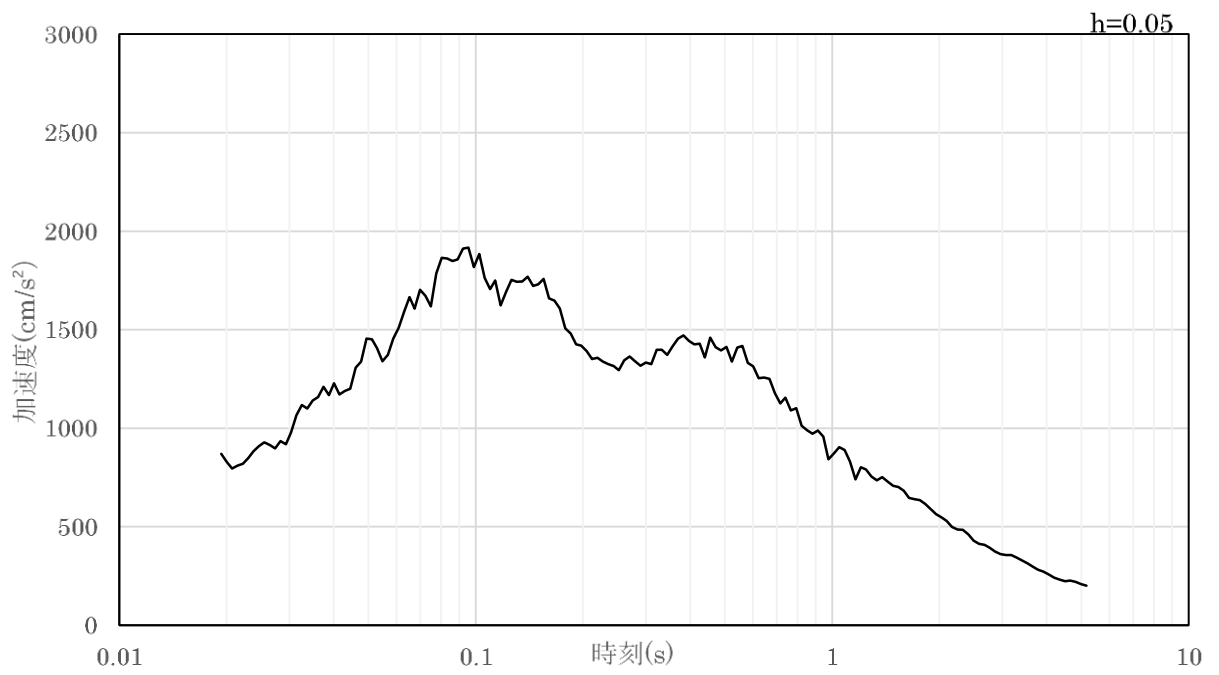


図4-3 入力地震動算定の概念図



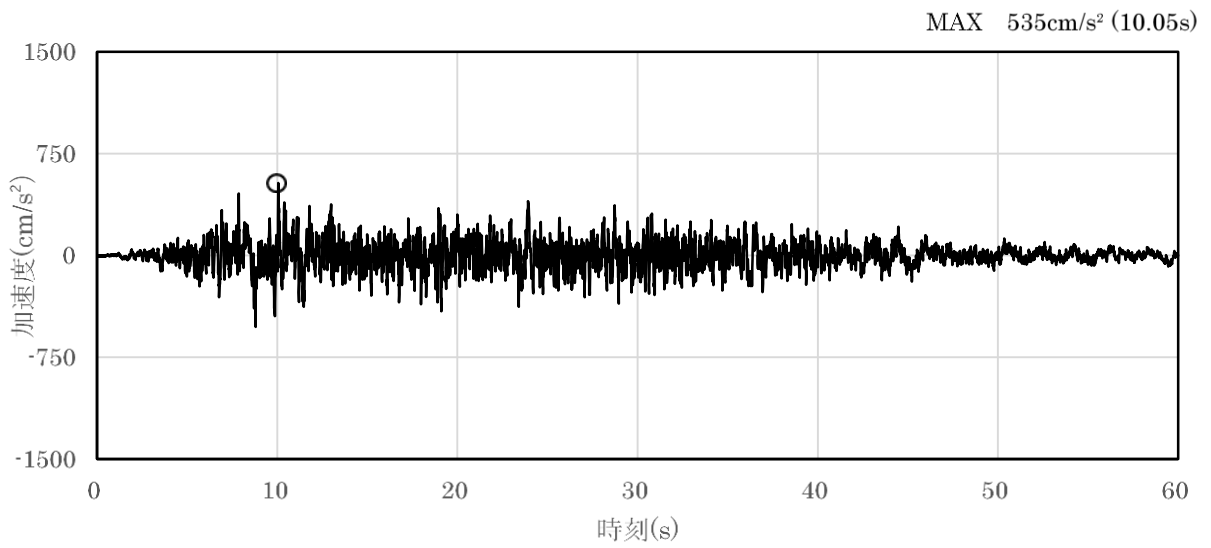
(a) 加速度時刻歴波形



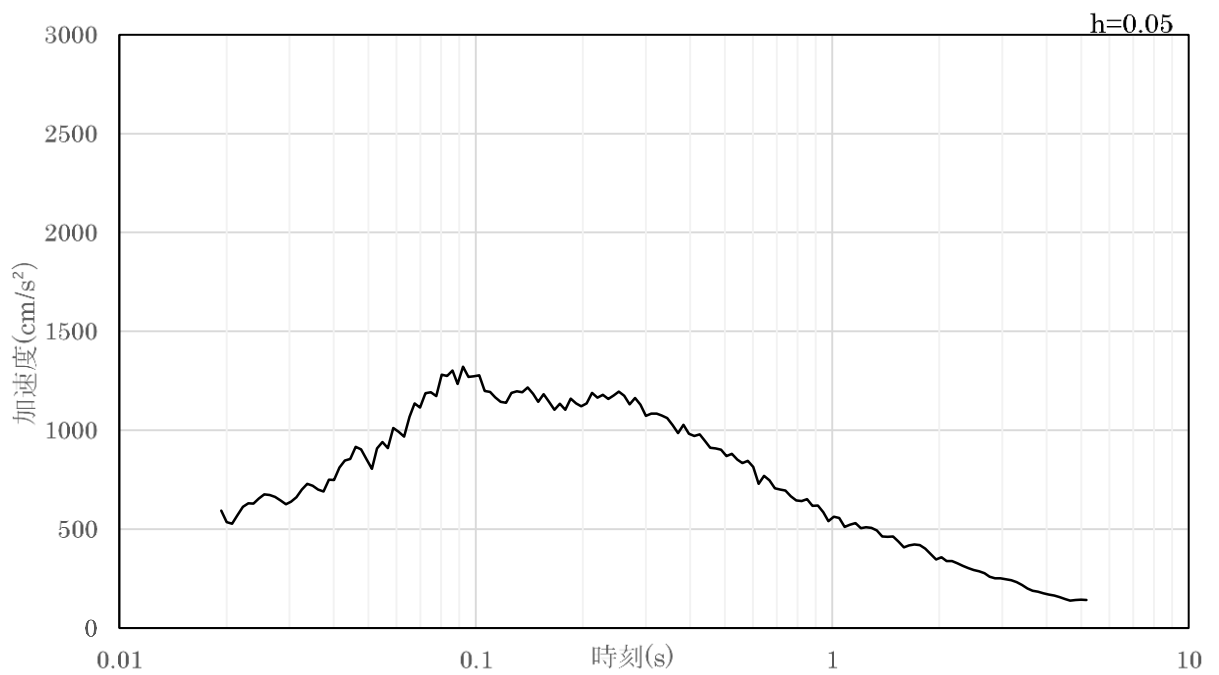
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平成分：S s - D)



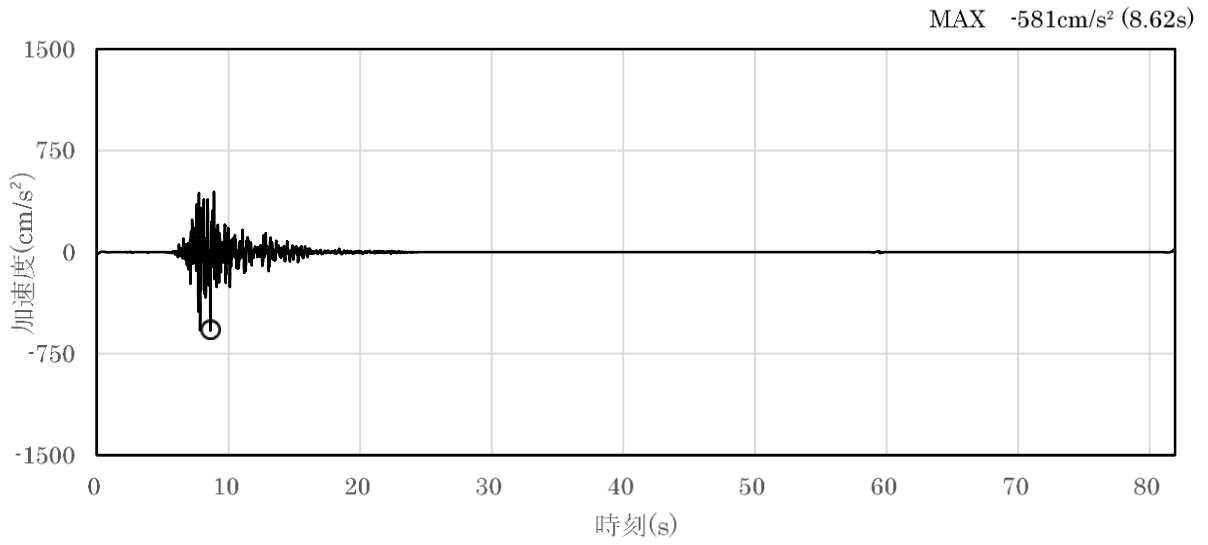
(a) 加速度時刻歴波形



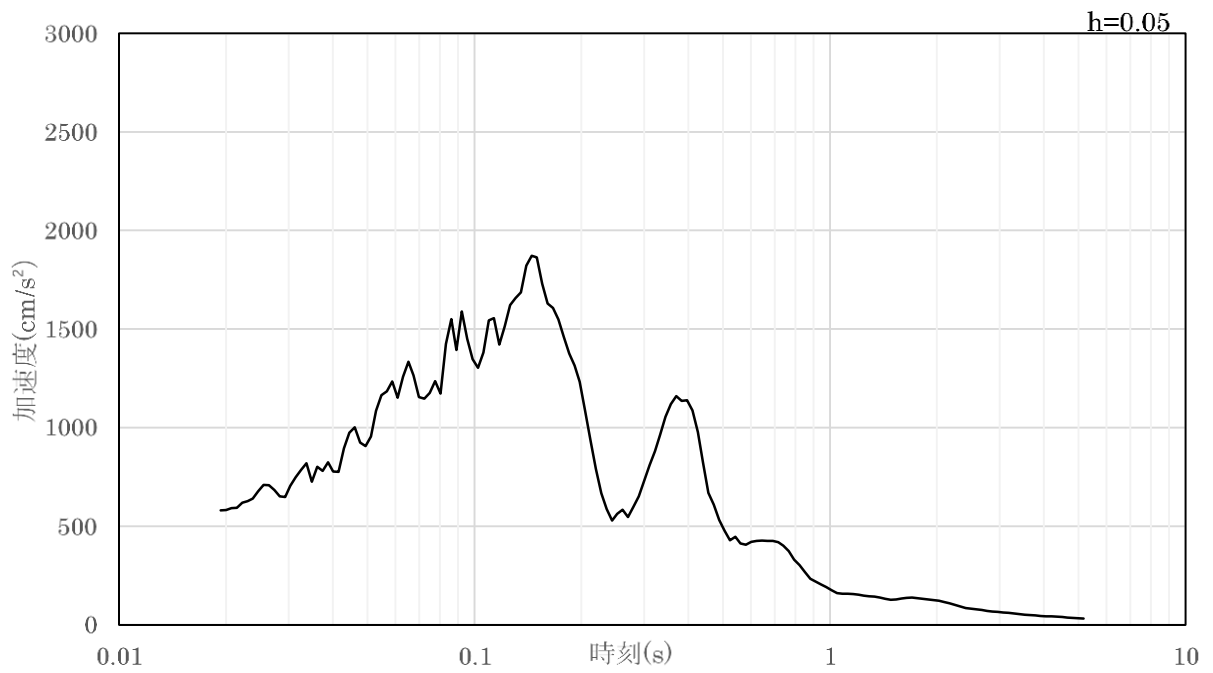
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直成分：S s - D)



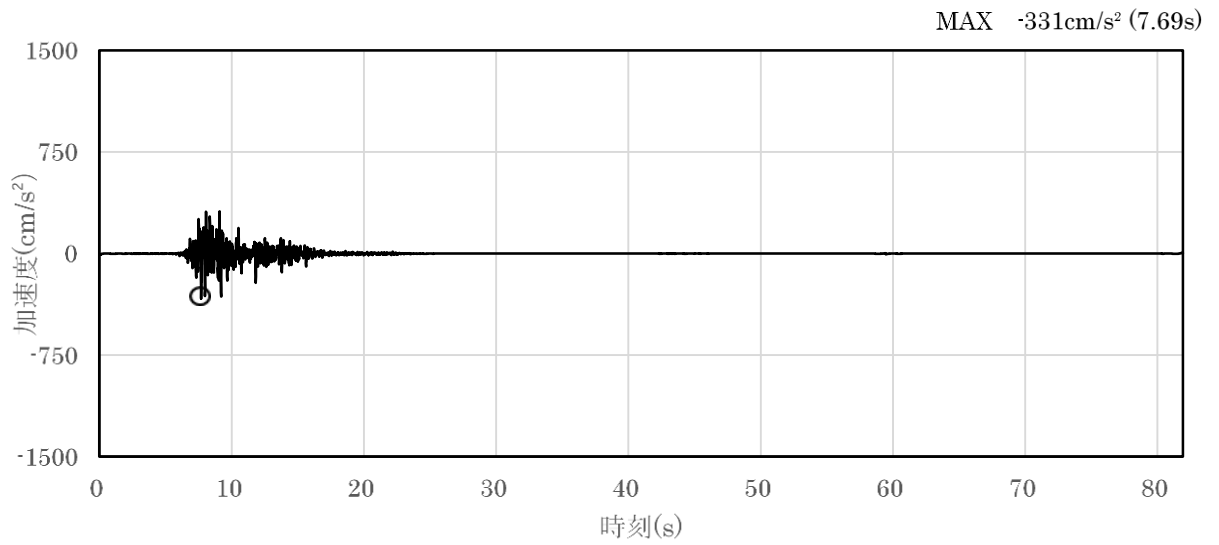
(a) 加速度時刻歴波形



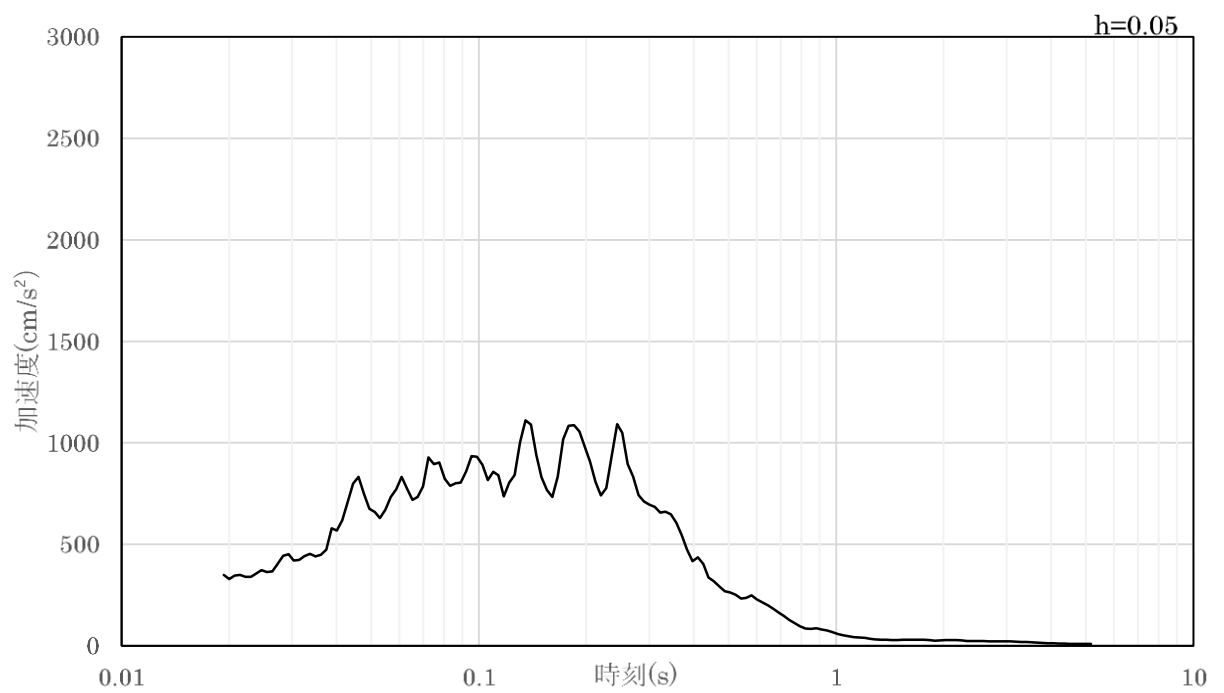
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平成分 : S s - F 1)



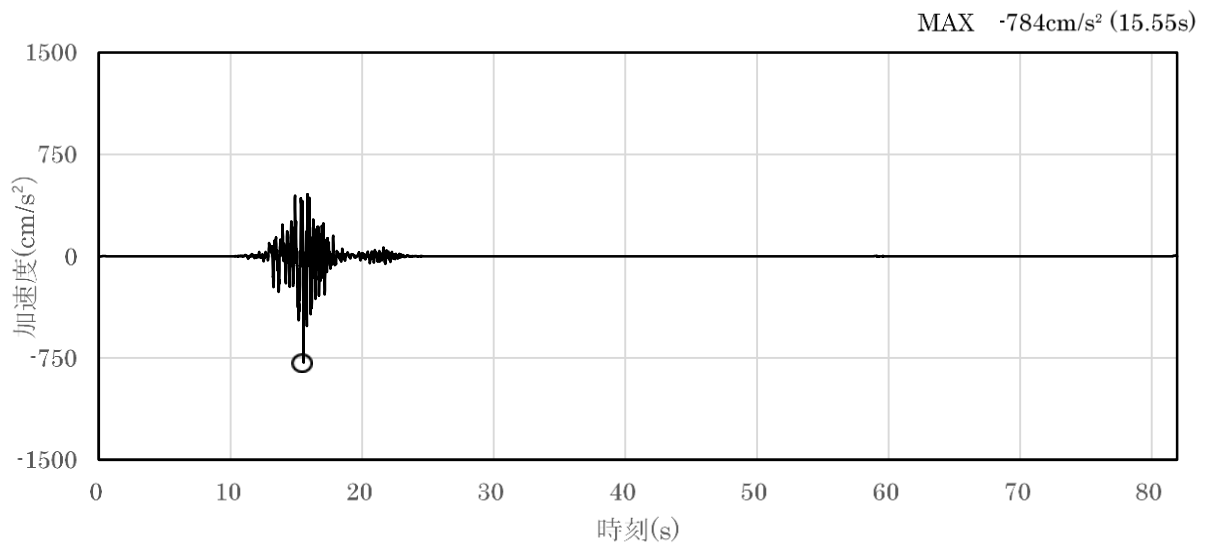
(a) 加速度時刻歴波形



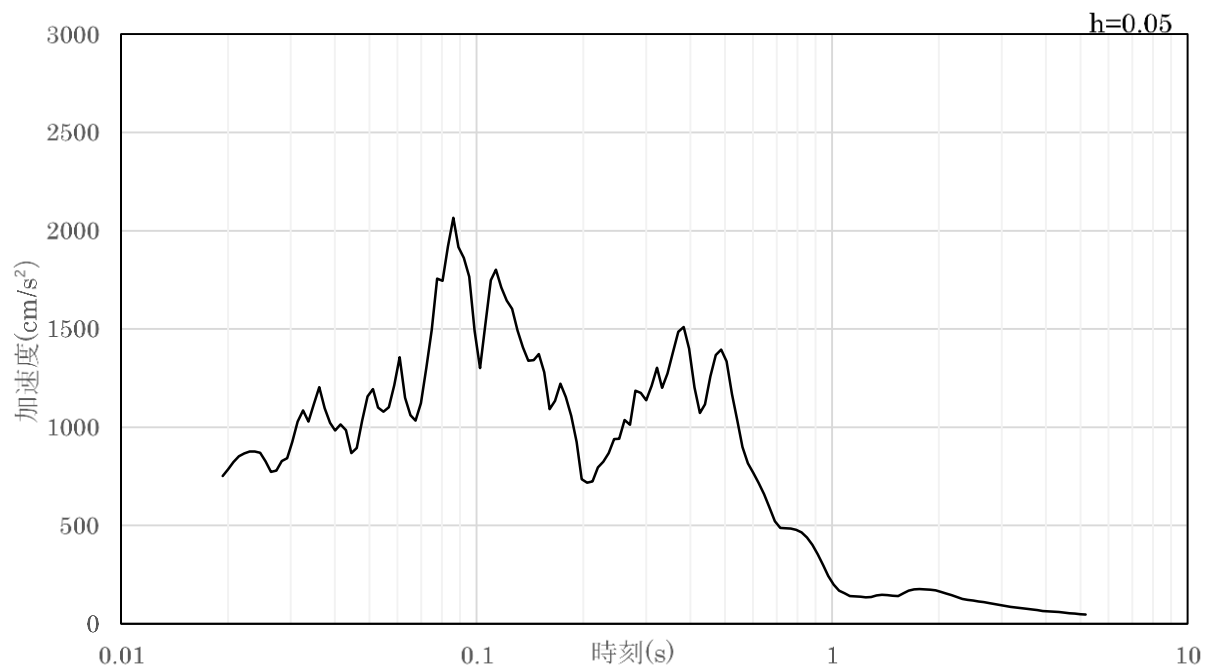
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直成分：S s - F 1)



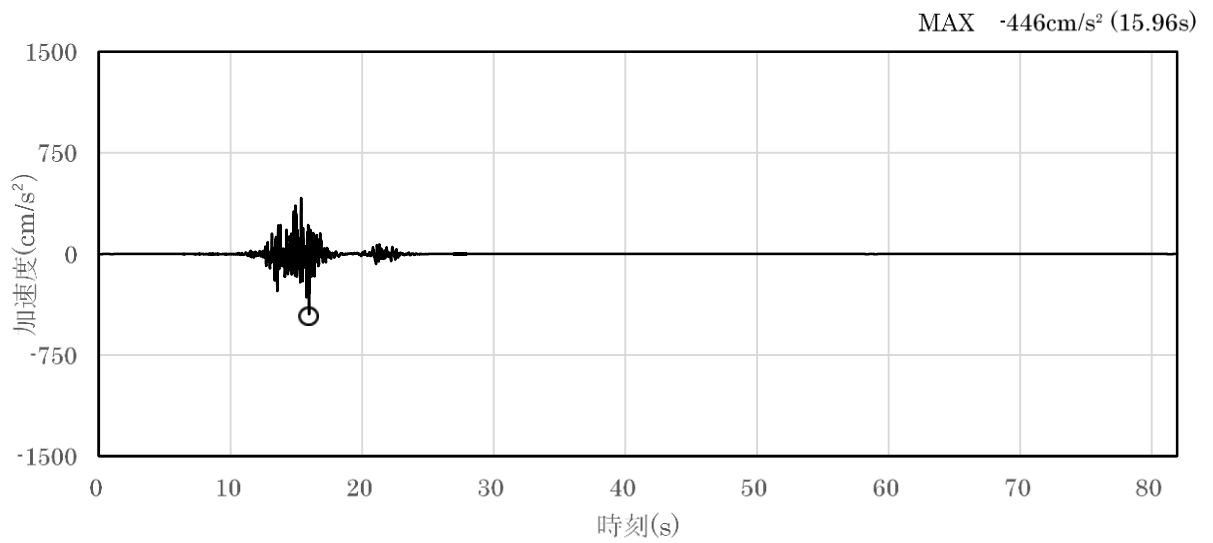
(a) 加速度時刻歴波形



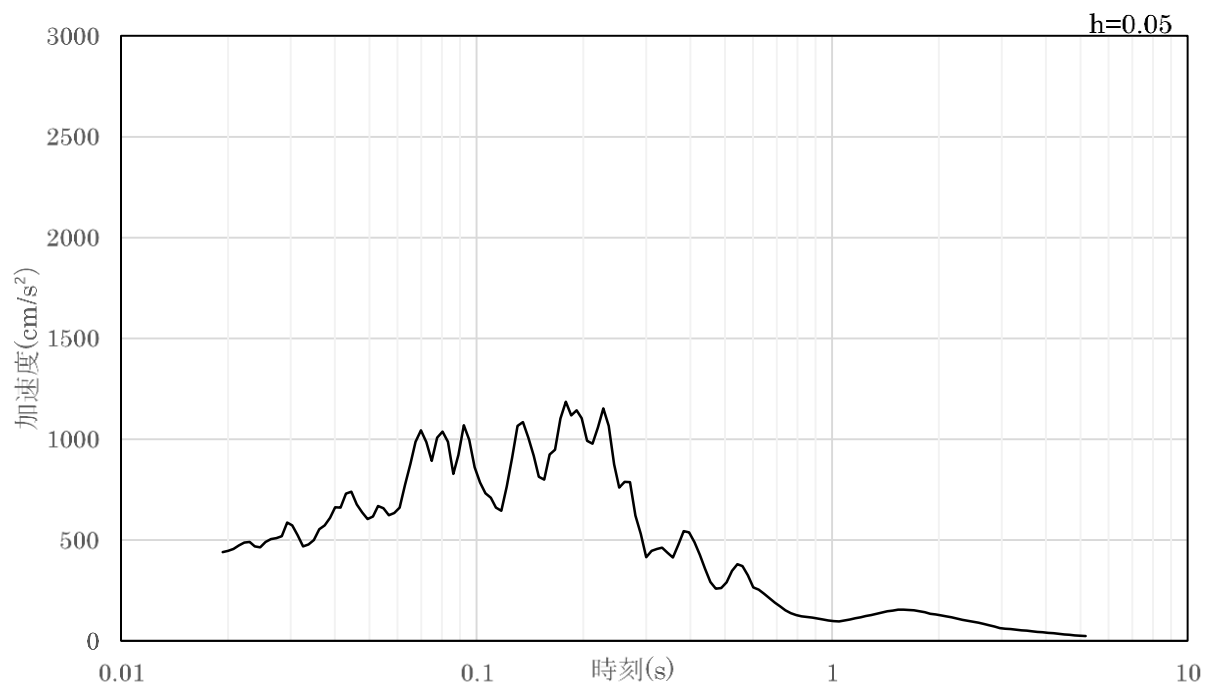
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平成分：S_s-F2)

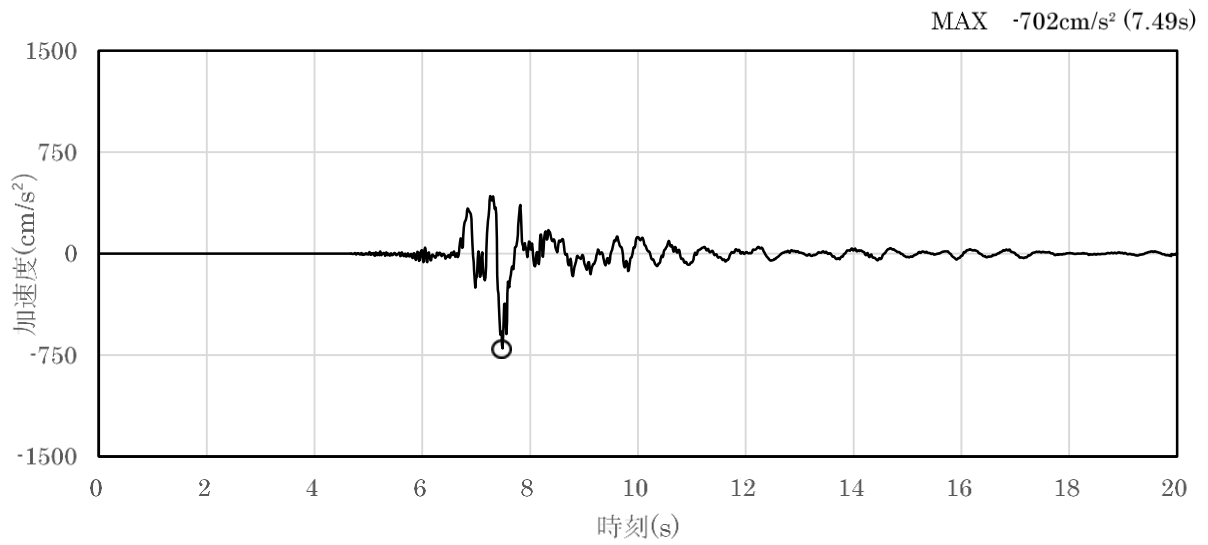


(a) 加速度時刻歴波形

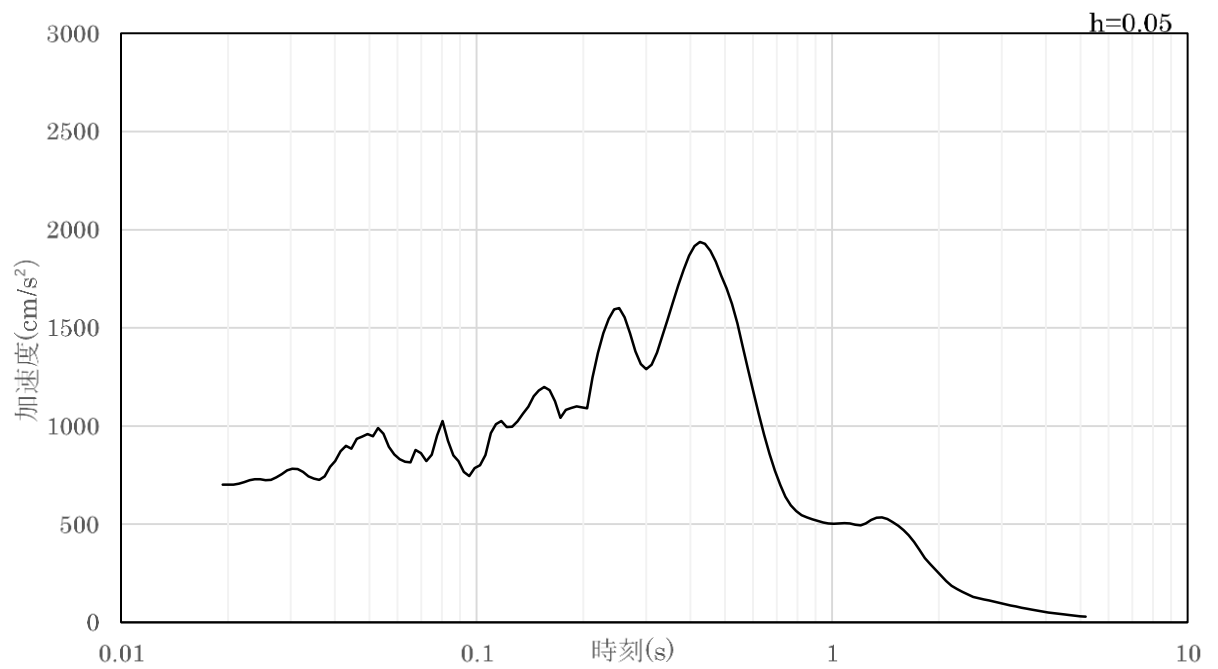


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

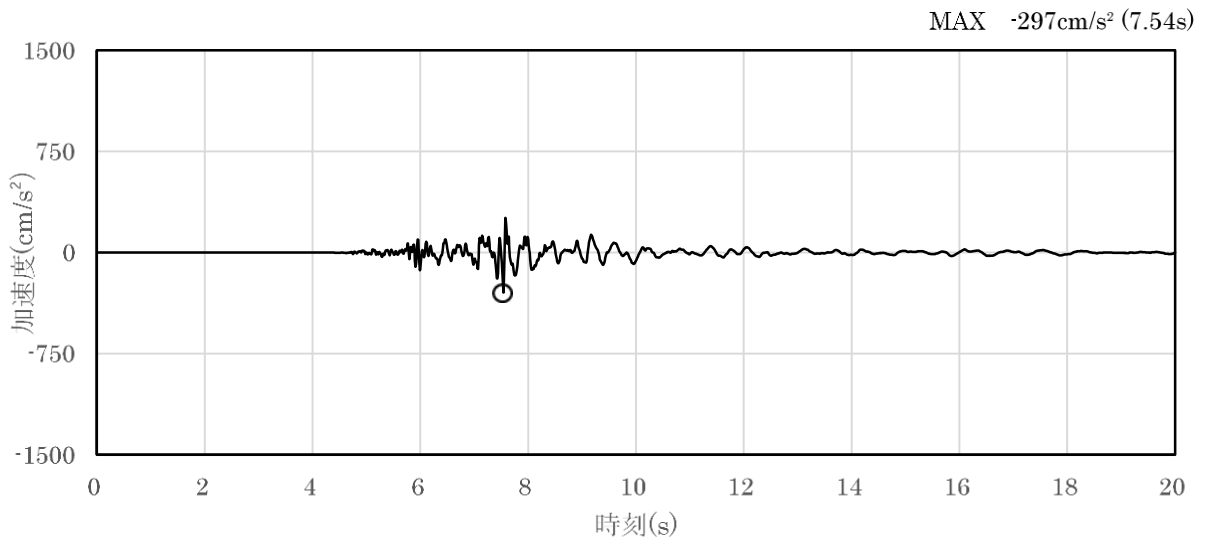


(a) 加速度時刻歴波形

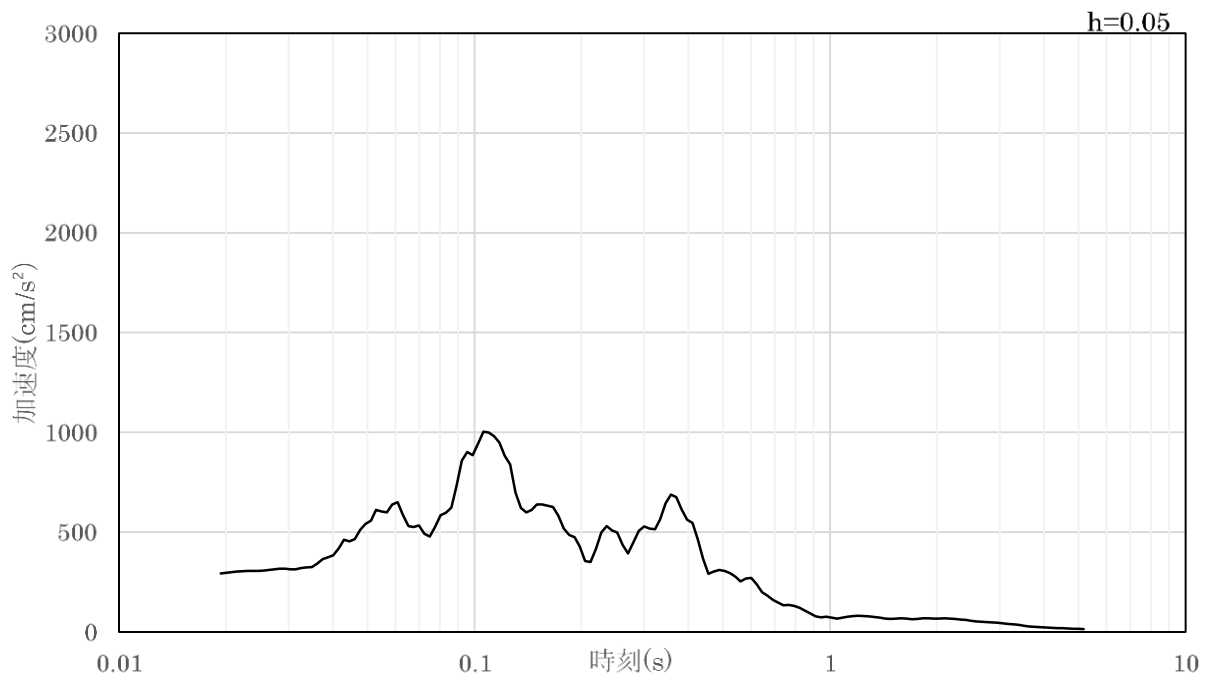


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

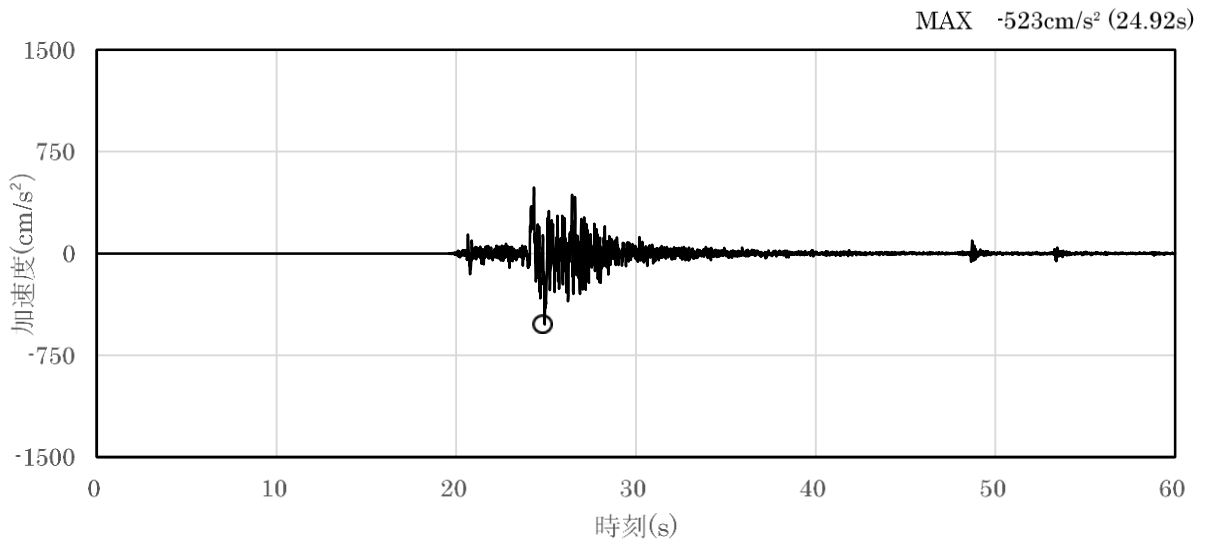


(a) 加速度時刻歴波形

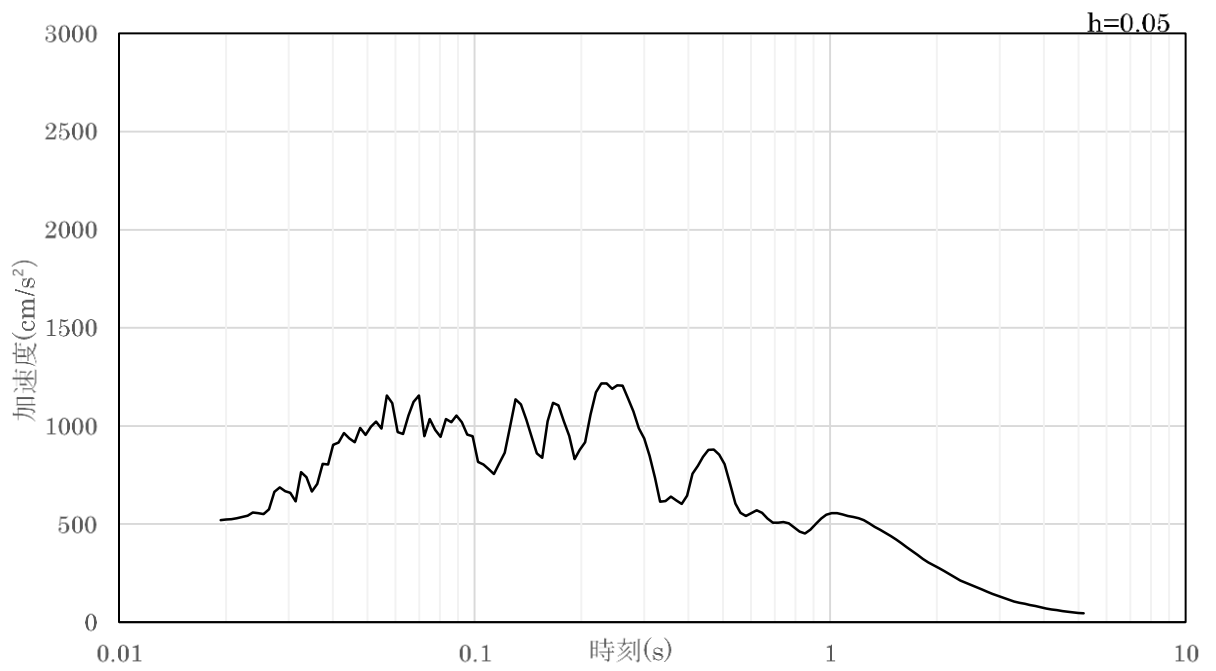


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

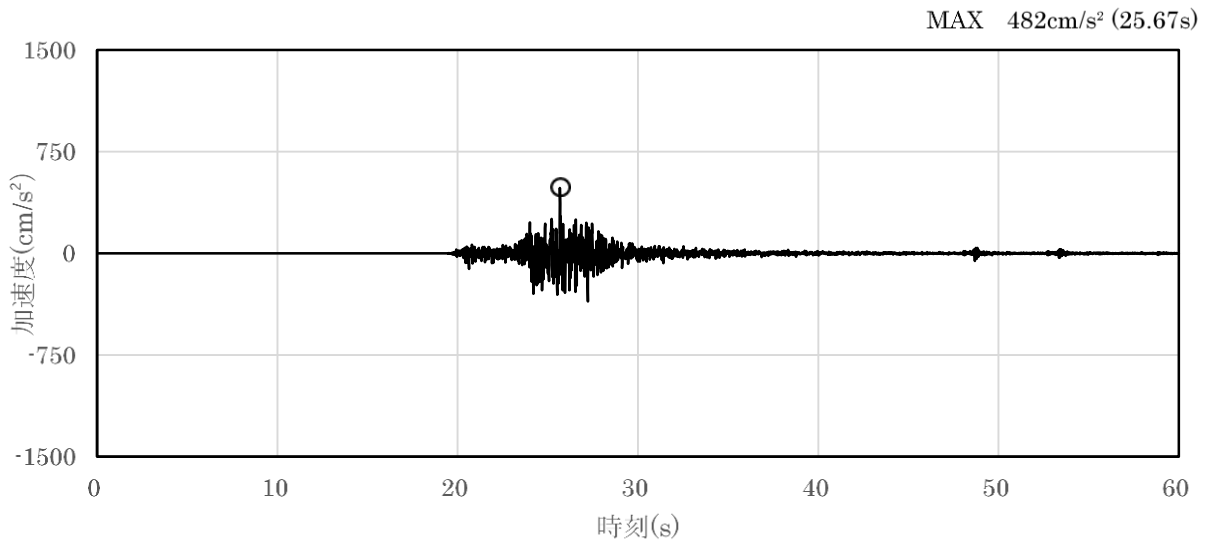


(a) 加速度時刻歴波形

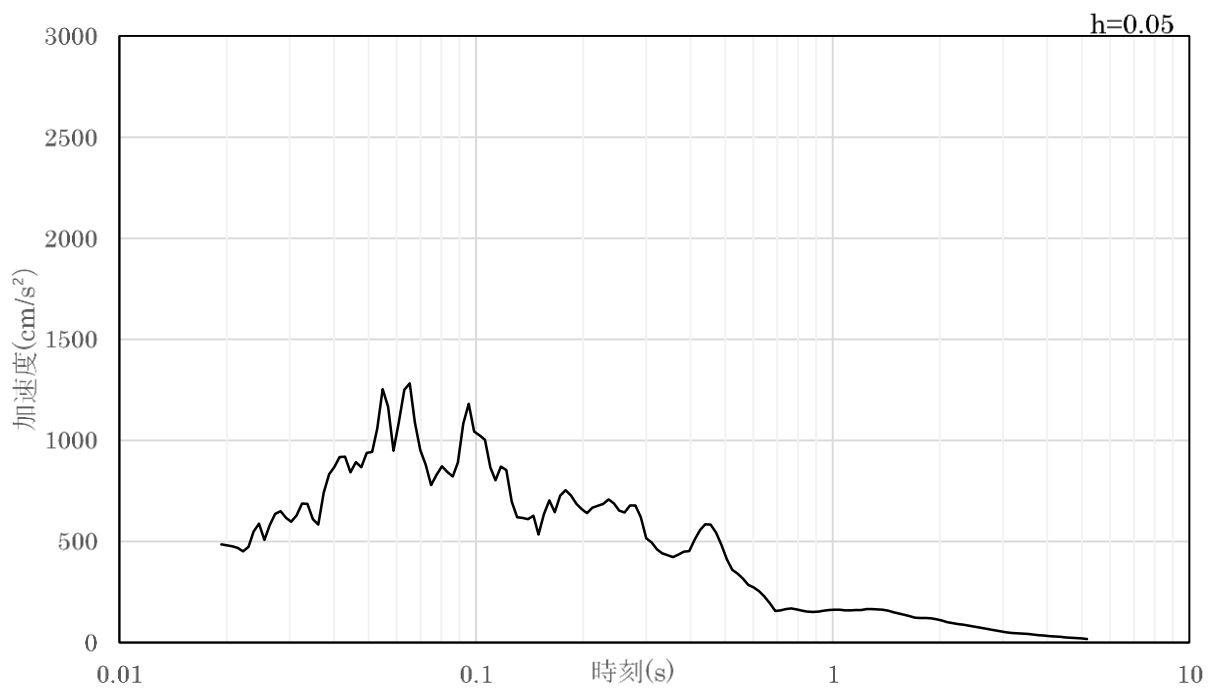


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (NS))

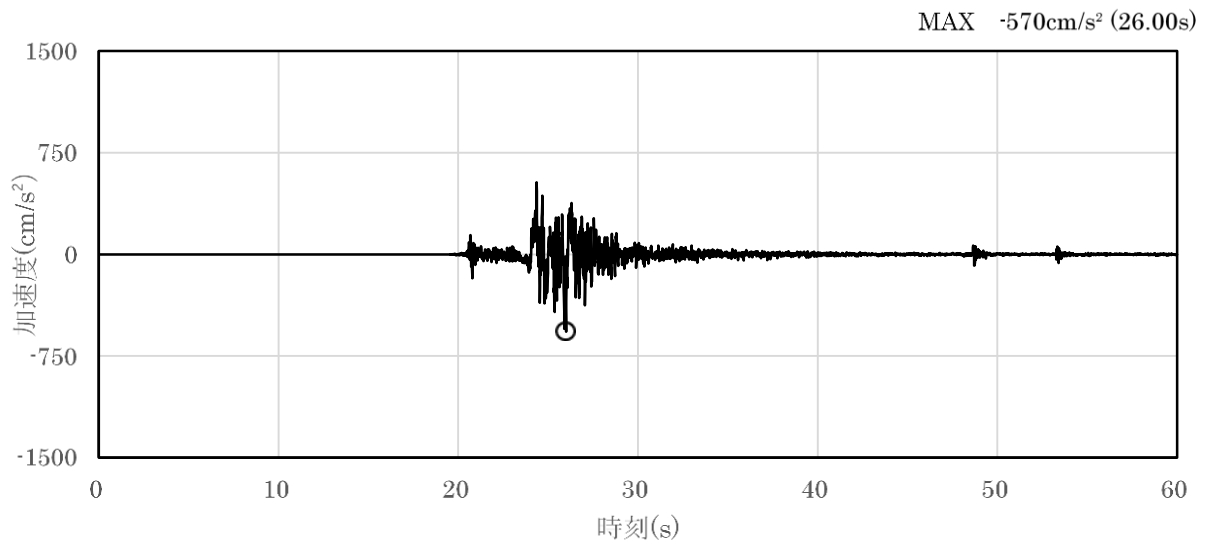


(a) 加速度時刻歴波形

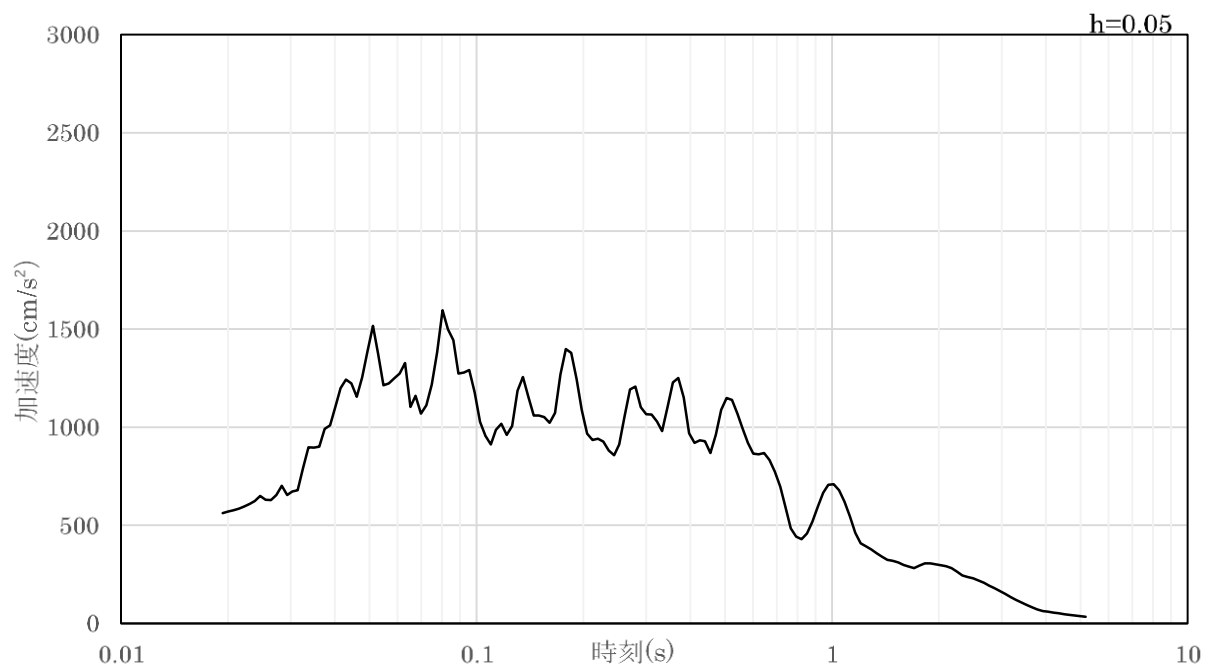


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

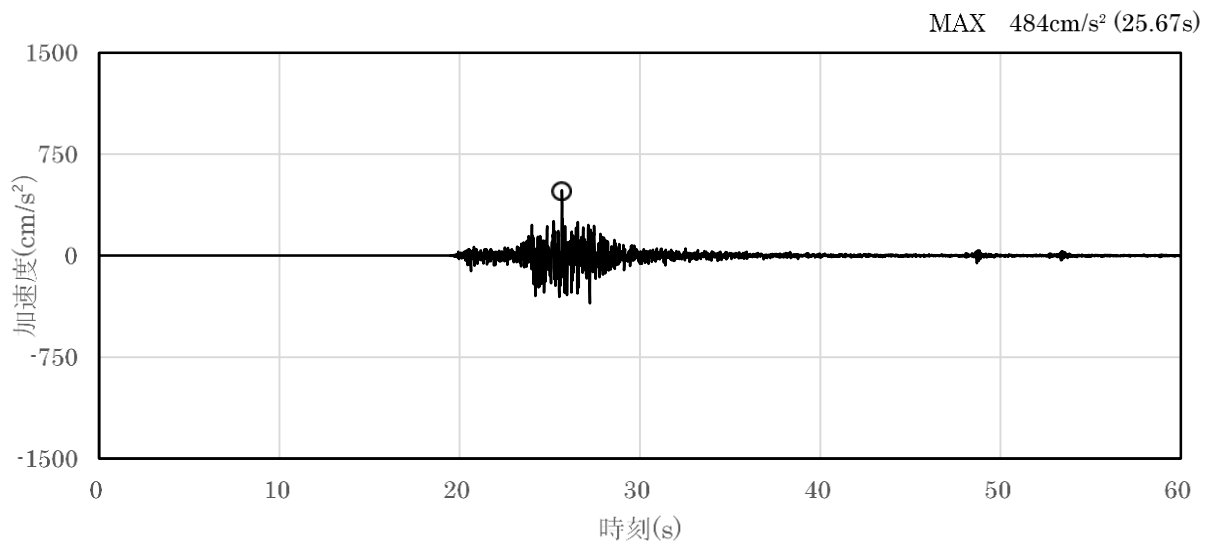


(a) 加速度時刻歴波形

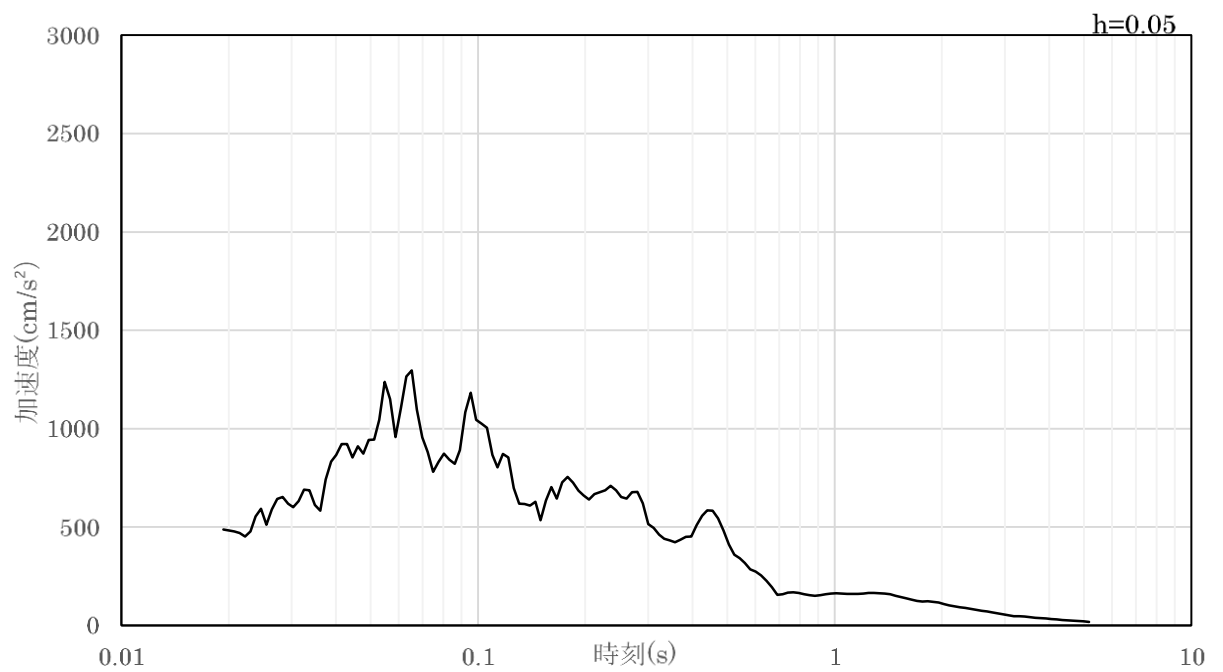


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W))

4.6 解析モデル及び諸元

4.6.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析モデルを図4-16に示す。

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）」を参考に、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。

(2) 境界条件

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の施設及び地盤の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」及び「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」に準拠して、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

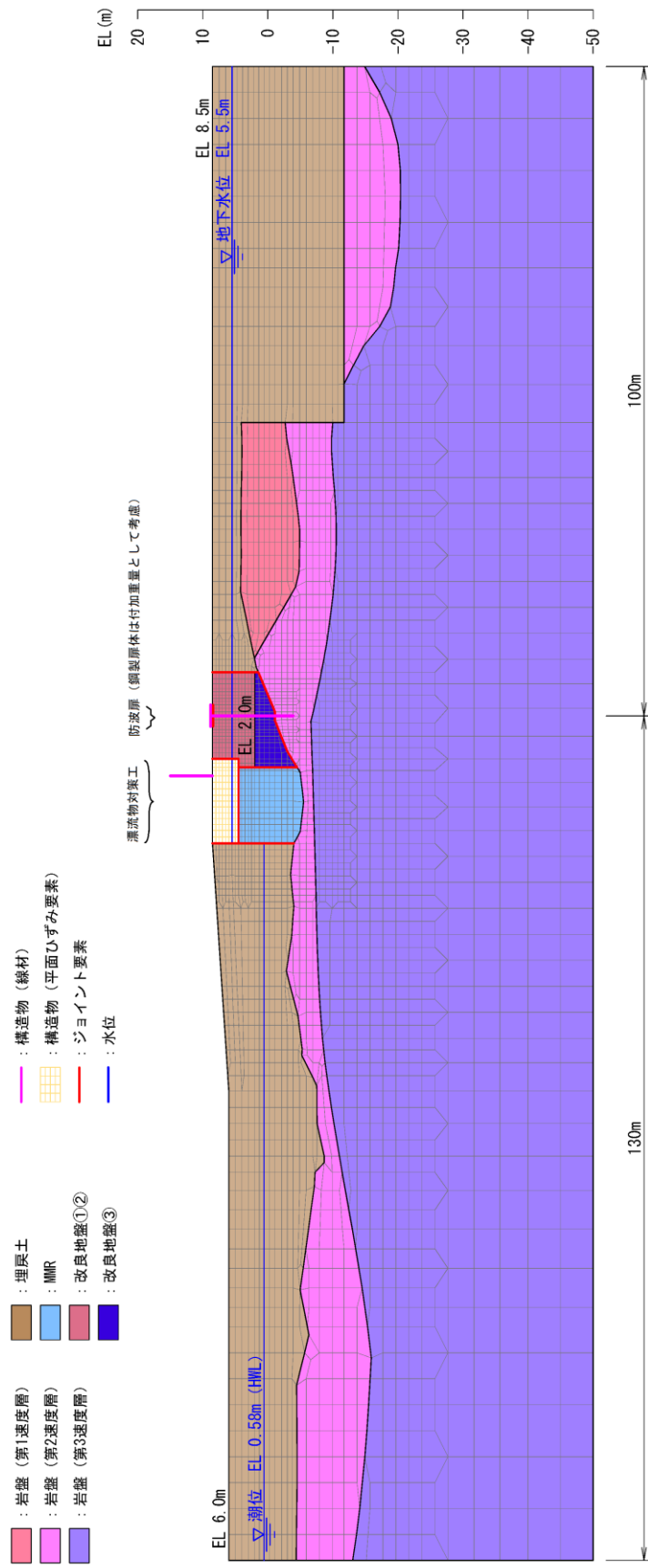


図 4-16 防波扉 (荷揚場南) の解析モデル (評価対象断面)

4.6.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-6 に、材料の物性値を表 4-7 に示す。

表 4-6(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り (RC 支柱) 及び防波扉基礎スラブ	設計基準強度 : 24N/mm ²
鋼材	防波扉 (鋼製扉体)	SM490, SS400
	防波扉 (鋼管杭) *	φ 1200mm, t=25mm (SKK490)
	鉄筋	SD345

注記* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」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 4-6(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び漂流物対策工基礎スラブ	設計基準強度 : 40N/mm ²
鋼材	漂流物対策工 (鋼製扉体)	SBHS700, SM570
	鉄筋	SD345

表 4-7(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
鋼管杭	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²

注記*1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

*2 : 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)

表 4-7(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

4.6.3 地盤の物性値

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

地盤のうち改良地盤①～③の残留強度及び引張強度を表4-8のとおり設定する。

表 4-8 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

4.6.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表4-9に示す。

表 4-9 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位
防波扉 (荷揚場南)	漂流物対策工より陸側 : EL 5.5m
	漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

4.7 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

4.7.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、防波扉（鋼管杭）、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ及び改良地盤①～③とする。

4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）を支持する基礎地盤（鋼管杭を支持する岩盤、MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「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）（以下，「ダム・堰施設技術基準（案）」という。）」に基づき，表4-10に示すとおり設定する。

表4-10 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/2）

部材	材質	許容応力度(N/mm ²)		短期許容応力度(N/mm ²)
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_{ca}	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
		許容せん断応力度 τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 σ_{ca}	160	240
車輪	SCS3	許容接触応力度 p_a	640 ^{*1}	960
車輪軸	S45C-H	許容曲げ応力度 σ_a	245	367
		許容せん断応力度 τ_a	140	210
車輪軸受け	自動調心ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	1050(kN)	700 ^{*2} (kN)

注記*1：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。

H_B はローラのブリネル硬さ（170）， v は安全率（線接触：1.3）で次のように算出される。

$$p_a=(9.8 \times 170)/(2 \times 1.3)=640 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここに， C_{cr}' ：車輪軸受けの許容荷重（700kN）

C_{cr} ：基本静定格荷重（1050kN）

f ：安全係数（1.5）

表 4-10 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/2）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
レール	SUS304N2	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	170*	255
	SM490	許容曲げ引張応力度 σ_a	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
レール(腹板)	SM490	許容支圧応力度 σ_{ba}	240	360
ロック装置	SUS630	許容曲げ応力度 σ_{ca}	360*	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207*	310
	SUS304	許容支圧応力度 σ_{ba}	150	225
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
海側戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
海側戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界は、「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，表4-11に示す短期許容応力度とする。

表4-11 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度	9
	許容せん断応力度	0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

注記*：短期許容応力度は、「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（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（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）（以下，「港湾基準」という。）」に基づき，表4-12に示す降伏点強度及び短期許容応力度とする。

表4-12 防波扉（鋼管杭）の許容限界

種別	杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	鋼種	降伏基準点 f_y (N/mm ²)	せん断許容応力度 r_a (N/mm ²)
鋼管杭	1200	25*	SKK490	315	157

注記*：「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，腐食代1mmを考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性の算出をする際は腐食代の断面積の低減を考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 4-13 に示すすべり安全率を設定する。

表 4-13 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 4-14 に示す。

表 4-14 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

4.8.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、表 4-15 に示す短期許容応力度とする。

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/3）

部材	材質	許容応力度(N/mm ²)		短期許容 応力度(N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	207 ^{*1, *2}	310
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337

注記*1：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし、また、許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき、横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$L/b \leq 10/K : \sigma_{ca} = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$10/K < L/B \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(KL/b - 10) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し、 $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに、 L : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)

b : 圧縮フランジの幅 (mm)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 σ_a	360* ¹	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207* ¹	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 σ_a	170* ¹	255
		許容せん断応力度 τ_a	98* ¹	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 p_a	1357* ²	2035
支承部 (支承軸受け)	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	3210 (kN)	2140* ³ (kN)
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
支承部 (浮上防止金物) 固定ボルト	SUS304N2	許容軸方向 引張応力度 σ_a	170* ¹	255
支承アンカー (上部アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 σ_a	245	367
支承アンカー (下部アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 σ_a	245	367
上部支承アンカー (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60
下部支承アンカー (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。
 H_B はローラのブリネル硬さ (277)， v は安全率 (点接触: 1.0) で次のように算出される。
 $p_a=(9.8 \times 277)/(2 \times 1.0)=1357 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

*3: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここに， C_{cr}' : 車輪軸受けの許容荷重 (2140kN)

C_{cr} : 基本静定格荷重 (3210kN)

f : 安全係数 (1.5)

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（3/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	225*	337
		許容せん断応力度 τ_a	129*	193
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350*	525
戸当り （コンクリート）	$f_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「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，表4-16に示す短期許容応力度とする。

表4-16 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度	14
許容せん断応力度		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

注記*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成14年3月）により設定する。基礎地盤の許容限界を表4-17に示す。

表4-17 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度	MMR		18.0
せん断強度	MMR		3.60*
引張強度	MMR		1.57*

注記*：設計基準強度 f'_{ck} (=18.0kN/mm²) に基づき，せん断強度は $f'_{ck}/5$ ，引張強度は $0.23 f'_{ck}^{2/3}$ により算定する。

4.9 評価方法

防波扉（荷揚場南）の耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が「4.8 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。応力算定式以外の方法による応力度の算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、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。

4.9.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキムプレート、主横桁、補助縦桁、端縦桁、及び袖桁）、車輪、レール、ガイドローラ、ロック装置、支圧板、戸当り及び防波扉戸当り（RC支柱）で構成されている。地震時荷重に対して、応力算定式により、扉体（主横桁、補助縦桁及び端縦桁）、車輪、レール、ロック装置、支圧板及び戸当り並びに防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の照査対象部を図4-17に、主横桁のモデル図及び応力算定式を図4-18に示す。

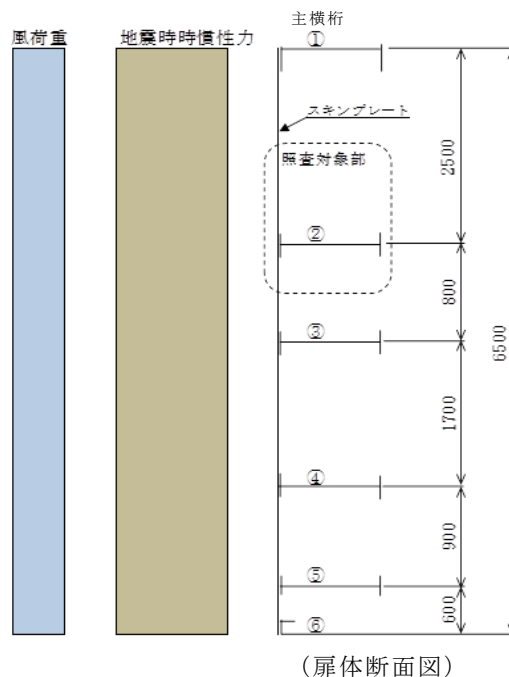
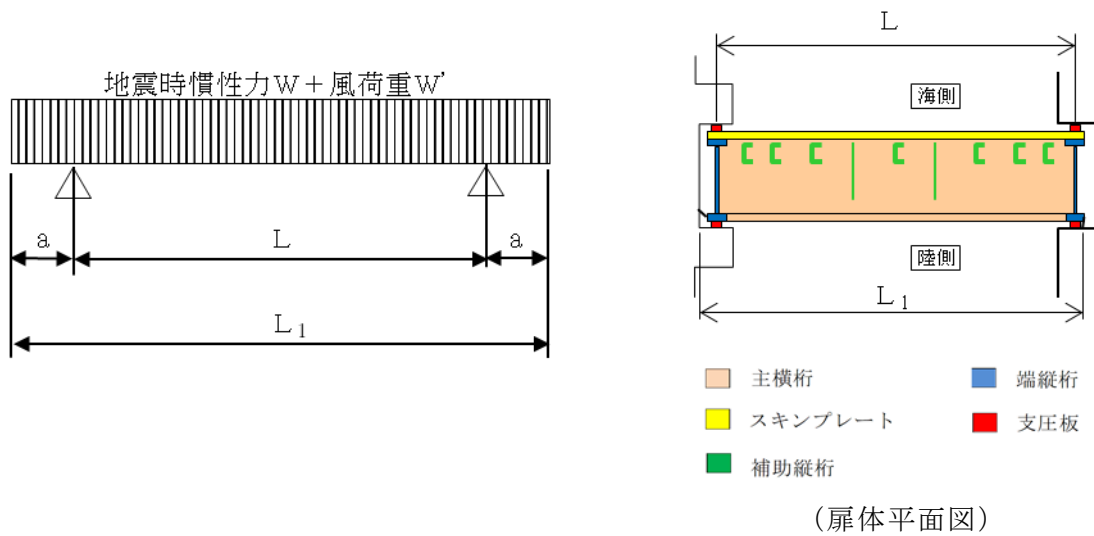


図4-17 主横桁の照査対象部



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2\left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4}\right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに,

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 正面水密幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

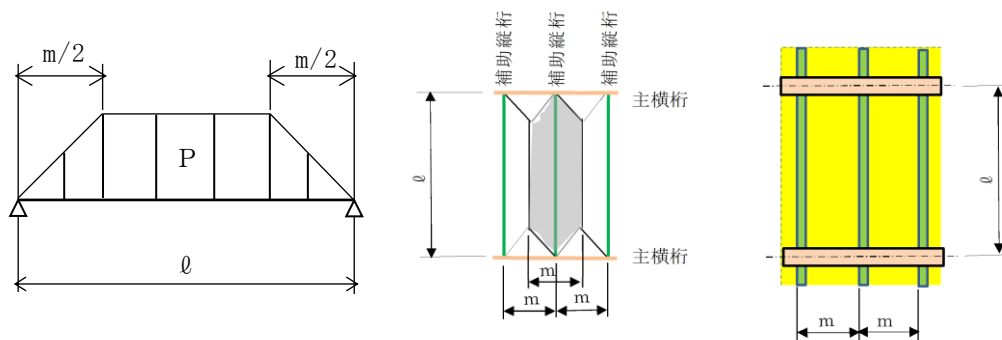
図 4-18 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 補助縦桁

補助縦桁は、水平荷重(地震時慣性力+風荷重)を受ける単純梁として計算し、その応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、補助縦桁の照査対象部は、荷重と主横桁間隔を考慮し選定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図4-19に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント M (kN・m)

$$M = \frac{P \cdot m}{24} (3 \cdot l^2 - m^2)$$

- せん断力 S (kN)

$$S = \frac{P \cdot m}{2} (l - m/2)$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)
(地震時慣性力+風荷重)

l : 主横桁間隔 (m)

m : 補助縦桁間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

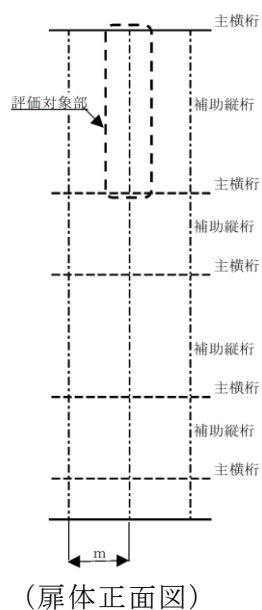
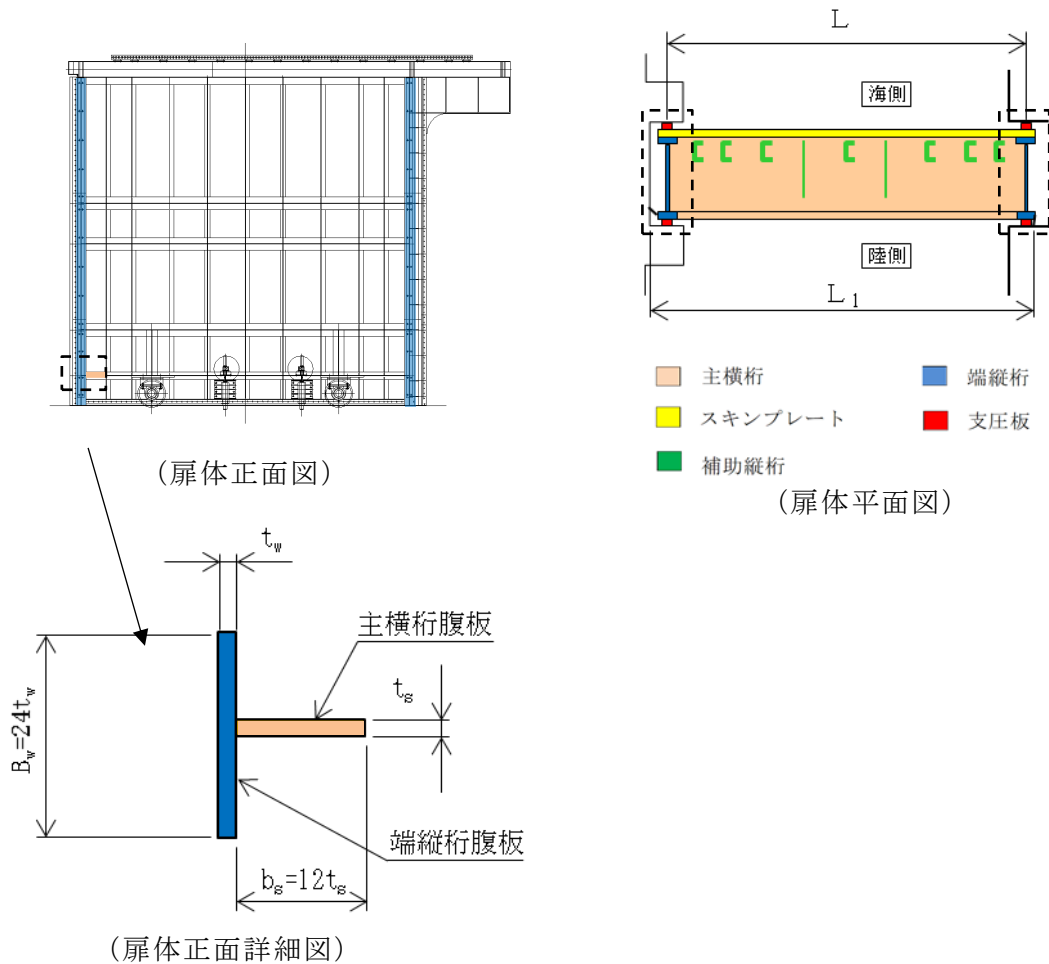


図4-19 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

c. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力 σ_c が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4-20 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_s$$

$$A_w = B_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_s = b_s \cdot t_s \quad (\text{主横桁腹板})$$

但し、 $A_q \leq 1.7 A_s$

図 4-20 端縦桁の構造図及び応力算定式

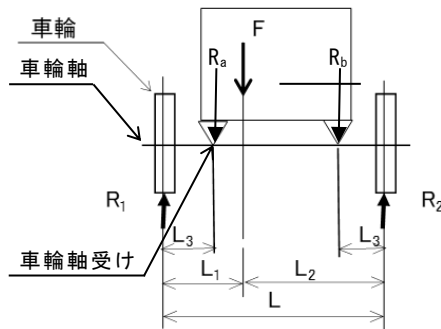
d. 車輪

車輪は、左右 2 輪ずつ計 4 輪あり、鉛直荷重（扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力）に対して、接触応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は、車輪を支点とした両端ピン支持の単純梁にモデル化し、鉛直荷重から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、車輪軸受けには自動調心ころ軸受けを使用し、基本静定格荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

車輪の構造図及び応力算定式を図 4-21 に示す。



(扉体側面図)

ここに、

F : 鉛直荷重 (kN)
 (扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力)

F_v : 鉛直方向地震時慣性力 (kN)

R_1 : 海側車輪荷重 (kN)

R_2 : 陸側車輪荷重 (kN)

L : レール支間 (m)

L_1 : 扉体重心から海側車輪までの距離 (m)

L_2 : 扉体重心から陸側車輪までの距離 (m)

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

P_r : 車輪荷重 (N)

E_1 : 車輪の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : レールの弾性係数 (N/mm²)

B_0 : 車輪有効踏面幅 (mm)

R : 車輪半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

車輪荷重

$$R_1 = \frac{FL_2}{2L}$$

$$R_2 = \frac{FL_1}{2L}$$

車輪強度の照査 (線接触の場合)

$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P_r E_1 E_2}{B_0 R (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P_r R (E_1 + E_2)}{B_0 E_1 E_2}}$$

図 4-21 (1) 車輪の構造図及び応力算定式

車輪軸の断面力

$$M = R_1 L_3 \quad S = R_1$$

曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S}{3A_1}$$

軸受け荷重 R_a (自動調心ころ軸受)

$$R_a = R_1$$

ここに,

M : 曲げモーメント (kN・m)

L_3 : 張出長さ (m)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

A_1 : 軸の断面積 (mm²)

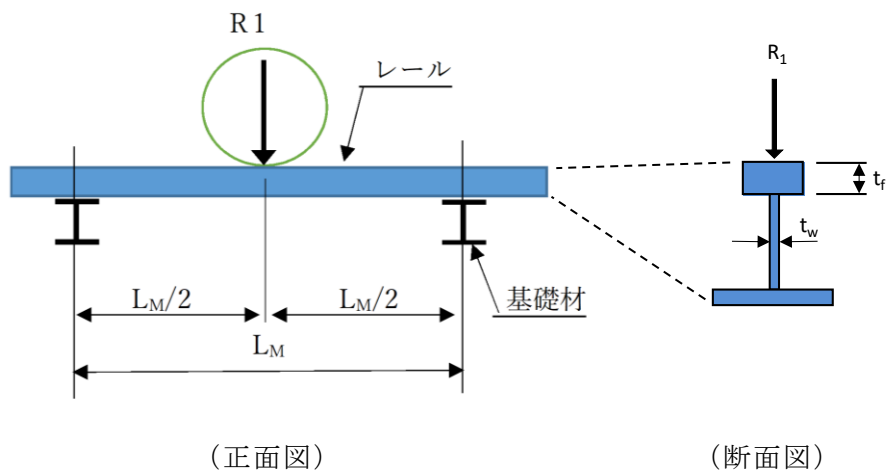
R_a : 軸受け荷重 (kN)

図 4-21(2) 車輪の応力算定式

e. レール

レールは、図のような車輪荷重を受ける基礎材をピン支持とした単純梁として算定される応力 σ が許容限界以下であることを確認する。

レールの構造図及び応力算定式を図 4-22 に示す。



曲げモーメント

$$M_5 = \frac{R_1 L_M}{4}$$

せん断力

$$S_5 = R_1$$

曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_5}{Z_2}$$

曲げ引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{M_5}{Z_1}$$

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_5}{A_w}$$

腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{R_1}{b_p t_w}$$

$$b_p = 2C + 2t_f$$

ここに、

M_5 : レールの曲げモーメント (kN・m)

R_1 : 車輪 1 輪に作用する最大荷重 (kN)

L_M : レール基礎材間隔 (m)

S_5 : レールのせん断力 (kN)

Z_1 : 引張側断面係数 (mm³)

Z_2 : 圧縮側断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

b_p : 腹板の受圧幅 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

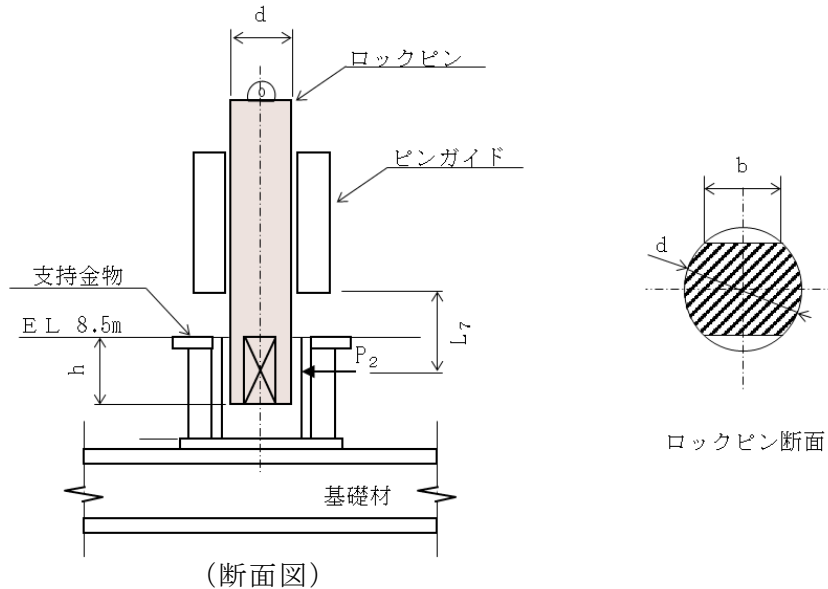
t_f : レール踏面板の厚さ (mm)

図 4-22 レールの構造図及び応力算定式

f. ロック装置

ロック装置は、図のように扉体に作用する水圧直角方向の地震時荷重を2組のロックピンから支持金物へ伝達し、扉体の移動を制限する。ロックピンは片持ち梁にモデル化して算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロックピンの構造図及び応力算定式を図4-23に示す。



$$\text{ロックピン反力} \quad P_2 = \frac{F_h}{n}$$

ロックピン断面力

$$M = P_2 L_7 \quad S = P_2$$

曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

せん断応力度 τ (N/mm²)

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

支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{P_2}{bh}$$

ここに、

P_2 : ロックピン反力 (kN)

F_h : 地震時慣性力 (kN)

n : ロックピン数

L_7 : 片持ち梁長さ (m)

M : 曲げモーメント (kN・m)

Z : 断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

A : ロックピンのせん断面積 (mm²)

b : ロックピン受圧幅 (mm)

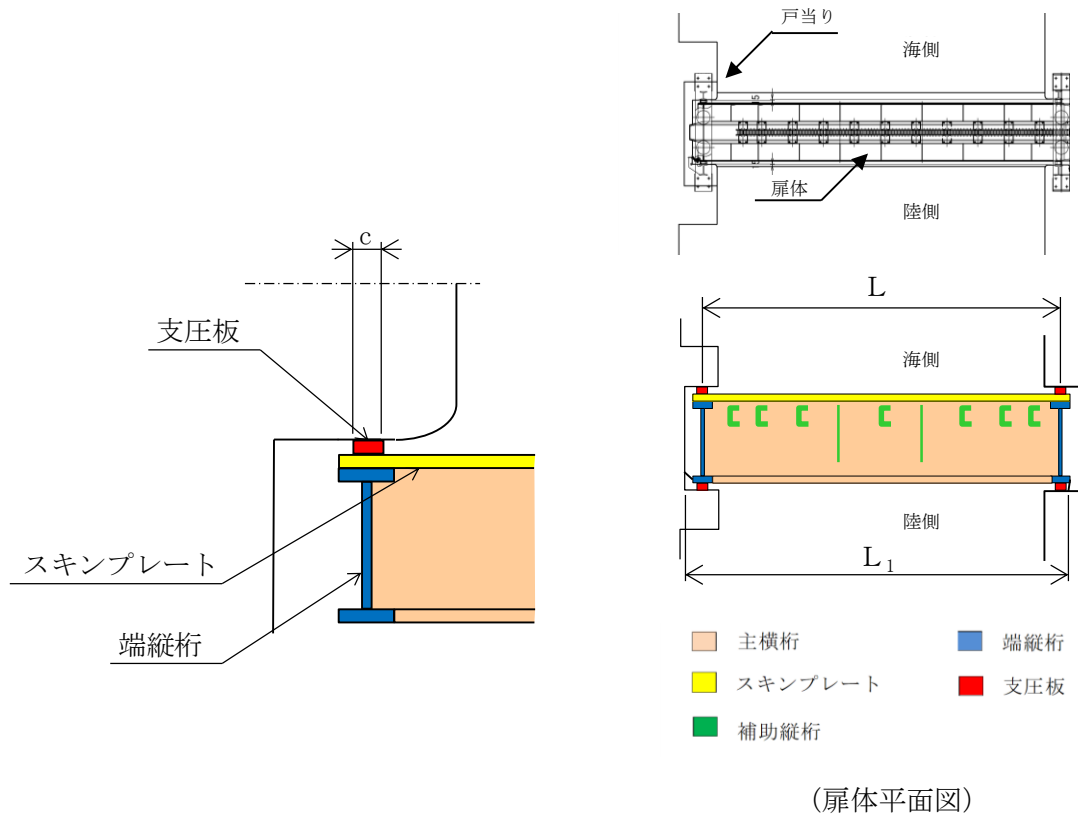
h : ロックピン受圧長さ (mm)

図4-23 ロック装置の構造図及び応力算定式

g. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から求め、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 4-24 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P_1}{2CL_2}$$

ここに、

P_1 : 水平荷重 (kN)
(地震時慣性力＋風荷重)

C : 支圧板の有効幅

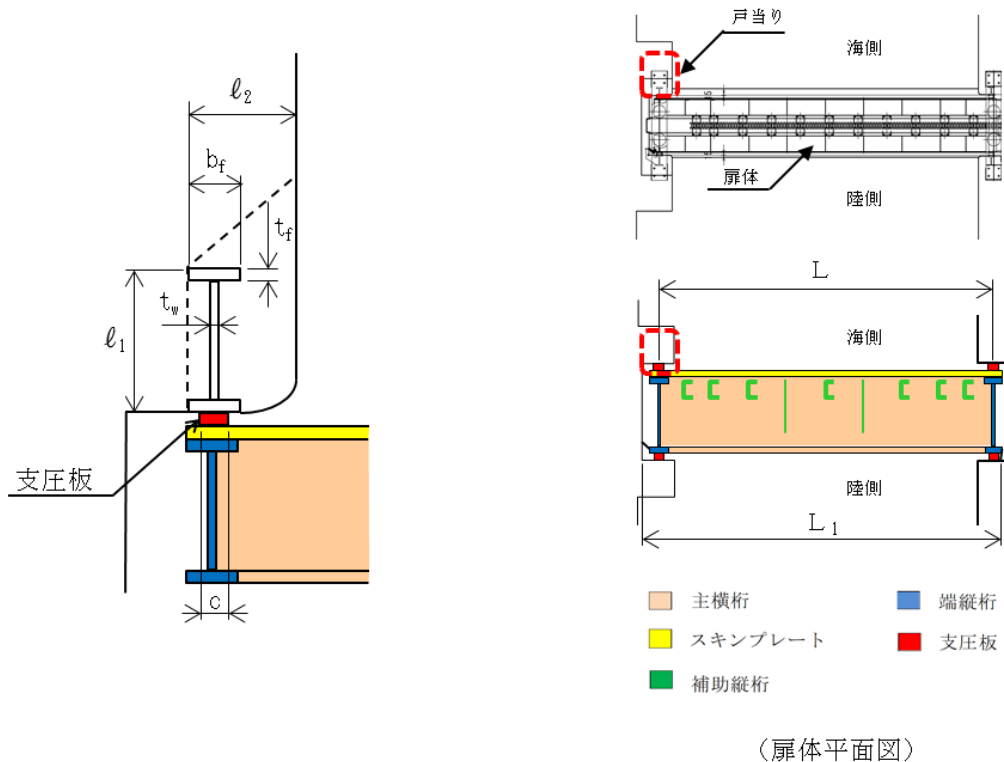
L_2 : 扉体高さ (mm)

図 4-24 支圧板の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

地震時の作用荷重は、陸側及び海側の側部戸当りに同様に作用するので、使用断面の小さい海側戸当りについて許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式図 4-25 に示す。



コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{P_1}{2b_f \cdot L_2}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2} \quad M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b_f^2}{8}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \sum \ell L_2}$$

ここに、

P_1 : 水平荷重 (kN)
(地震時慣性力+風荷重)

L_2 : 扉体高さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ_1 : 戸当り深さ (mm)

ℓ_2 : 底面フランジの
コンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する
曲げモーメント (N・mm)

$\sum \ell$: せん断抵抗長さ ($=\ell_1 + 2\ell_2$) (mm)

図 4-25 戸当りの構造図及び応力算定式

i. 防波扉戸当り（RC支柱）

地震時の作用荷重は、陸側及び海側の側部戸当りに同様に作用するので、断面の小さい海側戸当りを対象として評価する。防波扉戸当り（RC支柱）の海側について、防波壁側を固定として水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）を受ける片持梁にモデル化して計算し、その応力度が許容限界以下であることを確認する。

防波扉戸当り（RC支柱）の位置図を図4-26に示す。

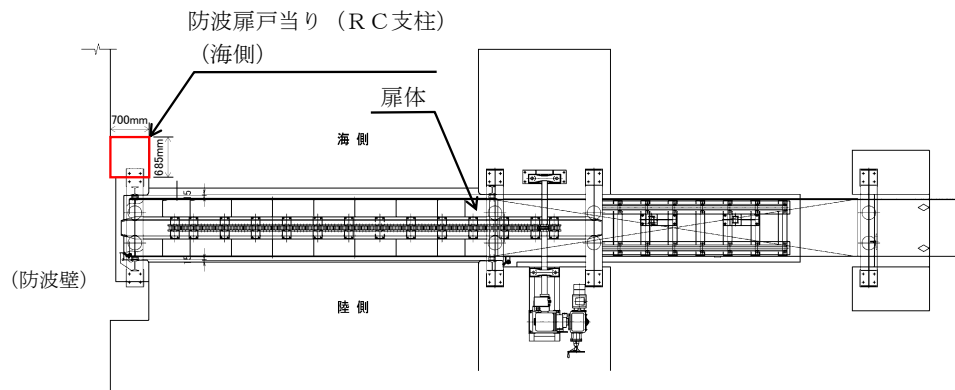


図4-26 防波扉戸当り（RC支柱）の位置図

(2) 防波扉基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ照査及びせん断照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力度が許容限界以下であることを確認する。

(3) 防波扉（鋼管杭）

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度及びせん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ照査

発生曲げモーメントが次式により算定される降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

$$M_y = (f_y - \frac{N_p}{A}) Z_e$$

ここに、

M_y : 鋼管杭の降伏曲げモーメント (kN・m)

f_y : 鋼管杭の降伏基準点 (N/mm²)

Z_e : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_p : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

b. せん断照査

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。

$$\tau_p = \frac{Q_p}{A}$$

ここに、

τ_p : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

Q_p : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、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。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に従い、杭下端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N_p}{A}$$

ここに、

R_d : 鋼管杭下端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm²)

N_p : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭先端の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

4.9.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

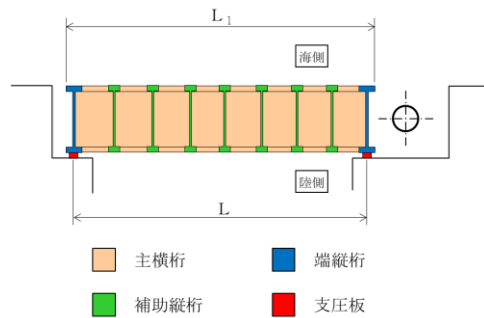
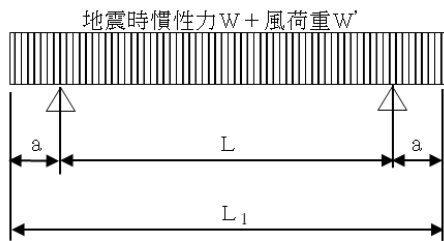
漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。地震時荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当り（支圧板含む）の耐震評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。主横桁の照査対象部は、荷重分担幅が大きい最下段桁とした。

また、最上段の主横桁においては、保守的に支承部を固定端とした片持ち梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

最下段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4-27 に、最上段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4-28 に示す。



(扉体平面図)

最下段主横桁の断面力計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

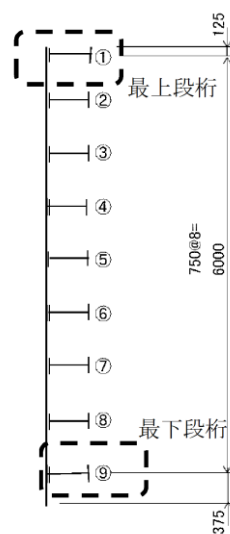
$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

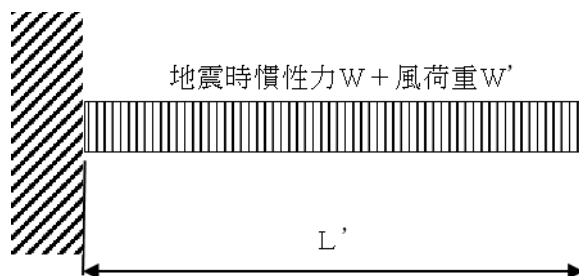
ここに、

- M_1 : 曲げモーメント (kN・m)
- S_1 : せん断力 (kN)
- W : 地震時慣性力 (kN/m)
- W' : 風荷重 (kN/m)
- L : 支間 (m)
- a : 張り出し部 (m)
- L_1 : 扉体幅 (m)
- Z : 断面係数 (mm³)
- A_w : 腹板断面積 (mm²)



(扉体側面図)

図 4-27 最下段主横桁のモデル図及び応力算定式



最上段主横桁の断面力計算

- 曲げモーメント

$$M_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

- せん断力

$$S_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1'}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1'}{A_w}$$

ここに,

M_1' : 曲げモーメント (kN・m)

S_1' : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L' : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

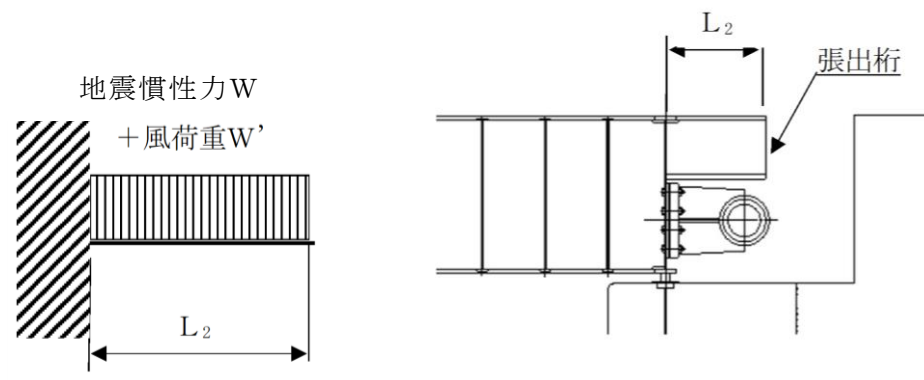
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4-28 最上段主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）を受ける扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化して計算し、その応力度が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図4-29に示す。



(扉体張出桁平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W')L_2^2 + P_c L_2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W')L_2 + P_c$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

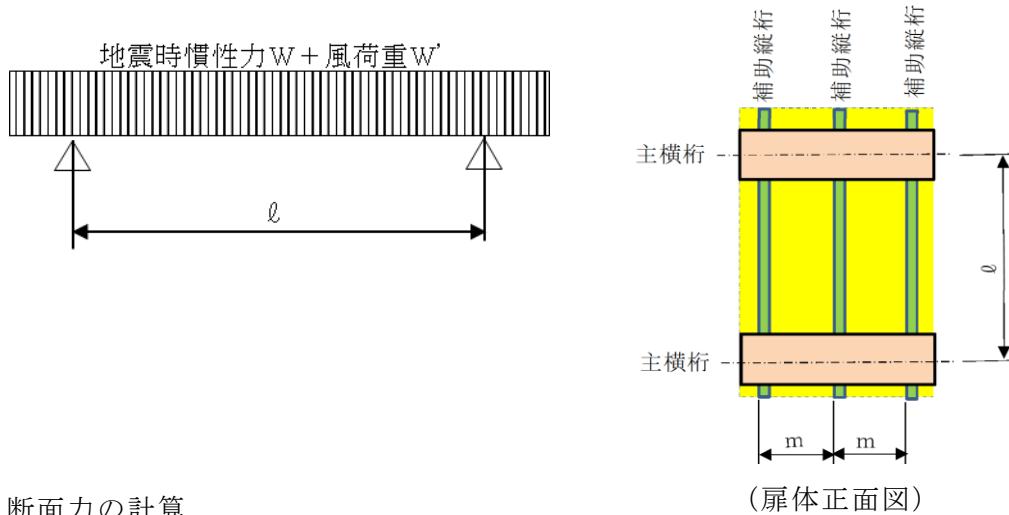
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図4-29 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、図のような荷重を受ける主横桁で支持された単純梁として計算し、その応力度が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4-30に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W')\ell^2$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W')\ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

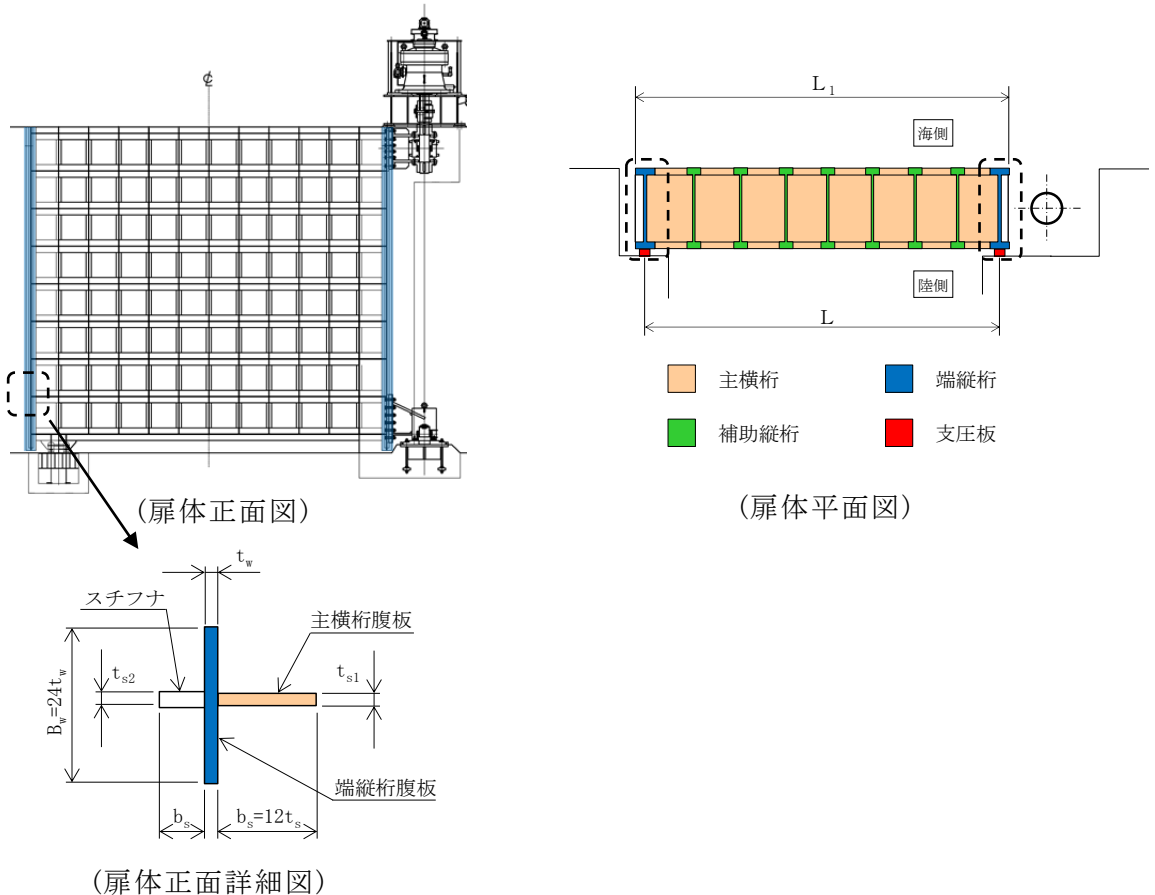
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図4-30 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力 σ_c が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図4-31に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = B_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{リブ})$$

$$\text{但し, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

図4-31 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支承部

支承部は、**支承部（上部支承軸）**と**支承部（下部支承軸）**から構成され、地震時の水平荷重及び鉛直荷重に対しての発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

水平方向と鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおりとした。

組合せ①： $1.0 \times$ 水平地震荷重 $+0.4 \times$ 鉛直地震荷重

組合せ②： $0.4 \times$ 水平地震荷重 $+1.0 \times$ 鉛直地震荷重

支承部（上部支承軸）及び**支承部（下部支承軸）**の構造正面図を図4-32に示す。

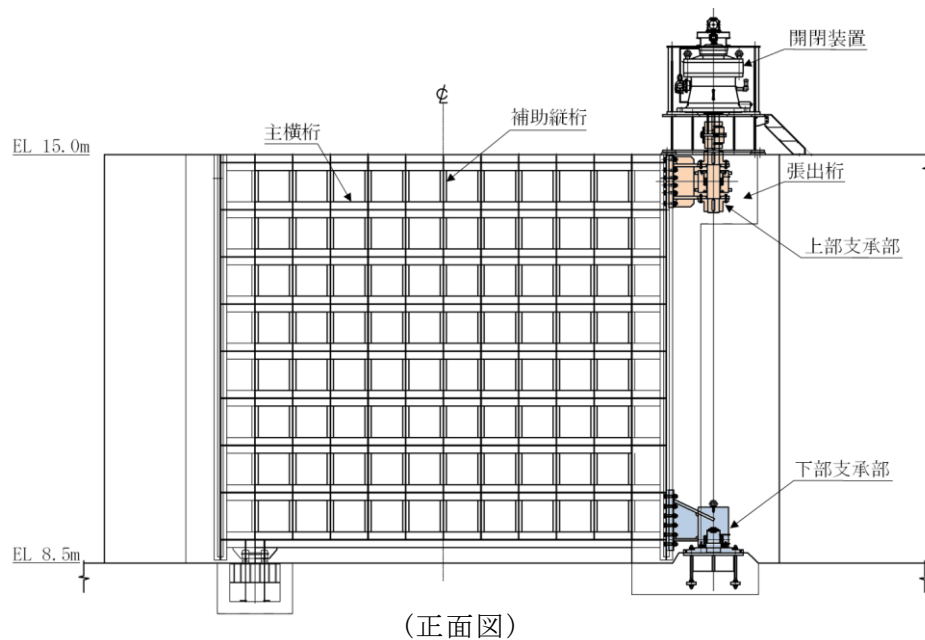
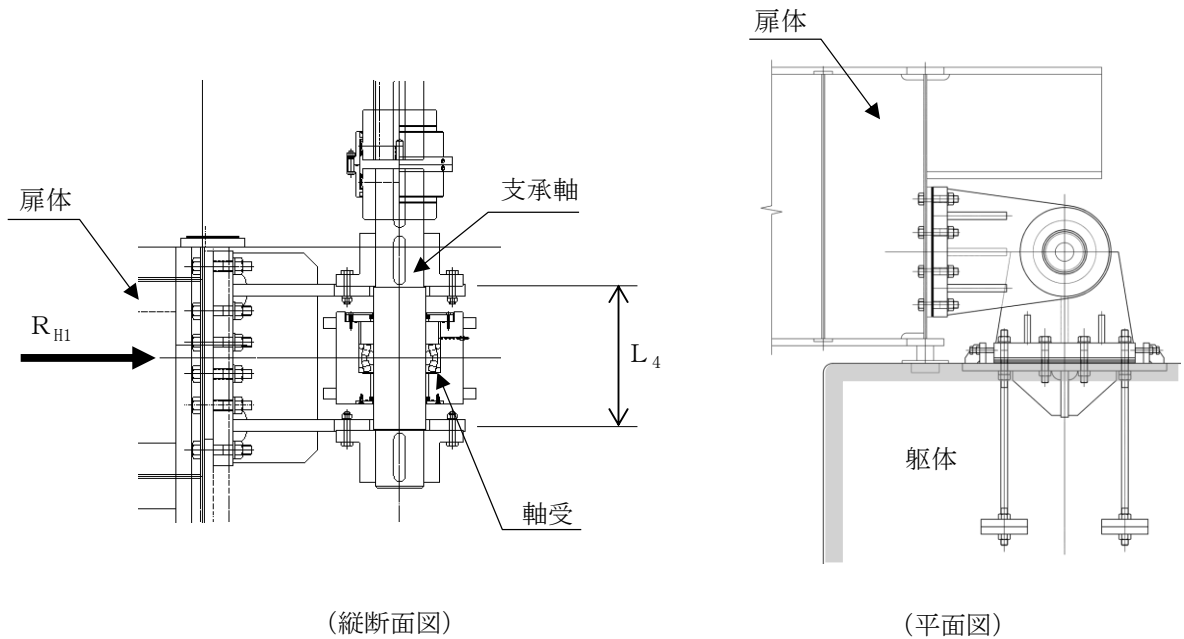


図4-32 **支承部（上部支承軸）**及び**支承部（下部支承軸）**の構造正面図

(a) 支承部（上部支承軸）

支承部（上部支承軸）は、支承軸を両端ピン支持の単純梁として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（上部支承軸）の構造図及び応力算定式を図 4-33 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_4 = \frac{R_{H1}L_4}{4}$$

- ・ せん断力

$$S_4 = R_{H1}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_4}{Z_4}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_4}{3A_4}$$

ここに、

M_4 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H1} : 上部支承軸水平作用荷重 (kN)

L_4 : 支承軸支持間隔 (m)

S_4 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_4 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_4 : 支承軸の断面積 (mm²)

図 4-33 支承部（上部支承軸）の構造図及び応力算定式

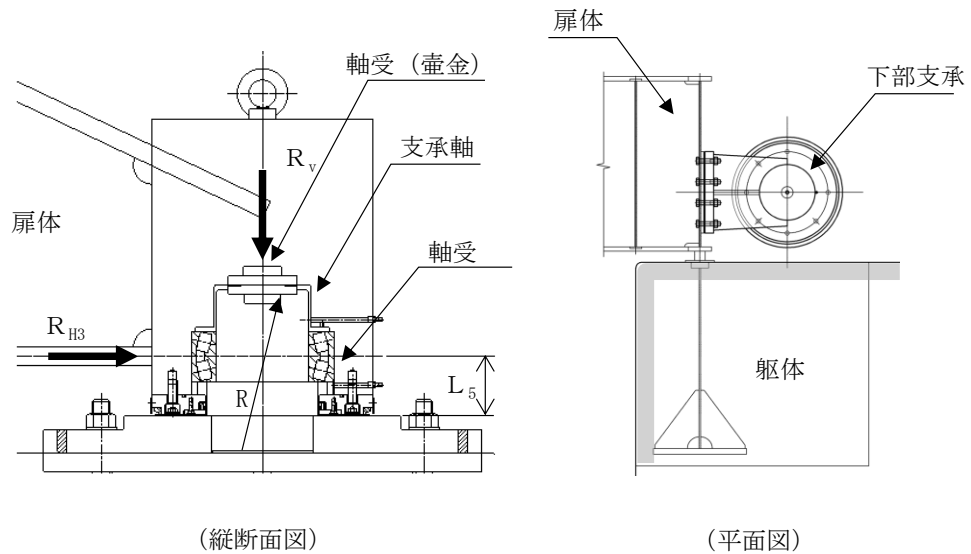
(b) 支承部（下部支承軸）

支承部（下部支承軸）は、支承軸を下端固定の片持ち梁として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

鉛直荷重を支持する軸受（壺金）は、接触面の支圧応力度により照査する。

また、水平荷重を支持する上部及び下部軸受けには同一の自動調心ころ軸受けを使用し、許容限界以下であることを確認する。

支承部（下部支承軸）の構造図及び応力算定式を図 4-34 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_5 = R_{H3}L_5$$

- ・ せん断力

$$S_5 = R_{H3}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_5}{Z_5}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_5}{3A_5}$$

ここに、

M_5 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H3} : 下部支承軸水平作用荷重 (kN)

L_5 : 支承軸片持ち梁長さ (m)

S_5 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_5 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_5 : 支承軸の断面積 (mm²)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm²)

R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4-34(1) 支承部（下部支承軸）の構造図及び応力算定式

- ・ 軸受（壺金）の支圧応力度 p (N/mm^2)

$$p = 0.388 \left(\frac{R_v E^2}{R^2} \right)^{1/3}$$

- ・ 軸受け荷重（自動調心ころ軸受）

$$R_2 = R_{H3}$$

ここに、

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm^2)

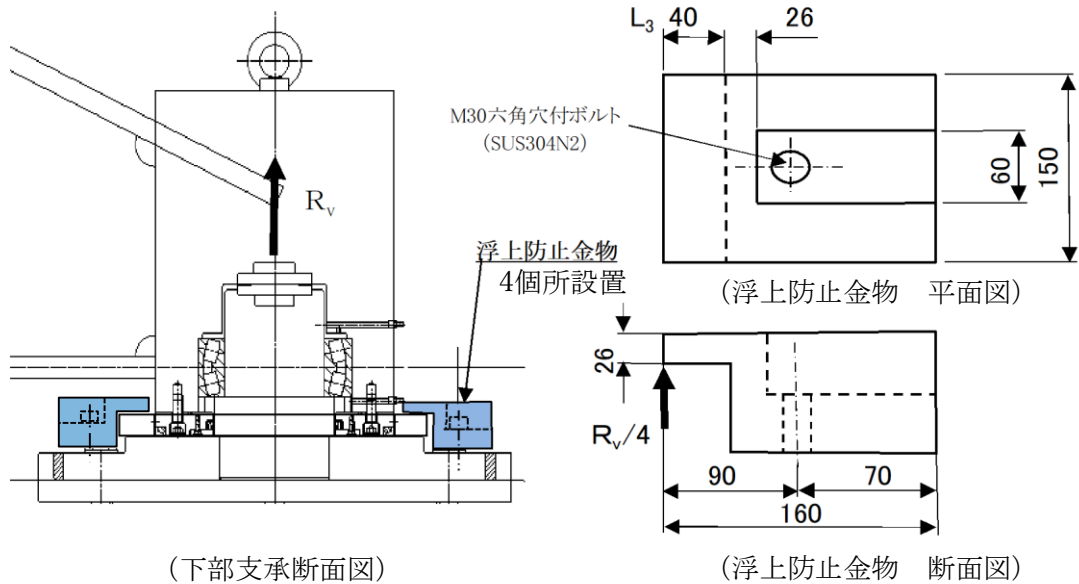
R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4-34(2) 支承部（下部支承軸）の応力算定式

(c) 支承部（浮上防止金物）

下部支承部に設置する浮上防止金物と固定ボルトの強度が鉛直上向き荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

支承部（浮上防止金物）の構造図及び応力算定式を図 4-35 に示す。



応力度の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_6 = R_v L_6 / 4$$

- ・ せん断力

$$S_6 = R_v / 4$$

- ・ 曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_6}{Z_6}$$

- ・ せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{3S_6}{2A_6}$$

- ・ 固定ボルトの軸力

$$F = \frac{aR_v}{4b}$$

- ・ 固定ボルト軸方向引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_7}$$

ここに、

M_6 : 浮上防止金物の曲げモーメント (kN・m)

R_v : 下部支承鉛直上向き作用荷重 (kN)

L_6 : 浮上防止金物片持ち梁長さ (m)

S_6 : 浮上防止金物のせん断力 (kN)

Z_6 : 浮上防止金物の断面係数 (mm³)

A_6 : 浮上防止金物の断面積 (mm²)

F : 固定ボルトの軸力 (kN)

a, b : 支持点からの距離 (mm)

A_7 : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

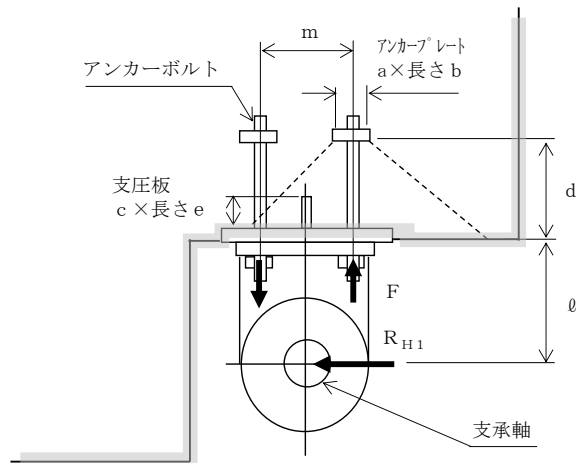
図 4-35 支承部（浮上防止金物）の構造図及び応力算定式

f. 支承アンカー

(a) 支承アンカー (上部支承アンカー)

上部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承アンカー (上部支承アンカー) の構造図及び応力算定式を図 4-36 に示す。



(平面図)

アンカーボルト 1 本当りの軸力

$$F = \frac{R_{H1} \ell}{m n}$$

応力度の計算

- ・アンカーボルトの軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

ここに,

- ・コンクリートの支圧

応力度 (アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

F : アンカーボルト
1 本当りの軸力 (kN)

R_{H1} : 上部支承水平作用荷重 (kN)

ℓ : 支承軸からアンカーボルト
固定部までの距離 (mm)

- ・コンクリートの支圧

応力度 (支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H1}}{c e}$$

m : アンカーボルトの間隔 (mm)

n : アンカーボルトの片側本数

A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)

d : アンカーボルト埋込深さ (mm)

a, b : アンカープレートの寸法 (mm)

c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4-36(1) 支承アンカー (上部支承アンカー) の構造図及び応力算定式

・コンクリートのせん断

応力度(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$

図 4-36(2) 支承アンカー (上部支承アンカー) の応力算定式

(b) 支承アンカー (下部支承アンカー)

下部支承部は、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承アンカー (下部支承アンカー) の構造図及び応力算定式を図 4-37 に示す。

アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

$$F = \frac{R_{H3} L_5}{2 y n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの
軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- コンクリートの支圧応力度
(アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

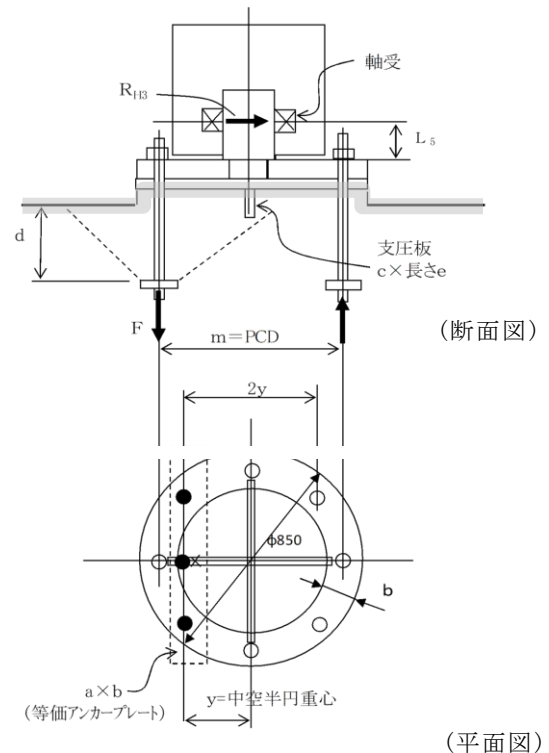
$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- コンクリートの支圧応力度
(支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H3}}{c e}$$

- コンクリートのせん断応力度
(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$



ここに、

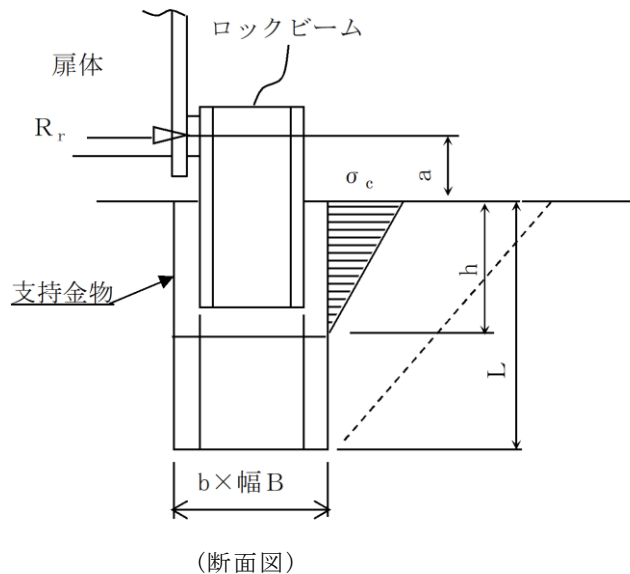
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)
- L_5 : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- $2 y$: アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4-37 支承アンカー (下部支承アンカー) の構造図及び応力算定式

g. ロック装置

ロック装置は、扉体に作用する地震時荷重をロックビームから支持金物及びコンクリートへ伝達し、扉体を全閉位置に固定する。ロックビームを片持ち梁にモデル化して算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図4-38に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント

$$M = R_r a$$

- せん断力

$$S = R_r$$

応力度の計算

- ロックビーム曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{2Z}$$

- ロックビームせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{2A}$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

R_r : ロック反力 (kN)

a : ロックビームの片持ち梁長さ (m)

n : ロックビーム数

Z : ロックビームの断面係数 (mm³)

S : ロックビームのせん断力 (kN)

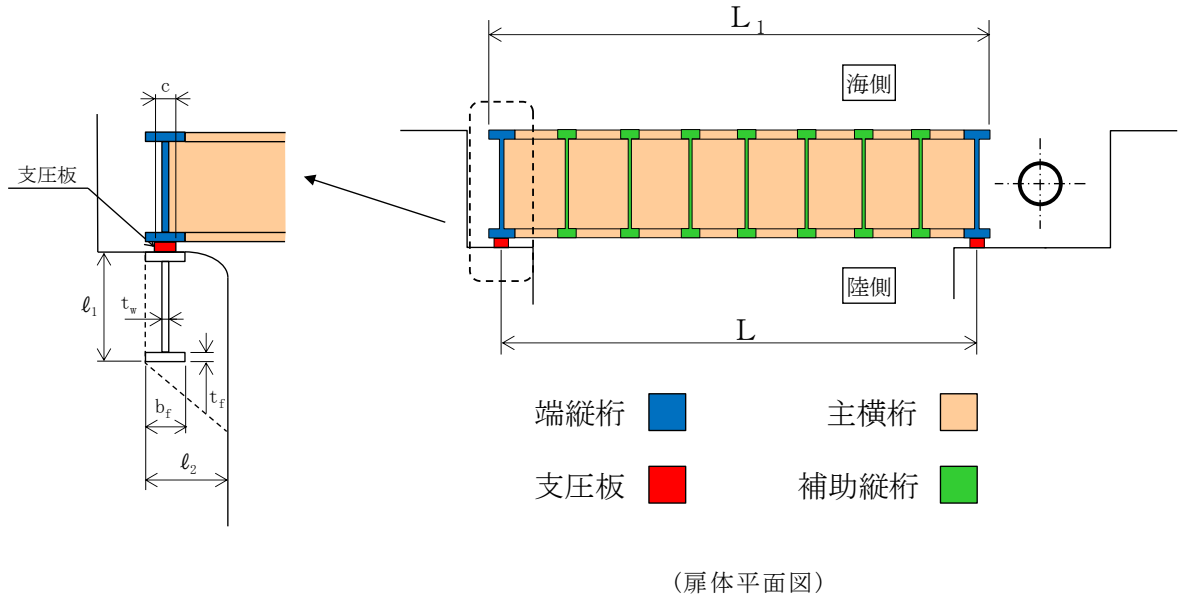
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

図4-38 ロック装置の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

戸当りは、最も水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）が大きい最下段の主横桁からの荷重により応力度を算定し許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図4-39に示す。



応力度の計算

- 支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2}$$

- 腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2}$$

- コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{W L_1}{2 b_f L_2}$$

- 底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b_f^2}{8}$$

- コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)

(地震時慣性力＋風荷重)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジの

コンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する

曲げモーメント (N・mm)

Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁＋2ℓ₂) (mm)

図4-39 戸当りの構造図及び応力算定式

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる評価条件を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M ₁	曲げモーメント	119.009	kN・m
	S ₁	せん断力	73.515	kN
	W	地震時慣性力	19.642	kN/m
	W'	風荷重	2.978	kN/m
	L	支間	6.500	m
	a	張り出し部	0.200	m
	L ₁	正面水密幅	6.900	m
	Z	断面係数	5136000	mm ³
	A _w	腹板断面積	11350	mm ²
補助縦桁	ℓ	主横桁間隔	2.5	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	13.709	kN/m ²
	M	曲げモーメント	7.835	kN・m
	S	せん断力	10.978	kN
	Z	断面係数	424000	mm ³
	A _w	腹板断面積	2470	mm ²
端縦桁	R	主横桁の支点反力	73.515	kN
	A _q	補剛材の有効総断面積	2938	mm ²
車輪	F	鉛直荷重 (扉体自重+積雪荷重+地震時慣性力)	497.5	kN
	F _v	鉛直方向地震時慣性力	281.2	kN
	R ₁	海側車輪荷重	189.9	kN
	R ₂	陸側車輪荷重	58.8	kN
	L	レール支間	0.74	m
	L ₁	扉体重心から海側車輪までの距離	0.175	m
	L ₂	扉体重心から陸側車輪までの距離	0.565	m
	P _r	車輪荷重	189900	N
	E ₁	車輪の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
	E ₂	レールの弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
	B ₀	車輪有効踏面幅	60	mm
	R	車輪半径	250	mm
C	接触幅の 1/2	3.09	mm	

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
車輪軸	M	曲げモーメント	38.0	kN・m
	L ₃	張出長さ	0.2	m
	Z	軸の断面係数	130700	mm ³
	S	せん断力	189.9	kN
	A ₁	軸の断面積	9500	mm ²
車輪軸受	R _a	軸受け荷重	189.9	kN
レール	M ₅	レールの曲げモーメント	23.7	kN・m
	R ₁	車輪1輪に作用する最大荷重	189.9	kN
	L _M	レール基礎材間隔	0.5	m
	S ₅	レールのせん断力	189.9	kN
	Z ₁	引張側断面係数	175800	mm ³
	Z ₂	圧縮側断面係数	198800	mm ³
	A _w	腹板断面積	2020	mm ²
	b _p	腹板の受圧幅	66.18	mm
	C	接触幅の1/2	3.09	mm
	t _w	腹板の厚さ	20	mm
	t _f	レール踏面板の厚さ	30	mm
ロック装置	P ₂	ロックピン反力	259.5	kN
	F _h	地震時慣性力	519.0	kN
	n	ロックピン数	2	本
	L ₇	片持ち梁長さ	0.088	m
	M	曲げモーメント	22.8	kN・m
	Z	断面係数	71569	mm ³
	S	せん断力	259.5	kN
	A	ロックピンのせん断面積	5100	mm ²
	b	ロックピン受圧幅	65	mm
	h	ロックピン受圧長さ	70	mm
支圧板	P ₁	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	597.7	kN
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	L ₂	扉体高さ	6500	mm

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	P_1	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	597.7	kN
	L_2	扉体高さ	6500	mm
	b_f	底面フランジの幅	125	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	18.3	mm
	l_1	戸当り深さ	150	mm
	l_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	312.5	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	781	N・mm
	Σl	せん断抵抗長さ ($=l_1+2l_2$)	775	mm

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	115.7	kN・m
	S_1	せん断力	65.2	kN
	W	地震時慣性力	17.015	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	7.1	m
	a	張り出し部	0.1	m
	L_1	扉体幅	7.3	m
	M_1'	曲げモーメント	580.5	kN・m
	S_1'	せん断力	146.0	kN
	L'	張出長さ	7.95	m
	Z	断面係数	18674000	mm ³
	A_w	腹板断面積	21500	mm ²
張出桁	M_2	曲げモーメント	2.8	kN・m
	S_2	せん断力	5.8	kN
	W	地震時慣性力	5.672	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	0.95	m
	Z	断面係数	6527000	mm ³
	A_w	腹板断面積	16870	mm ²
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	0.2	kN・m
	S_3	せん断力	0.9	kN
	W	地震時慣性力	2.269	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.75	m
	Z	断面係数	7567000	mm ³
	A_w	腹板断面積	21500	mm ²
端縦桁	R	主横桁の支点反力	146.0	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	10747	mm ²
支承部 (上部支 承軸)	M_4	支承軸の曲げモーメント	144.9	kN・m
	R_{H1}	上部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L_4	支承軸支持間隔	0.55	m
	S_4	支承軸のせん断力	527.0	kN
	Z_4	支承軸の断面係数	572600	mm ³
	A_4	支承軸の断面積	25450	mm ²

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
支承部 (下部支 承軸)	M ₅	支承軸の曲げモーメント	137.0	kN・m
	R _{H3}	下部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L ₅	支承軸片持ち梁長さ	0.130	m
	S ₅	支承軸のせん断力	1053.9	kN
	Z ₅	支承軸の断面係数	1045400	mm ³
	A ₅	支承軸の断面積	38010	mm ²
支承部 (下部支 承軸受)	R _v	下部支承鉛直作用荷重	1033	kN
	R	軸受(壺金)の球面の半径	900	mm
	E	軸受(壺金)の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
支承部 (支承軸 受)	R ₂	軸受け荷重	1053.9	kN
支承部 (浮上防 止金物)	M ₆	浮上防止金物の曲げモーメント	1.35	kN・m
	R _v	下部支承鉛直上向き作用荷重	135	kN
	L ₆	浮上防止金物片持ち梁長さ	0.040	m
	S ₆	浮上防止金物のせん断力	33.8	kN
	Z ₆	浮上防止金物の断面係数	16900	mm ³
	A ₆	浮上防止金物の断面積	3900	mm ²
	F	固定ボルトの軸力	77.1	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
	A ₇	固定ボルトの有効断面積	561	mm ²
支承アン カー(上 部支承ア ンカー)	F	アンカーボルト1本当りの軸力	162.1	kN
	R _{H1}	上部支承水平作用荷重	1053.6	kN
	ℓ	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	650	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A ₅	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	800	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	250, 800	mm
c, e	支圧板の寸法	250, 800	mm	

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
支承アンカー (下部 支承アンカー)	F	アンカーボルト 1 本当たりの軸力	102.4	kN
	R_{H3}	下部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L_5	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	130	mm
	$2y$	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	300	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	150, 850	mm
	c, e	支圧板の寸法	250, 650	mm
ロック 装置	M	曲げモーメント	60.6	kN・m
	R_r	ロック反力	404.3	kN
	a	ロックビームの片持ち梁長さ	0.15	m
	n	ロックビーム数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	238000	mm ³
	S	ロックビームのせん断力	404.1	kN
	A	ロックビームのせん断面積	1872	mm ²
戸当り	W	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	18.369	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L_1	扉体幅	7300	mm
	L_2	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	t_w	腹板の厚さ	14	mm
	b_f	底面フランジの幅	800	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	50	mm
	l_1	戸当り深さ	1650	mm
	l_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	950	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	8000	N・mm
Σl	せん断抵抗長さ ($=l_1+2l_2$)	3550	mm	

6. 耐震評価結果

6.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）

「3. 固有値解析」に示したとおり防波扉（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、防波扉（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に示すとおり防波扉（鋼製扉体）の設置床である防波扉基礎スラブの最大応答加速度を基に設定する。設計震度は表 6-1 に示すとおり、最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より保守的に設定した。

防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果を表 6-2 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 設計用地震力

設置標高	設計震度	
	水平 Kh	2.4
EL 8.5m	鉛直 Kv	1.3

表 6-2 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製 扉体)	主横桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	23	240	0.10
			せん断応力度 (N/mm ²)	6	135	0.05
	補助 縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	18	180	0.10
			せん断応力度 (N/mm ²)	4	105	0.04
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	25	240	0.11
	車輪	SCS3	接触応力度 (N/mm ²)	653	960	0.69
	車輪軸	S45C-H	曲げ応力度 (N/mm ²)	291	367	0.80
			せん断応力度 (N/mm ²)	27	210	0.13
	車輪 軸受	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 (kN)	189.9	700	0.28
	レール	SUS304N2	曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	119	255	0.47
		SM490	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	135	240	0.57
			せん断応力度 τ (N/mm ²)	94	135	0.70

表 6-2 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果（2/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限 界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製扉体)	レール (腹板)	SM490	支圧応力度 (N/mm ²)	143	360	0.40
	ロック 装置	SUS630 H1150	曲げ応力度 (N/mm ²)	319	540	0.60
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	310	0.22
		SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	57	225	0.26
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	0.5	225	0.01
	海側戸当り (底面フランジ)	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	14	180	0.08
	海側戸当り (コンクリート)	f _{ck} =24N/mm ²	支圧応力度 (N/mm ²)	0.4	8.8	0.05
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.06	0.6	0.10
防波扉戸当り (RC支柱)	f _{ck} =24N/mm ² SD345	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	17	294	0.06	
		曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	0.5	13.5	0.04	
		せん断応力度 (N/mm ²)	0.10	0.67	0.15	

(2) 防波扉基礎スラブ

a. 曲げ照査

防波扉基礎スラブの曲げ・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図を図 6-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力^度が許容限界以下であることを確認した。

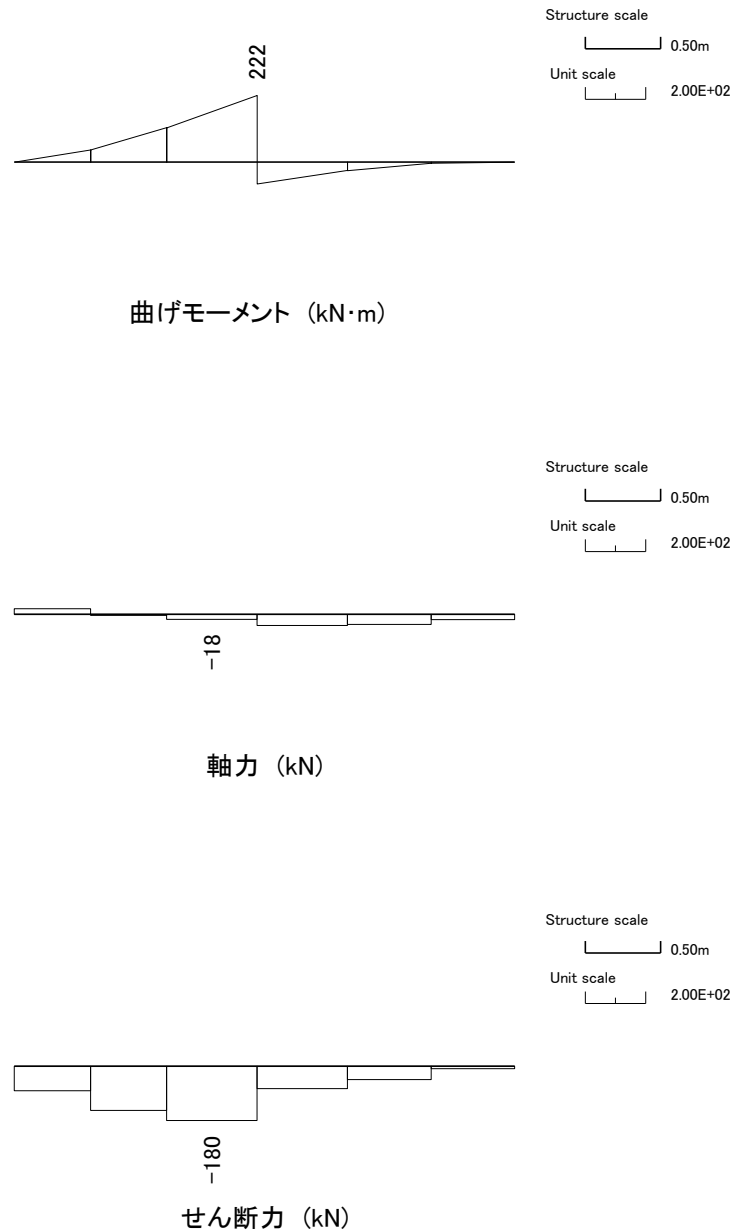
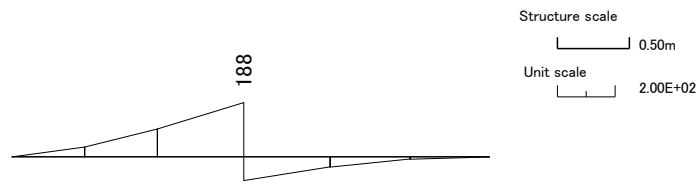
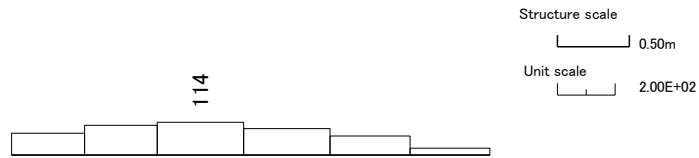


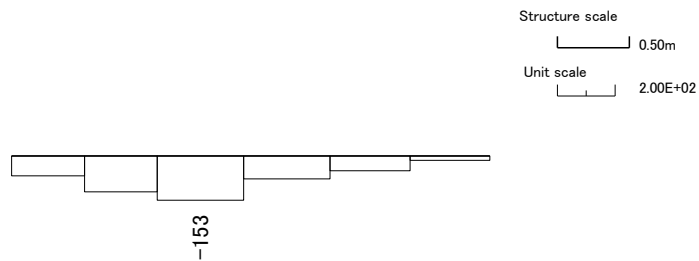
図 6-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力
(S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6-1(2) 鉄筋の曲げ・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
 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=19.18s)

表 6-3(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最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	222	18	0.7	13.5	0.05

表 6-3(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (- +)	①	188	114	41	294	0.15

b. せん断照査

防波扉基礎スラブの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図を図6-2に、せん断破壊に対する最大照査値を表6-4に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

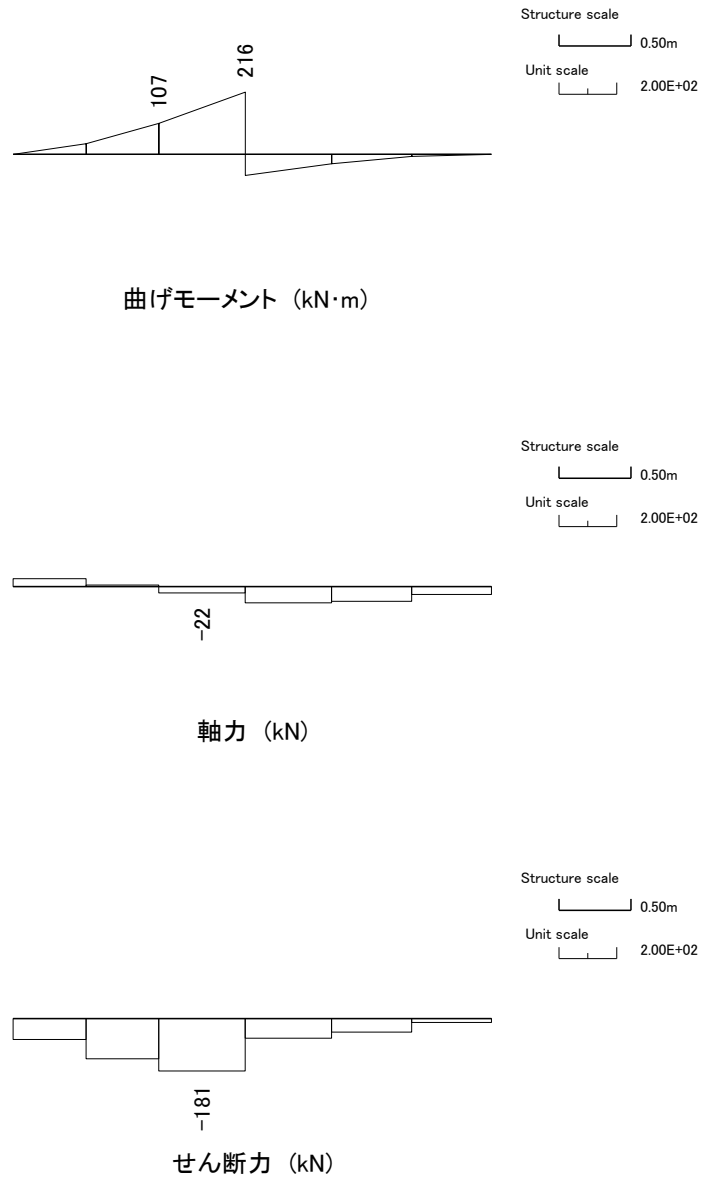


図6-2 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(S s - D (++) , 解析ケース①, $t=8.57s$)

表 6-4 コンクリートのせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -D (++)	①	181	0.05	0.67	0.08

(3) 防波扉（鋼管杭）

a. 曲げ照査

防波扉（鋼管杭）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図を図 6-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 6-5 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）に発生する断面力が許容限界以下であることを確認した。

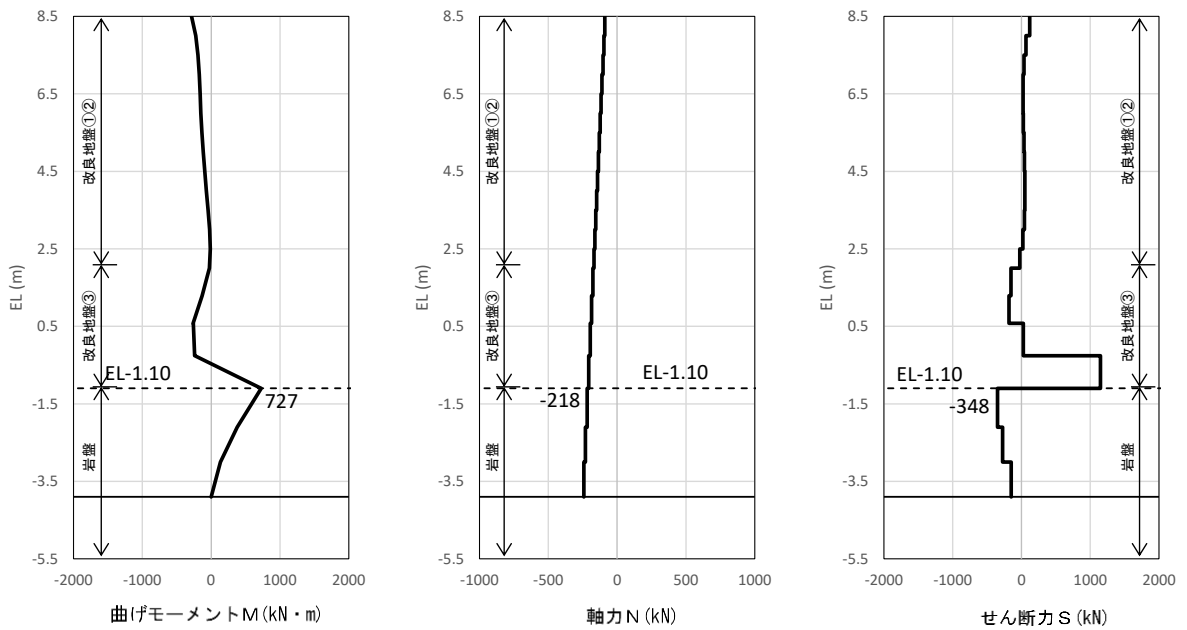


図 6-3 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.57s)

表 6-5 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

地震動	解析ケース	発生断面力		降伏モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 (kN)		
S s - D (+ -)	①	727	218	7960	0.10

b. せん断照査

防波扉（鋼管杭）の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図を図 6-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-6 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）の発生応力 τ_s が許容限界以下であることを確認した。

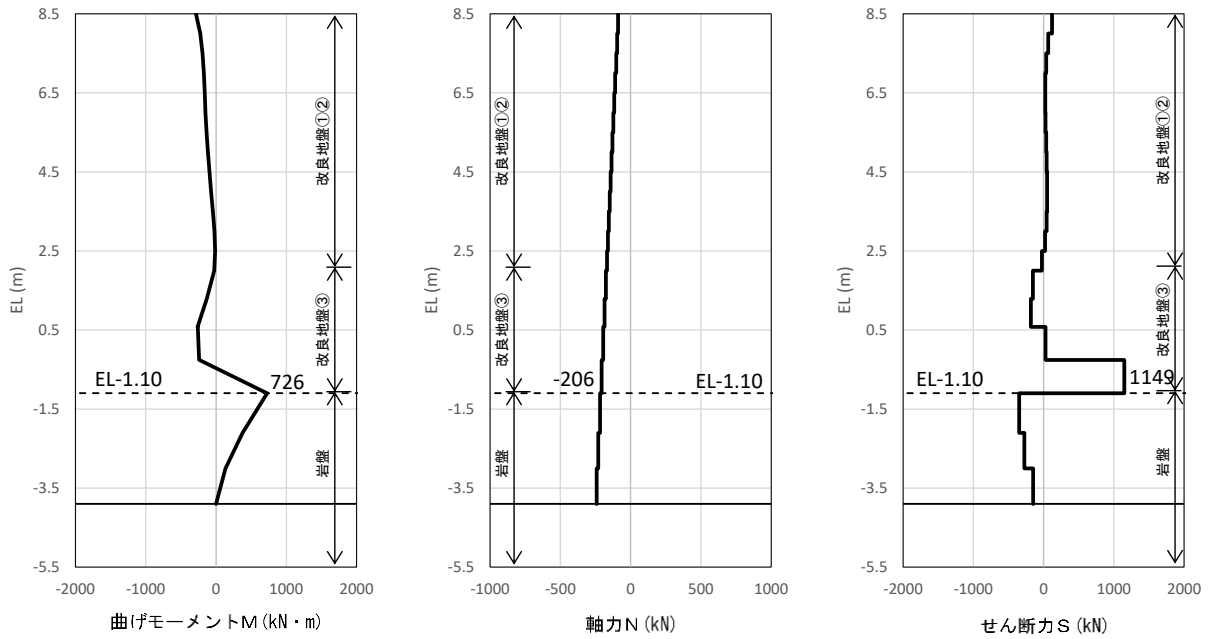


図 6-4 防波扉（鋼管杭）のせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.57s)

表 6-6 防波扉（鋼管杭）のせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	1149	26	157	0.17

(4) 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6-7 に，最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6-5 に示す。

これらの結果から，改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6-7 改良地盤のすべり安全率評価結果

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S s - D (- +)	①	8.58	2.87

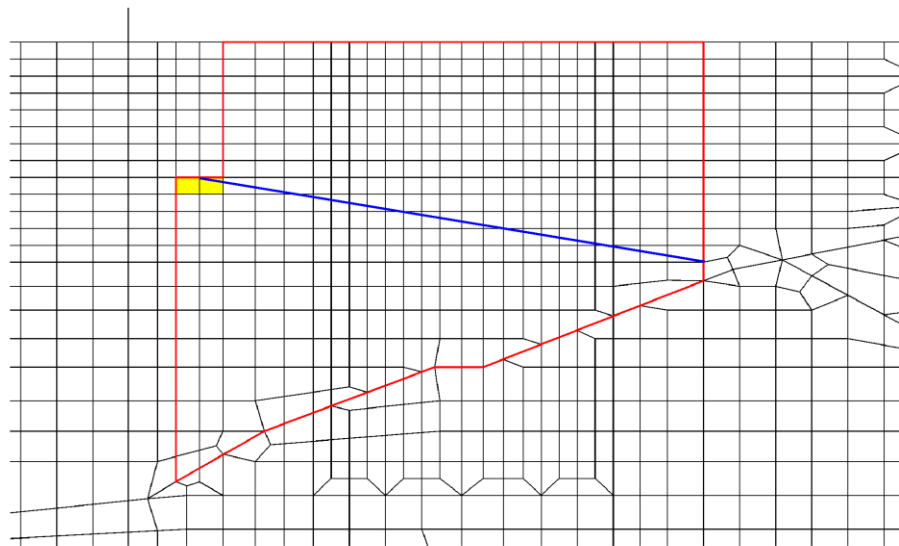
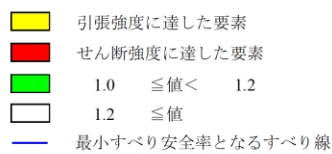


図 6-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(S s - D (- +) , 解析ケース①, t=8.58s)

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6-8 に示す。

防波扉（鋼管杭）の杭先端部に生じる軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 6-8 基礎地盤の支持性能照査結果（鋼管杭直下の岩盤）

地震動	解析ケース	発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
		軸力 N_{max} (kN)			
S s - D (+ -)	①	494	0.4	9.8	0.05

6.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

「3. 固有値解析」に示したとおり漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であるため、漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に示すとおり漂流物対策工（鋼製扉体）の設置床における最大応答加速度を基に設定する。設計震度は表 6-9 に示すとおり、最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より保守的に設定した。

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6-10 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-9 設計用地震力

設置標高	設計震度	
	EL 8.5m	水平 K_h
鉛直 K_v		1.3

表 6-10(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁 (最下段)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	6	525	0.02
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	3	193	0.02
	主横桁 (最上段)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	31	525	0.06
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	7	193	0.04
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.4	525	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.3	303	0.01
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.03	310	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.04	193	0.01
	端縦桁	SM570	圧縮応力度 (N/mm ²)	14	337	0.05
	支承部 (上部支承 軸)	SUS630	曲げ応力度 (N/mm ²)	253	540	0.47
		H1150	せん断応力度 (N/mm ²)	28	310	0.10
	支承部 (下部支承 軸)	SUS304N2	曲げ応力度 (N/mm ²)	131	255	0.52
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	147	0.09
	支承部 (下部支承 軸受)	SUS630 H1150	接触応力度 (N/mm ²)	1405	2035	0.70
	支承軸受け	自動調心 ころ軸受	軸受荷重 (kN)	1053.9	2140	0.50
	支承部 (浮上防止 金物)	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	80	150	0.54
せん断応力度 (N/mm ²)			13	90	0.15	
SUS304N2		軸方向引張 応力度(N/mm ²)	137	255	0.54	

表 6-10(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（2/2）

部材	材質	種別	応力度 (a)	許容限 界 (b)	照査値 (a/b)	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承アンカー (上部アンカー ボルト)	S45C-H	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	187	367	0.51
	支承アンカー (下部アンカー ボルト)	S45C-H	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	118	367	0.33
	上部支承アン カー(コンク リート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	支圧応力度 アンカープレート (N/mm ²)	4.9	8.8	0.56
			支圧応力度 支圧板 (N/mm ²)	5.3	8.8	0.61
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.38	0.60	0.64
	下部支承アン カー(コンク リート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	支圧応力度 アンカープレート (N/mm ²)	2.4	8.8	0.28
			支圧応力度 支圧板(N/mm ²)	6.5	8.8	0.74
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.30	0.60	0.50
	ロック装置	SM570	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	127	337	0.38
			せん断応力度 (N/mm ²)	108	193	0.56
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	1.1	225	0.01
	戸当り(腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	6	270	0.03
	戸当り(底面 フランジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	19	525	0.04
	戸当り(コン クリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	支圧応力度 (N/mm ²)	0.1	8.8	0.02
せん断応力度 (N/mm ²)			0.03	0.60	0.05	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

a. 曲げ照査

漂流物対策工戸当り (RC支柱) 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図を図 6-6 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-11 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

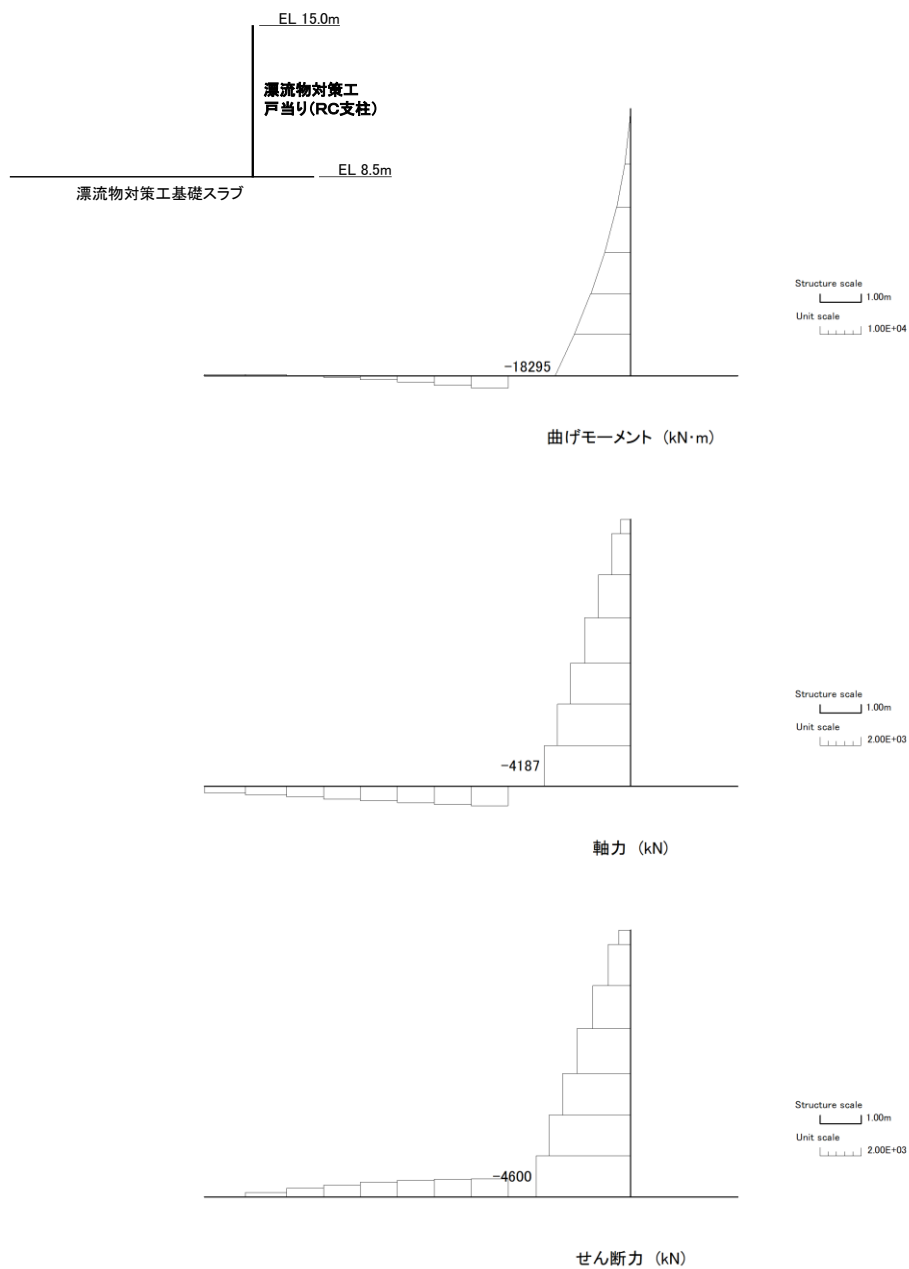


図 6-6(1) コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査における
 最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (- -) , 解析ケース②, t=8.58s)

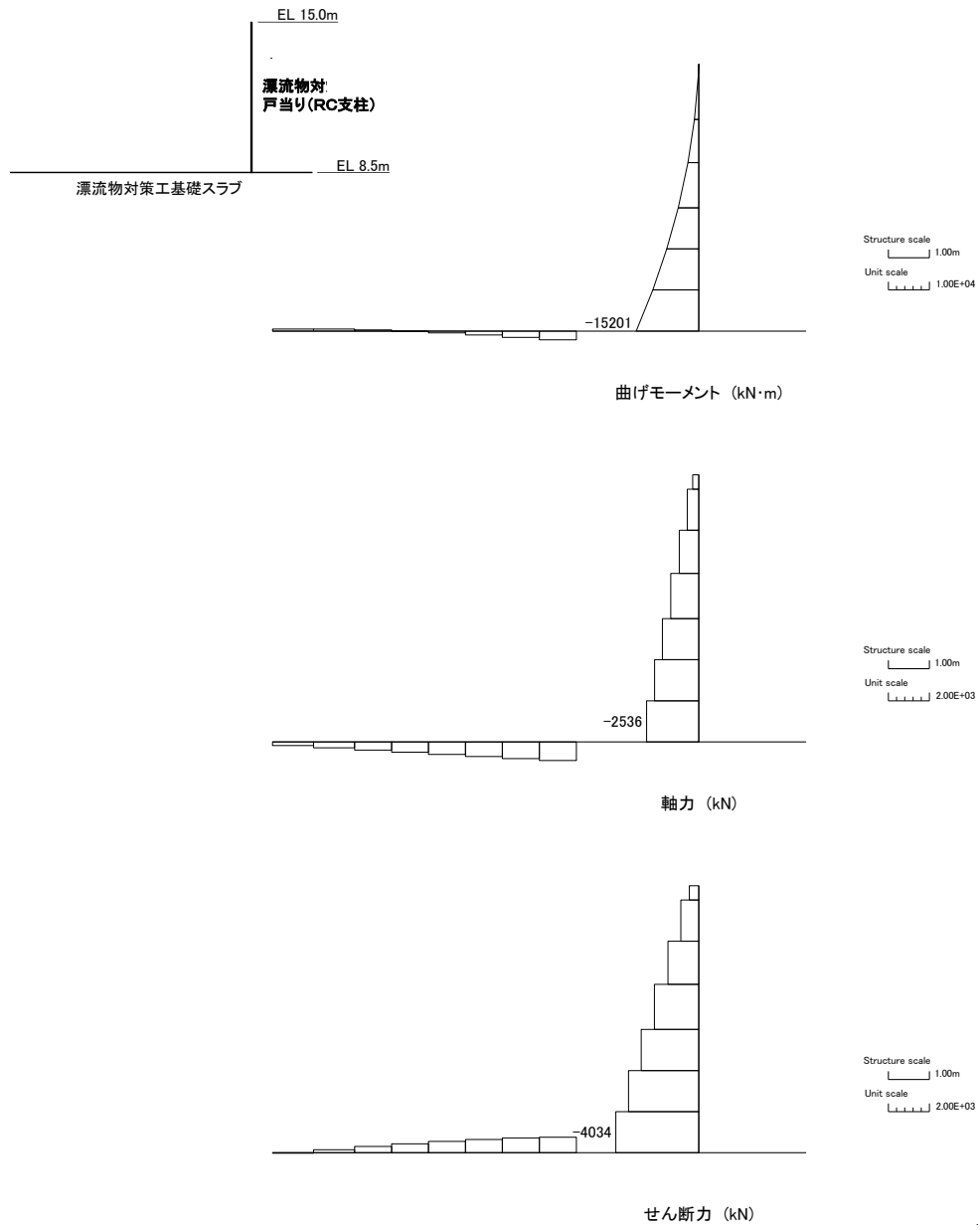


図 6-6(2) 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力
(S s -D (-+), 解析ケース①, t=8.58s)

表 6-11(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (--)	②	18295	4187	1.8	21.0	0.09

表 6-11(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (- +)	①	15201	2536	46	294	0.16

b. せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）の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図を図 6-7 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-12 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

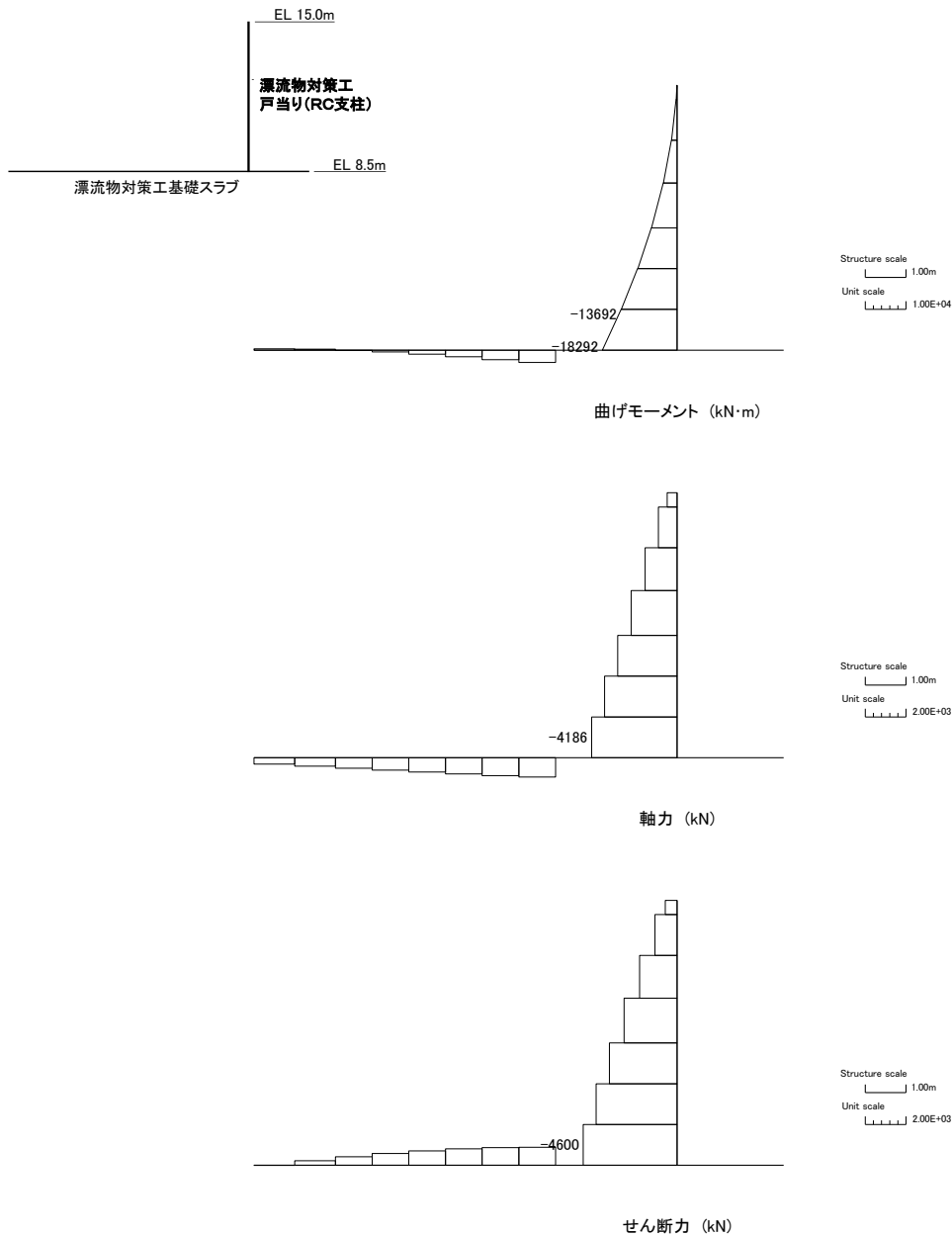


図 6-7 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (- -) , 解析ケース①, t=8.58s)

表 6-12 **コンクリート**のせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -D (--)	①	4600	0.37	0.82	0.46

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

a. 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・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図を図 6-8 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-13 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

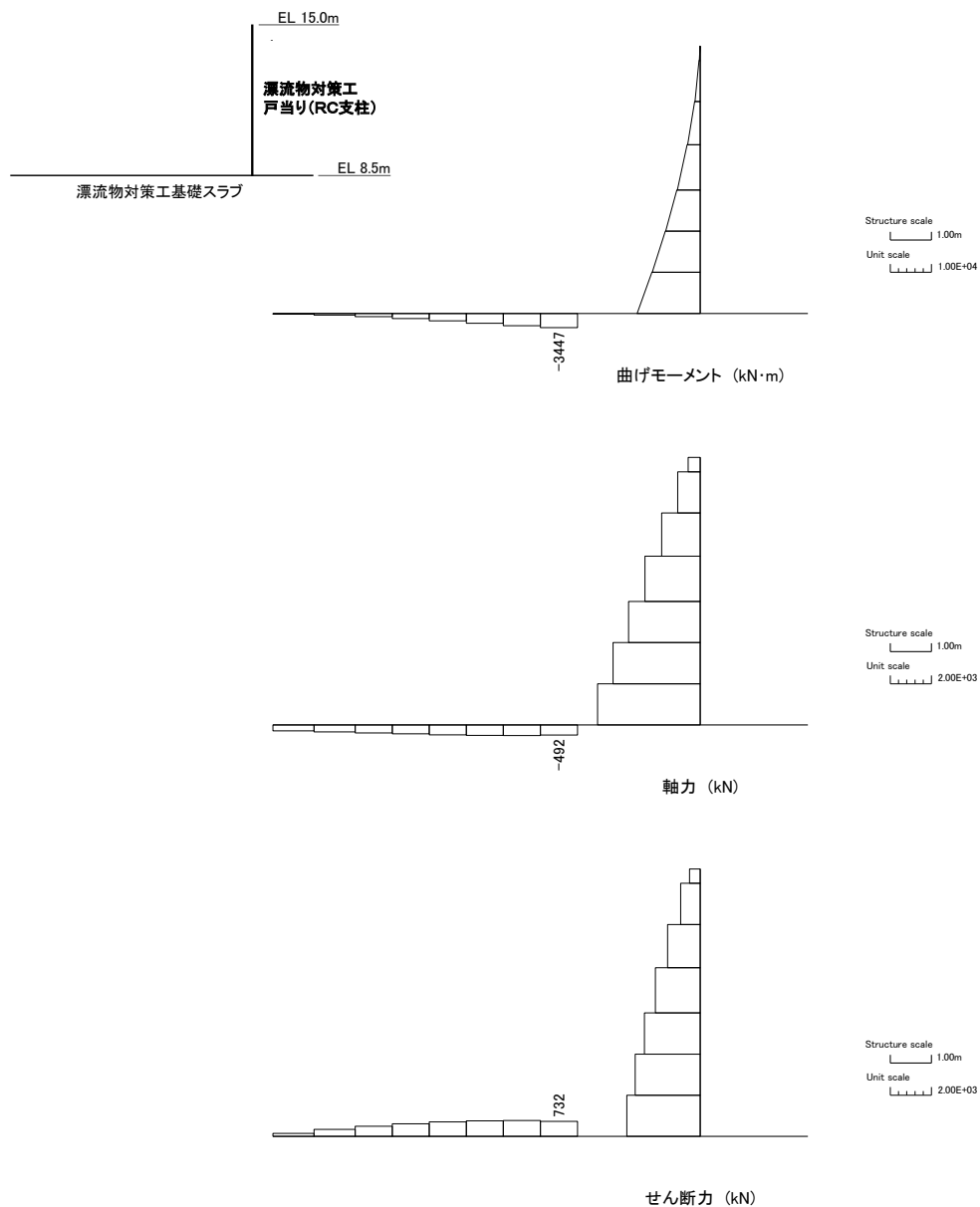


図 6-8 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=18.93s)

表 6-13(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	3447	492	1.5	21.0	0.08

表 6-13(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	3447	492	42	294	0.15

b. せん断照査

漂流物対策工基礎スラブの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図を図 6-9 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-14 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力^度が許容限界以下であることを確認した。

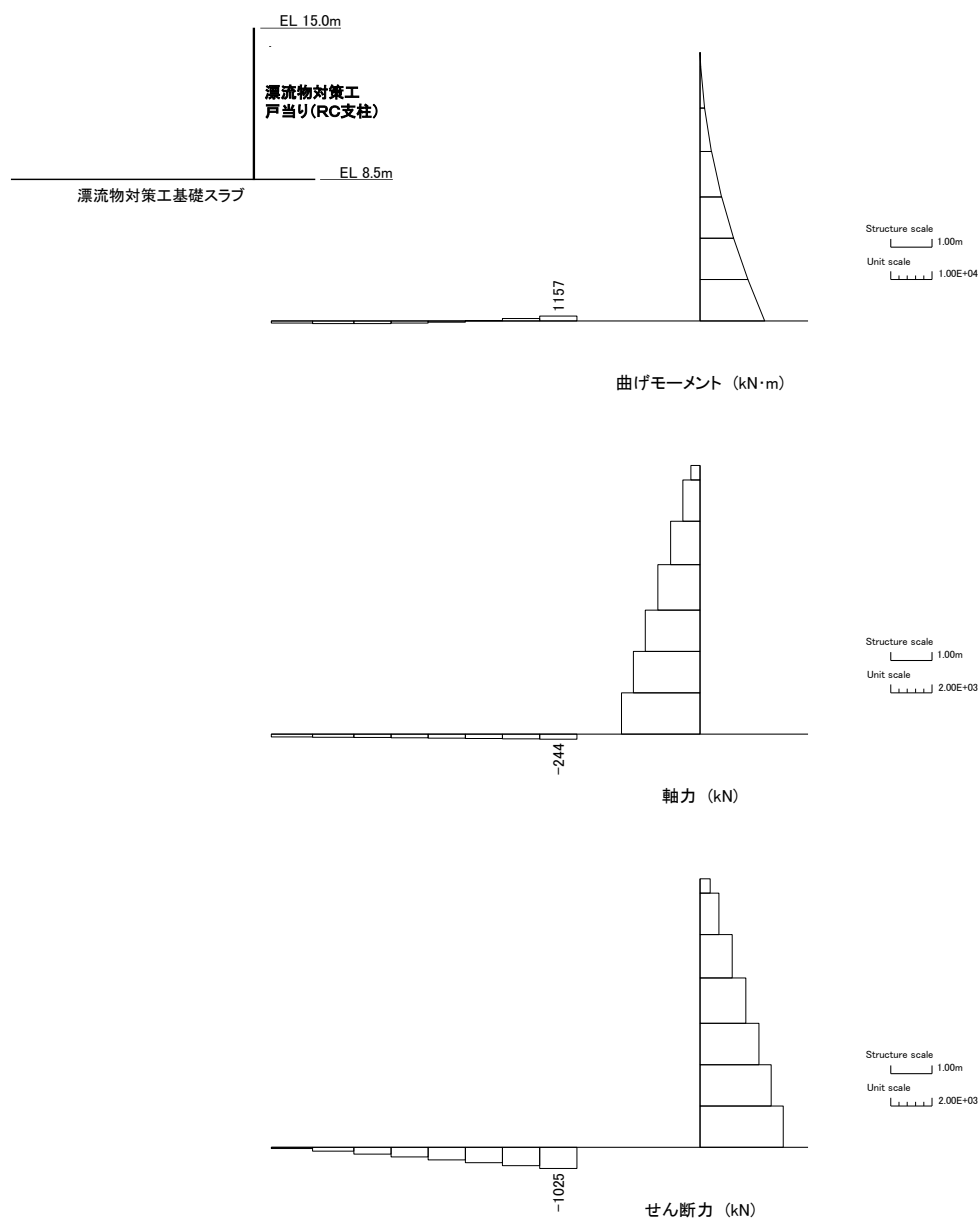


図 6-9 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)

表 6-14 **コンクリート**のせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S s - D (+-)	①	1025	0.32	0.82	0.40

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6-15 に、最大接地圧分布を図 6-10 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が支圧強度及び極限支持力度以下であることを確認した。

表 6-15(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	支圧強度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (+-)	①	0.8	18.0	0.05

表 6-15(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (--)	①	0.5	1.4	0.35

表 6-15(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (--)	①	2.0	9.8	0.21

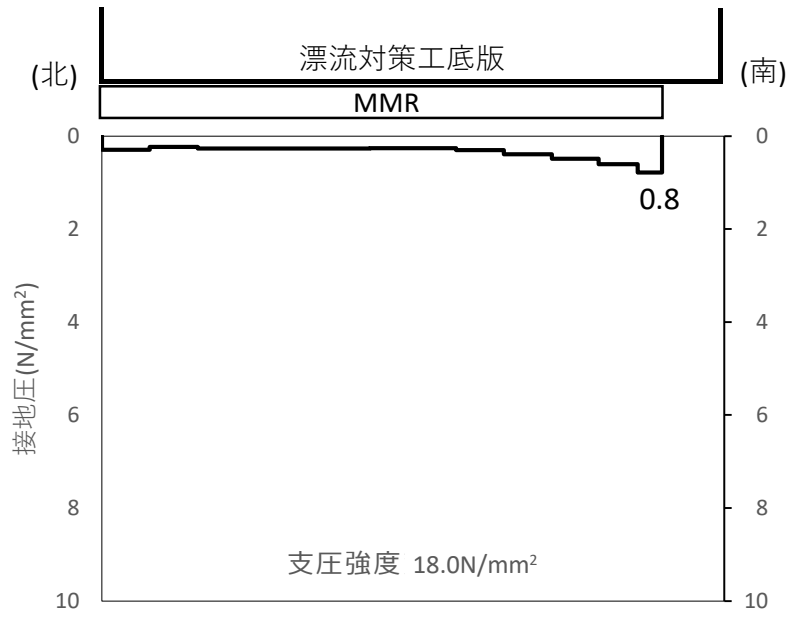


図 6-10(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S_s-D (+-), 解析ケース①)

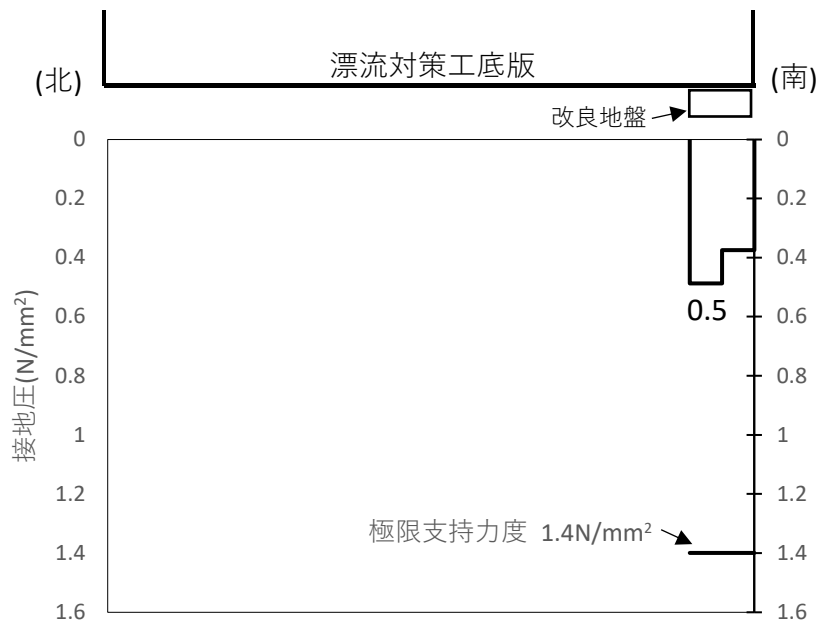


図 6-10(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S_s-D (-), 解析ケース①)

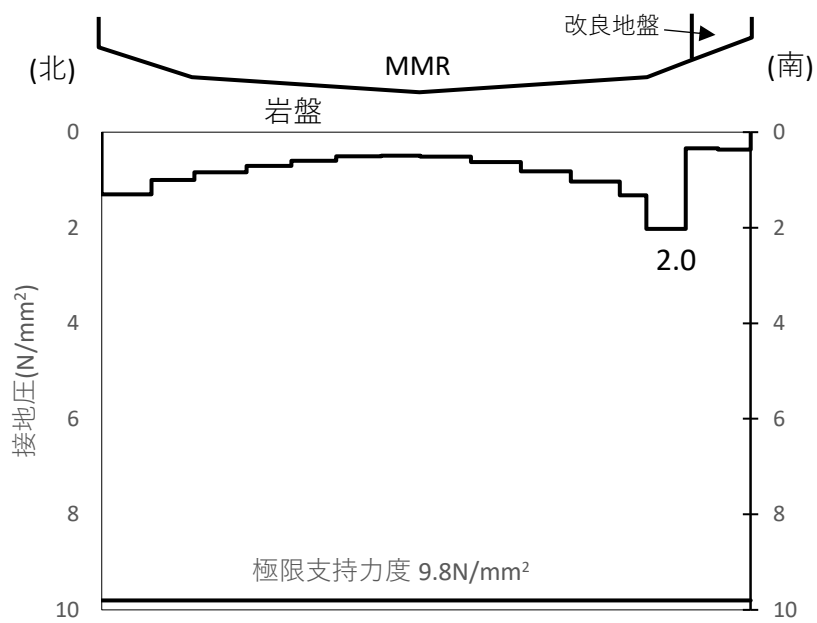


図 6-10(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)
 (S s - D (- -) , 解析ケース①)

3. 防波壁通路防波扉（3号機東側）に関する耐震計算書

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	適用規格・基準等	21
3.	固有値解析	22
3.1	固有振動数の算出方法	22
3.1.1	解析モデルの設定	22
3.2	固有振動数の算出条件等	23
3.2.1	記号の説明	23
3.2.2	固有振動数の算出方法	23
3.2.3	固有振動数の計算条件	24
3.3	固有振動数の算出結果	24
4.	耐震評価	25
4.1	記号の定義	25
4.2	評価対象断面	34
4.3	解析方法	36
4.3.1	施設	36
4.3.2	地盤物性のばらつき	36
4.3.3	減衰係数	37
4.3.4	解析ケース	37
4.4	荷重及び荷重の組合せ	39
4.4.1	耐震評価上考慮する状態	39
4.4.2	荷重	39
4.4.3	荷重の組合せ	40
4.5	入力地震動	41
4.6	解析モデル及び諸元	54
4.6.1	解析モデル	54
4.6.2	使用材料及び材料の物性値	56
4.6.3	地盤の物性値	58
4.6.4	地下水位	58

4.7	評価対象部位	59
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	59
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	59
4.8	許容限界	60
4.8.1	防波扉	60
4.8.2	漂流物対策工	64
4.9	評価方法	68
4.9.1	防波扉	68
4.9.2	漂流物対策工	82
5.	評価条件	99
6.	耐震評価結果	105
6.1	防波扉	105
6.2	漂流物対策工	121

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（3号機東側）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図2-1に示す。



図2-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、改良地盤を介して岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、防波扉基礎スラブにはグラウンドアンカを設置している。

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2-2及び図2-3に示す。

防波扉の構造図を図2-4及び図2-5に、防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2-6に、水密ゴムの概念図を図2-7に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図2-8及び図2-9に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2-10に示す。

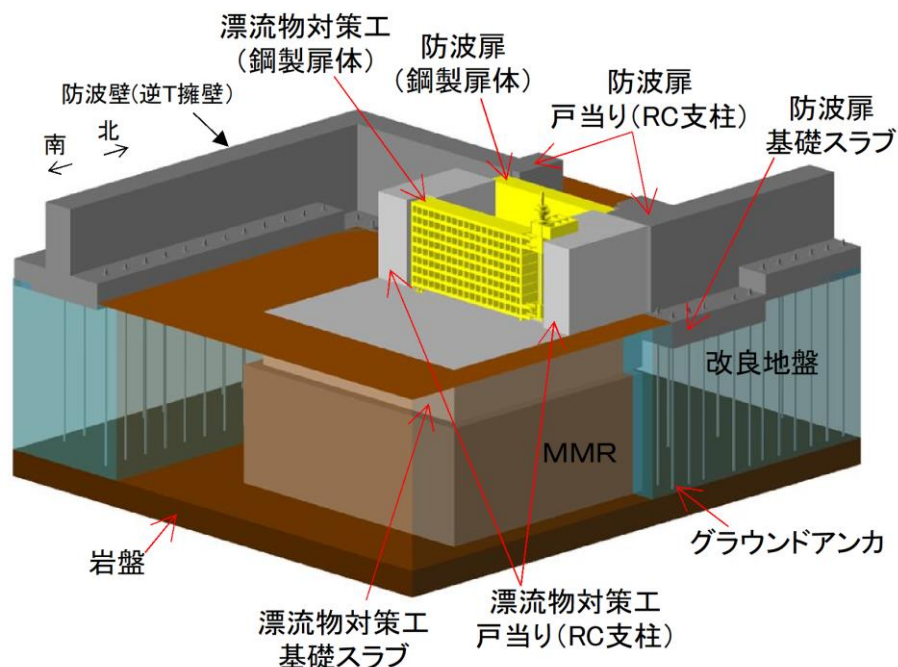


図2-2(1) 防波扉（3号機東側）の構造概要図

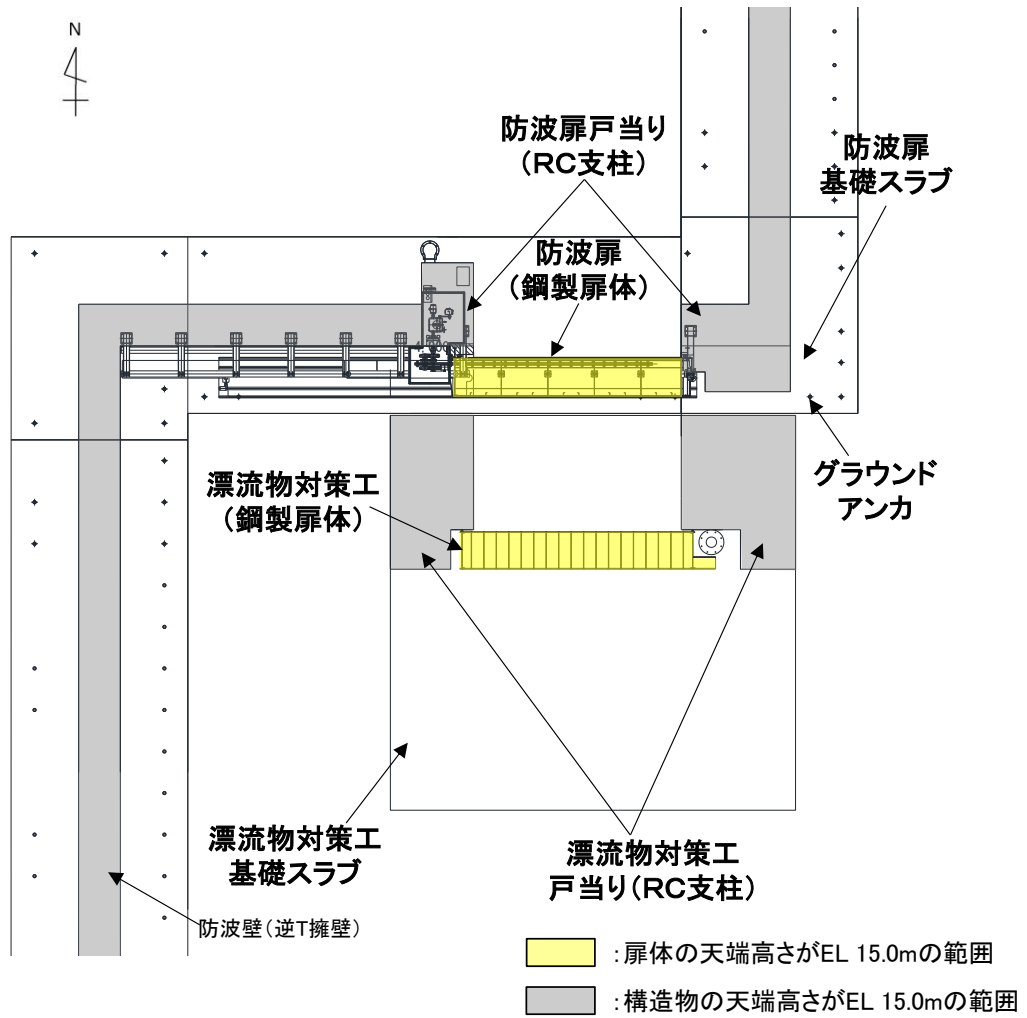


図 2-2(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

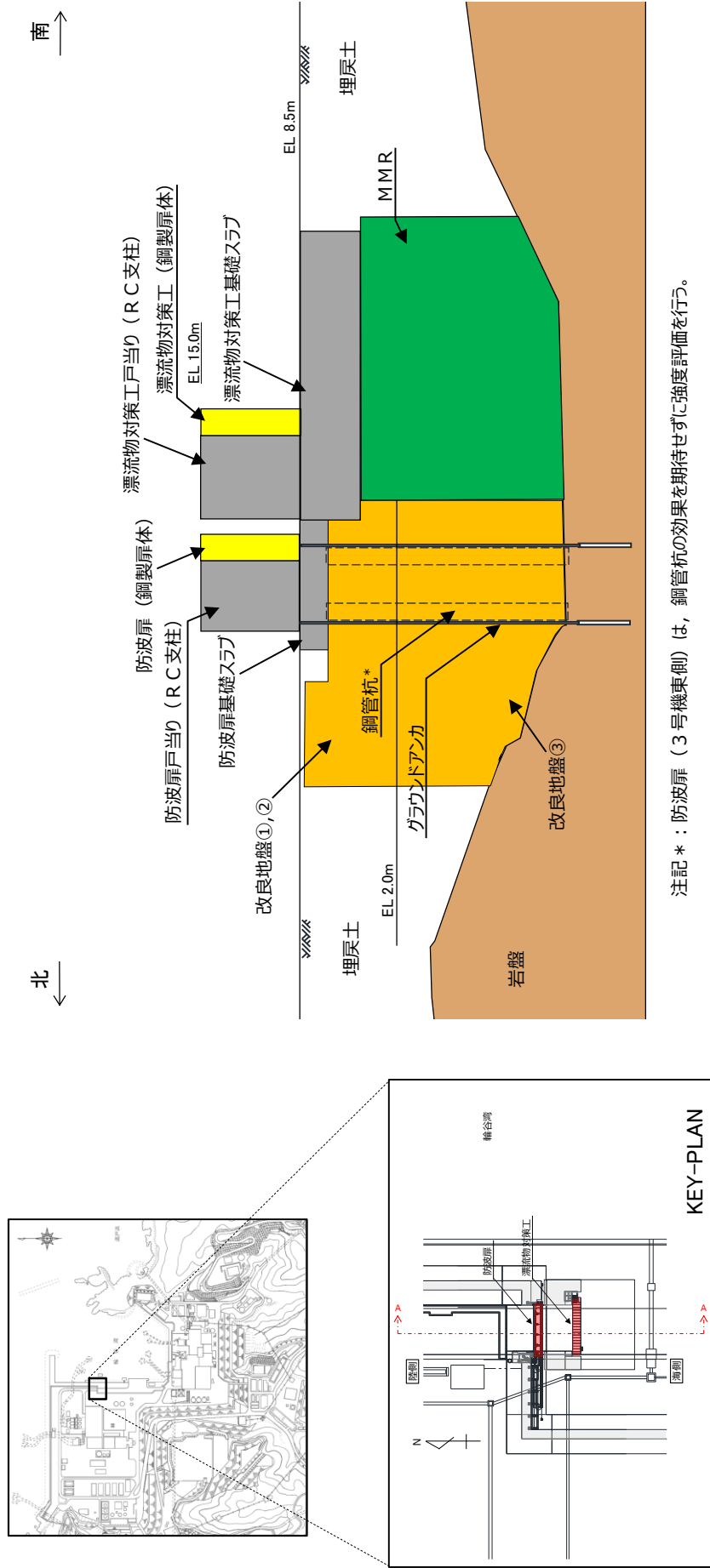


図 2-3 防波扉（3号機東側）の構造概要図（断面図）

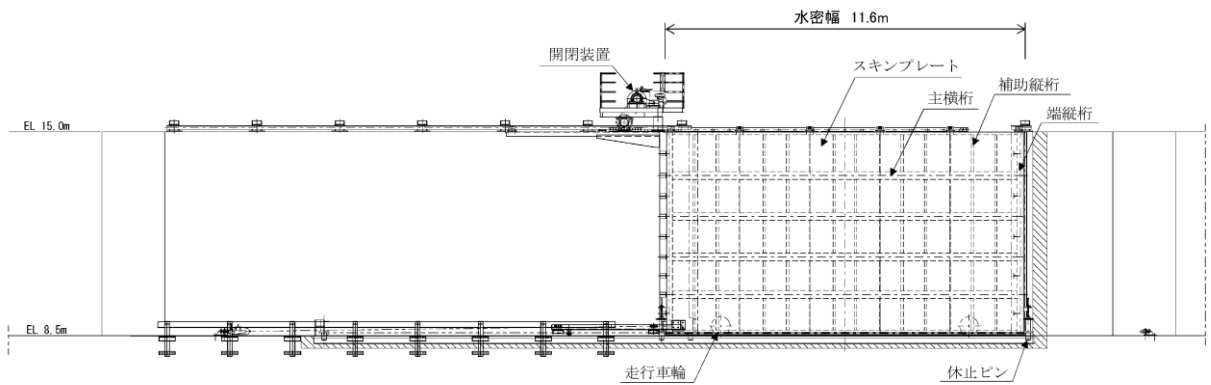
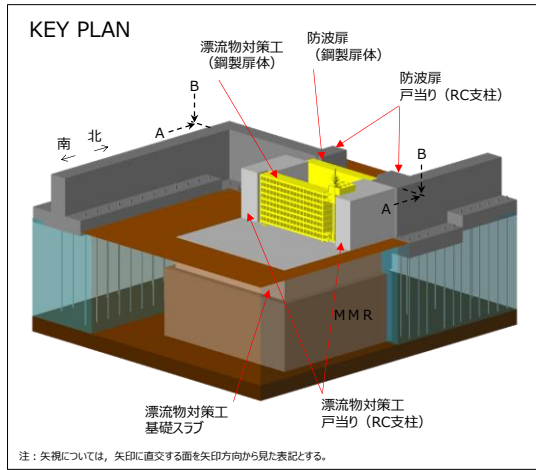


図 2-4(1) 防波扉（3号機東側）の構造図（鋼製扉体正面図，A-A断面）

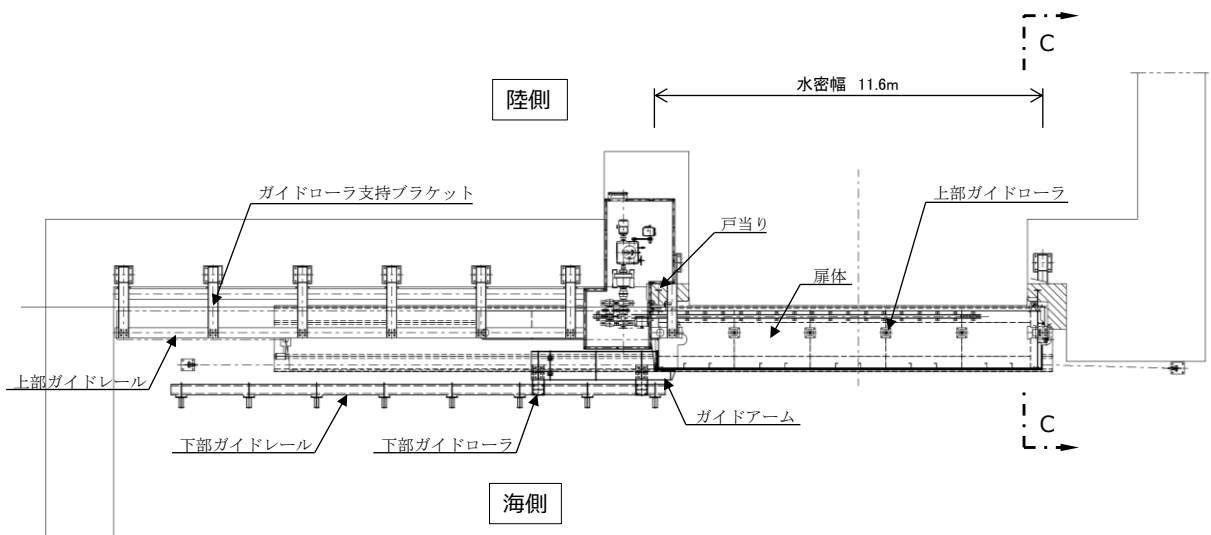
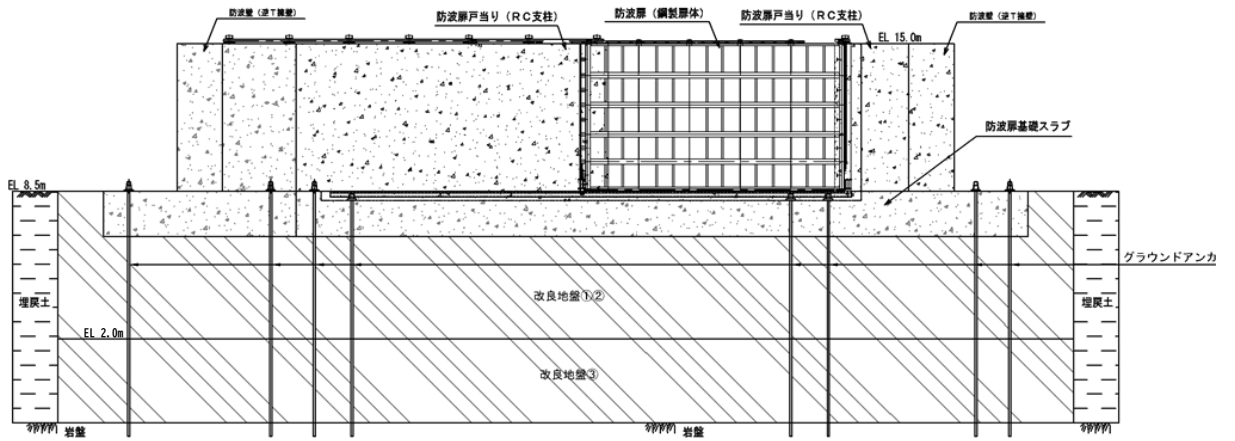


図 2-4(2) 防波扉（3号機東側）の構造図（鋼製扉体平面図，B-B断面）



注：海側から陸側を望む

図 2-5(1) 防波扉（3号機東側）の構造図（基礎正面図，A-A断面）

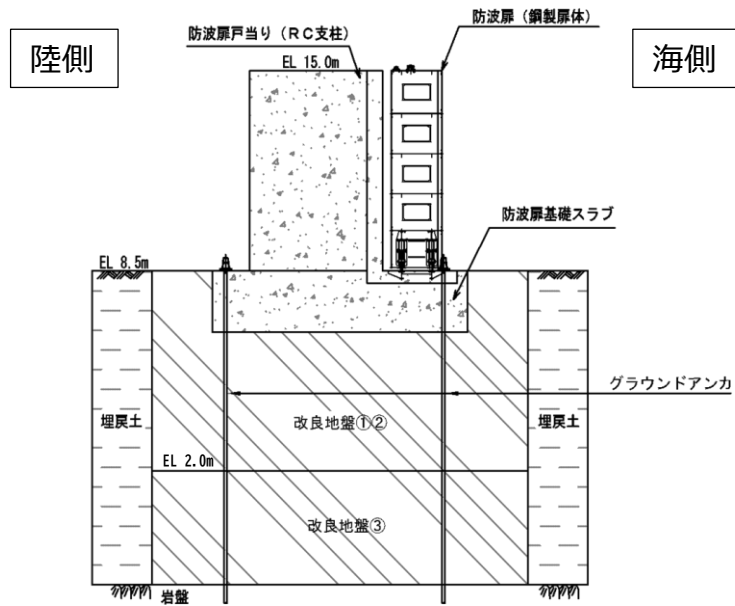


図 2-5(2) 防波扉（3号機東側）の構造図（基礎断面図，C-C断面）

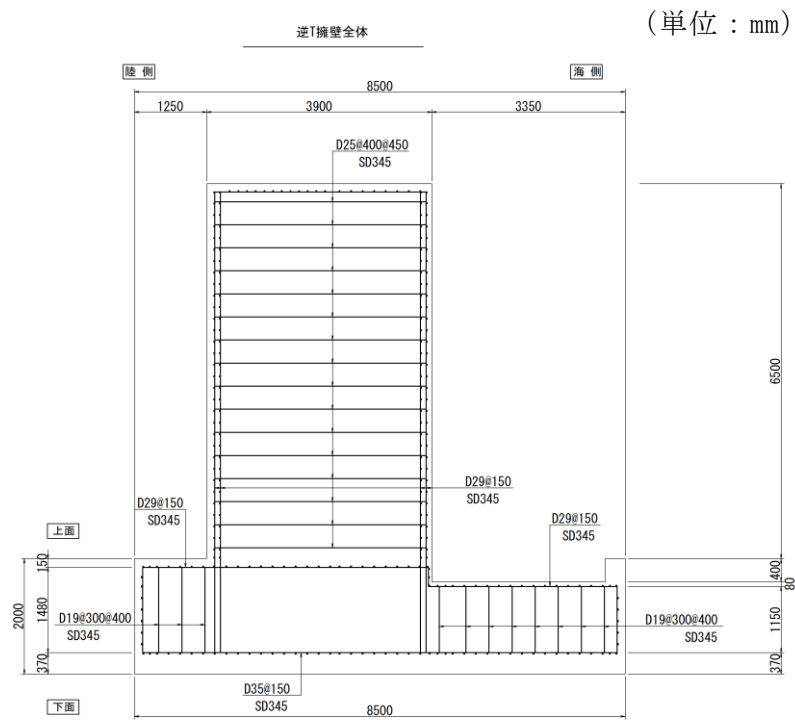
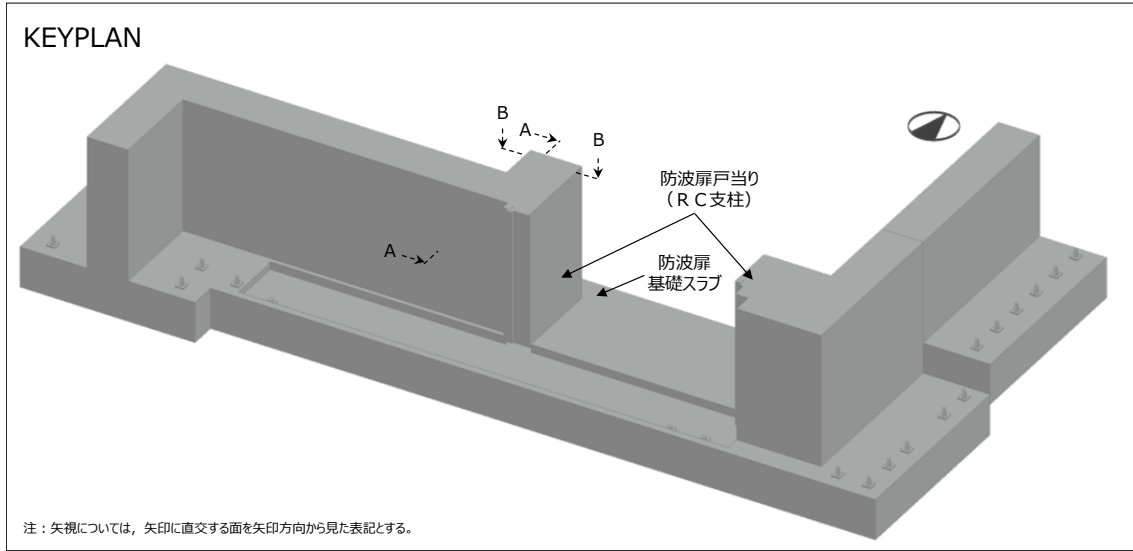


図 2-6(1) 防波扉戸当り (RC支柱) 及び防波扉基礎スラブの概略配筋図 (A-A断面)

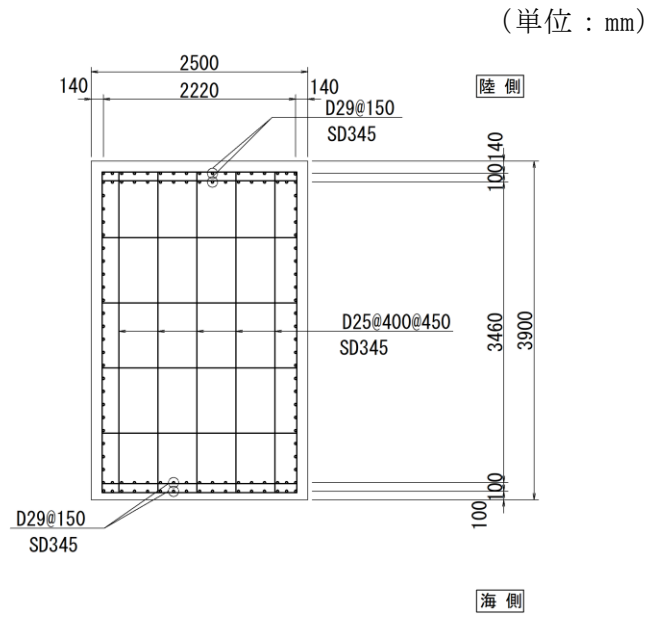
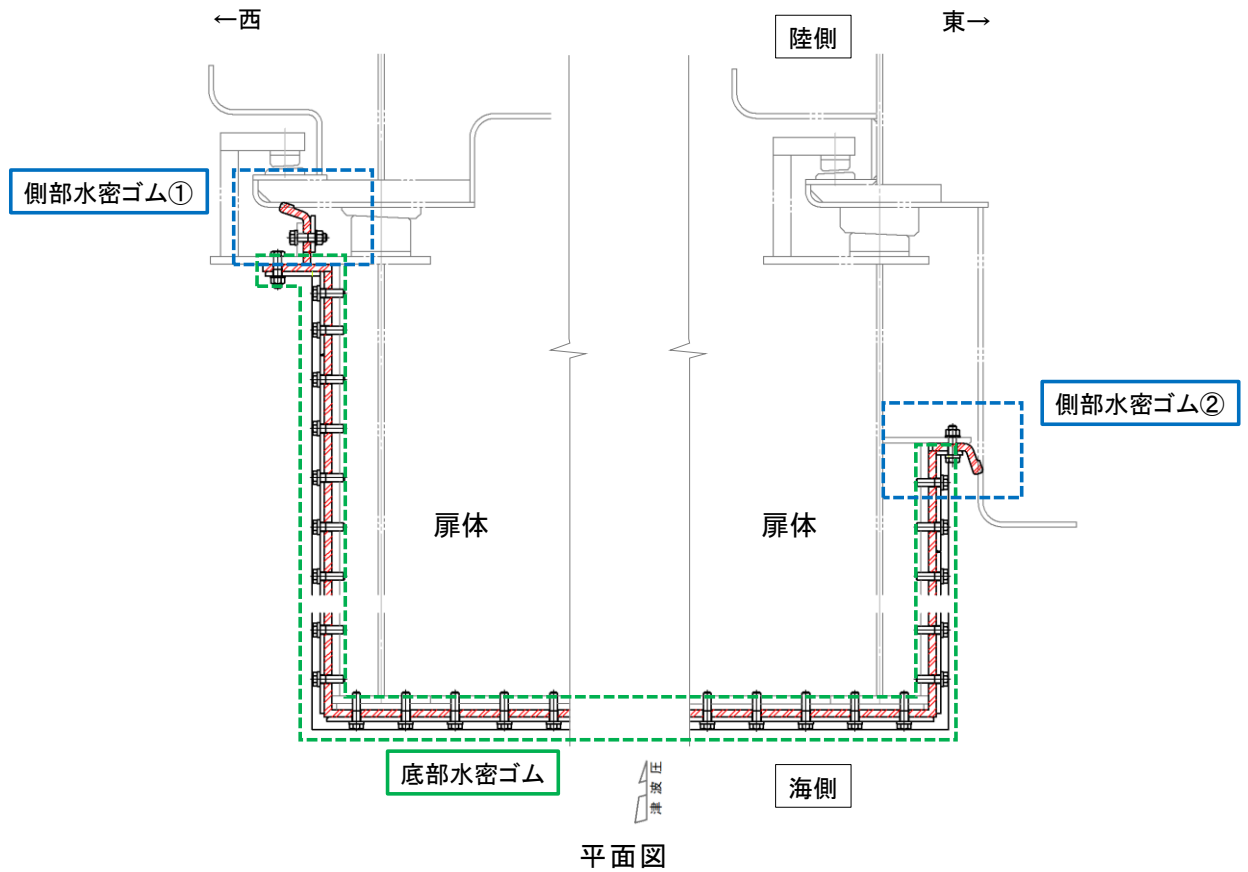
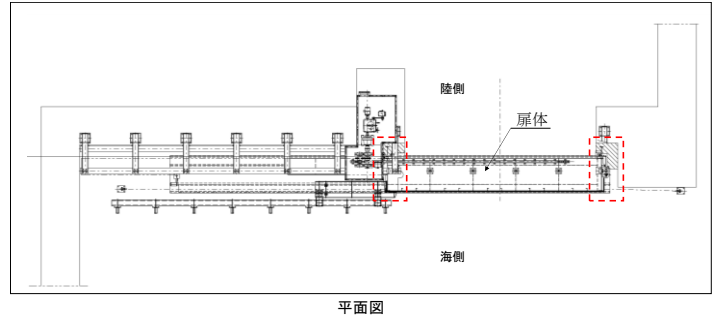
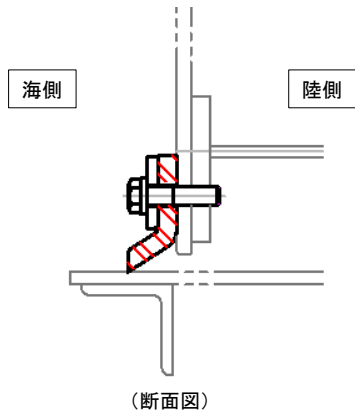


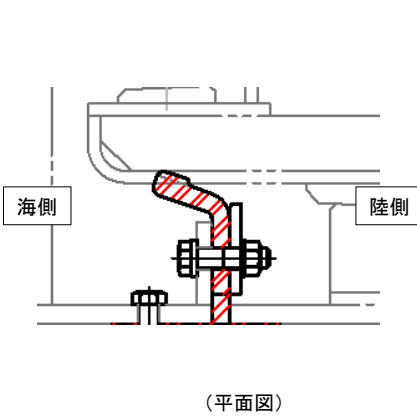
図 2-6(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図 (B-B 断面)



底部水密ゴム



側部水密ゴム①



側部水密ゴム②

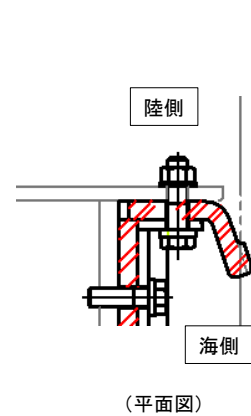


図 2-7 防波扉の水密ゴム概念図

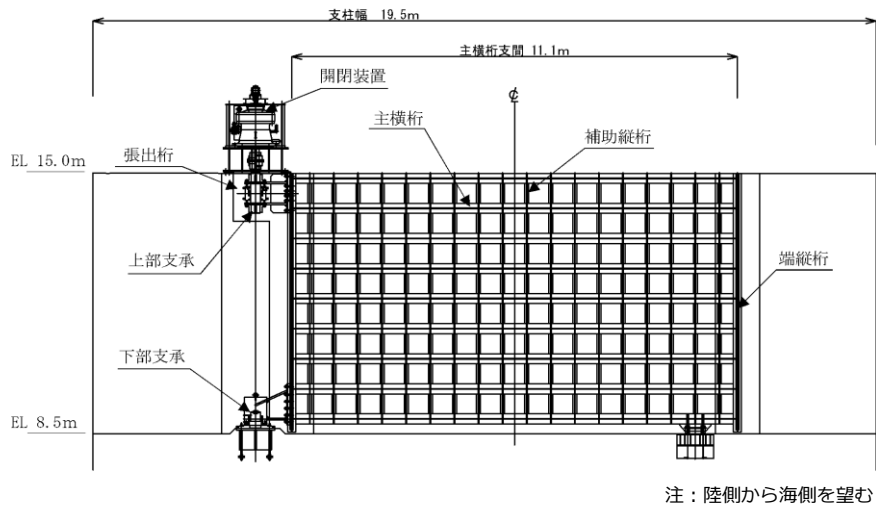
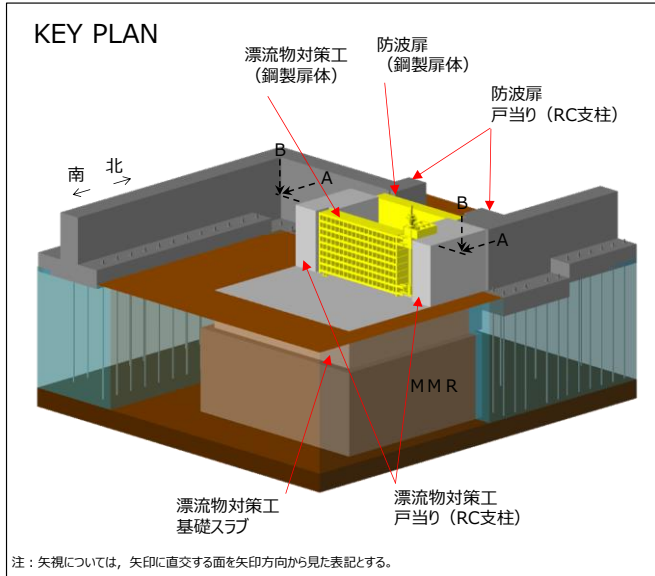


図 2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

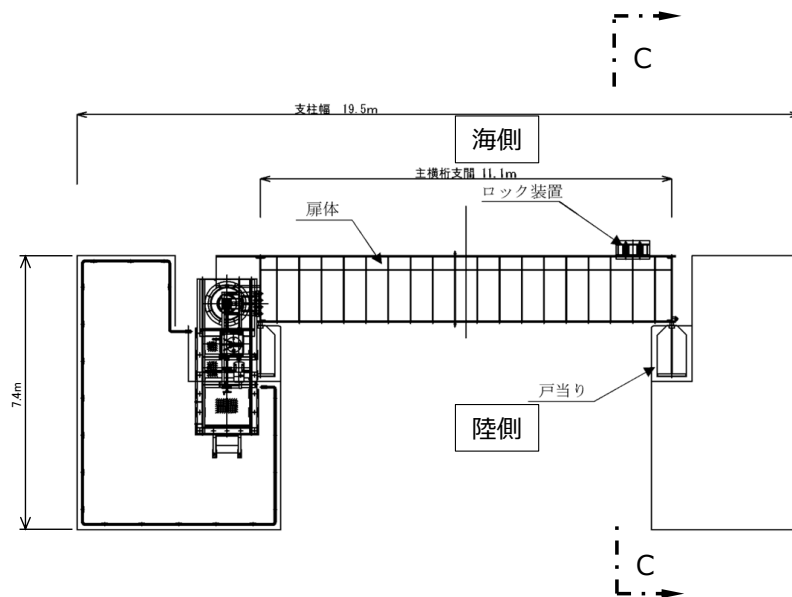


図 2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

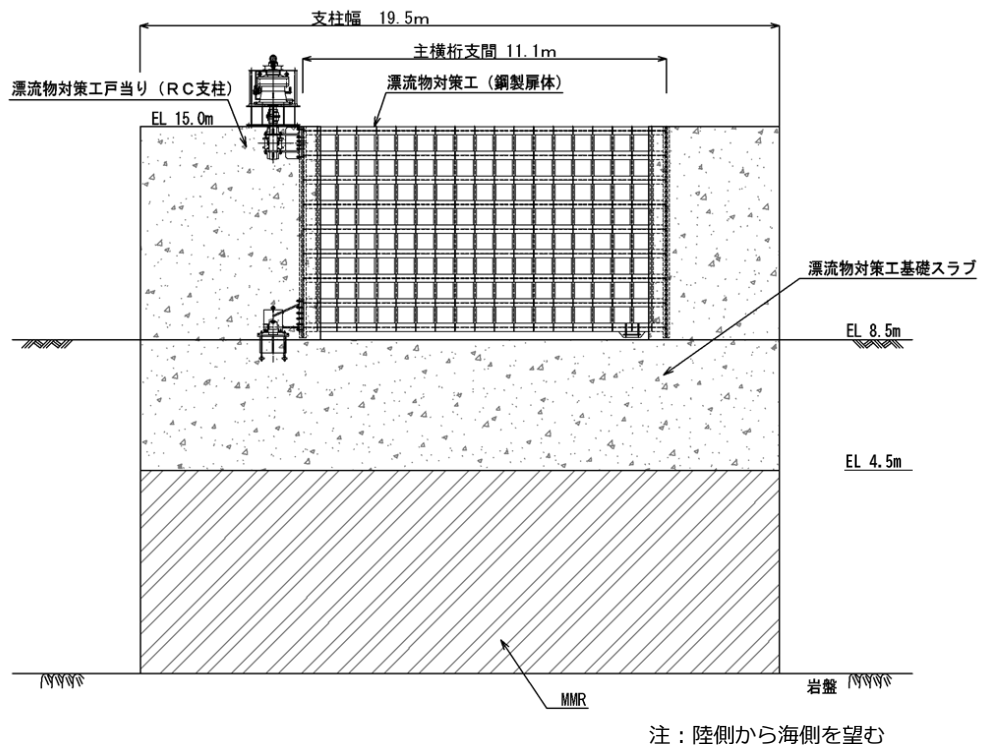


図 2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A 断面)

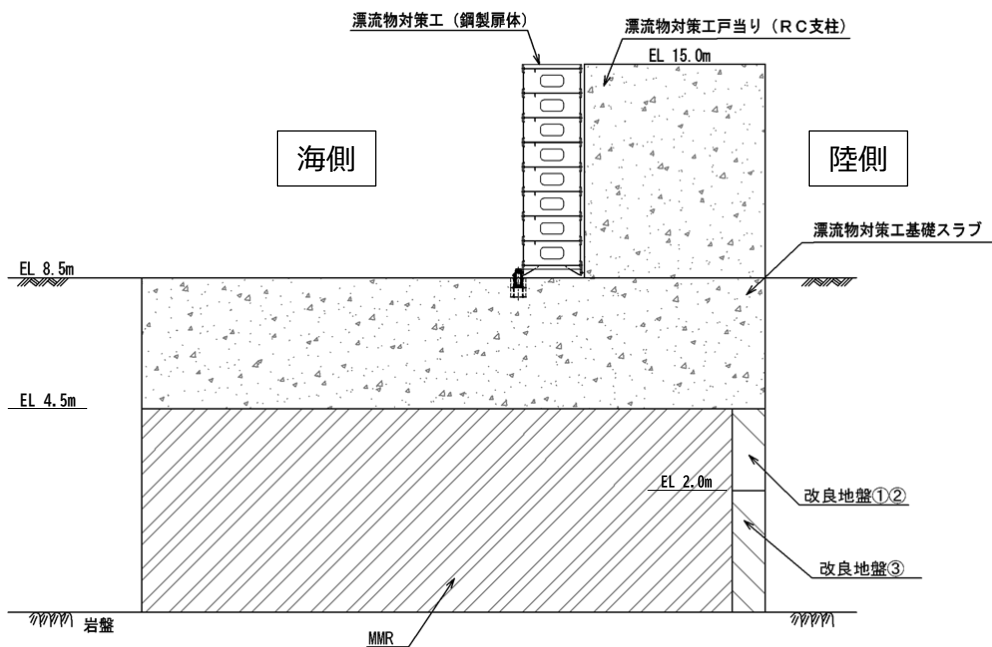


図 2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C 断面)

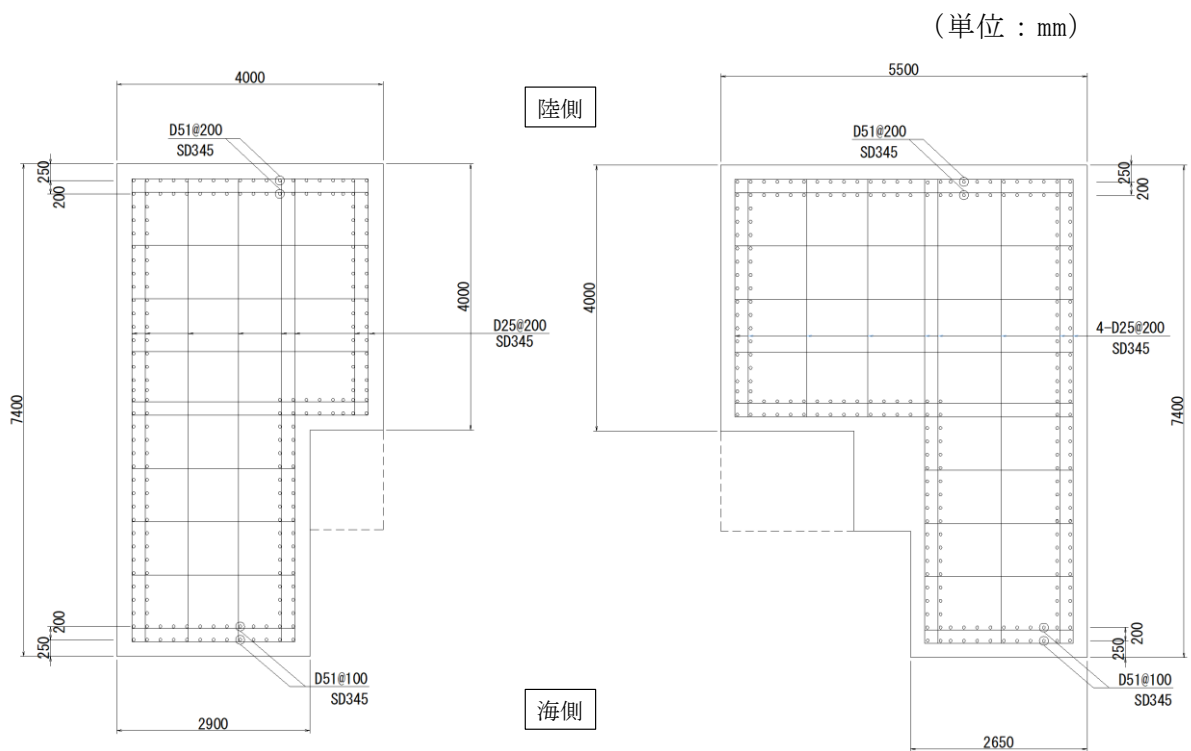
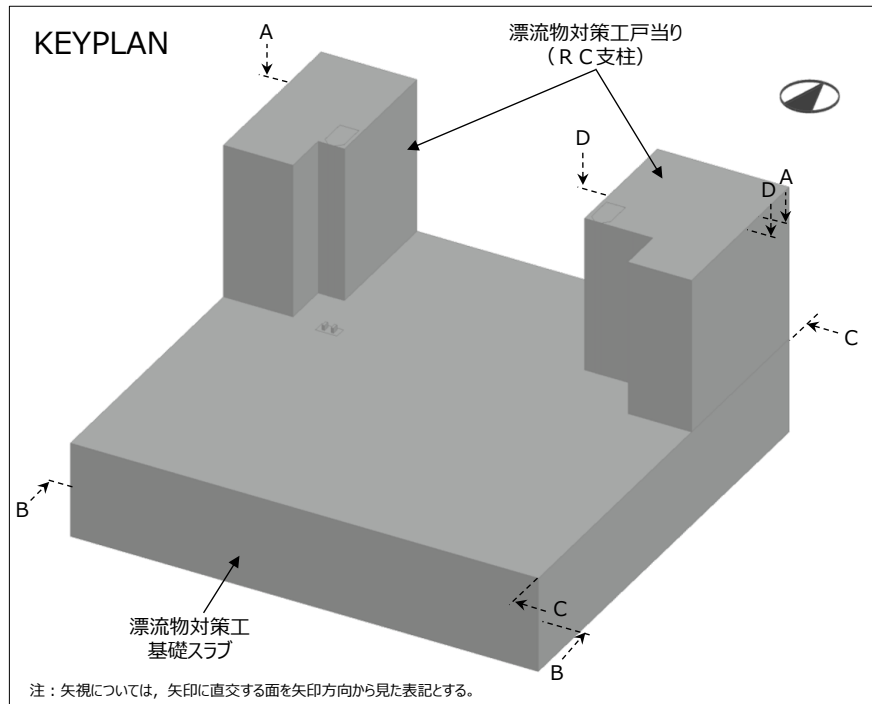


図 2-10(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

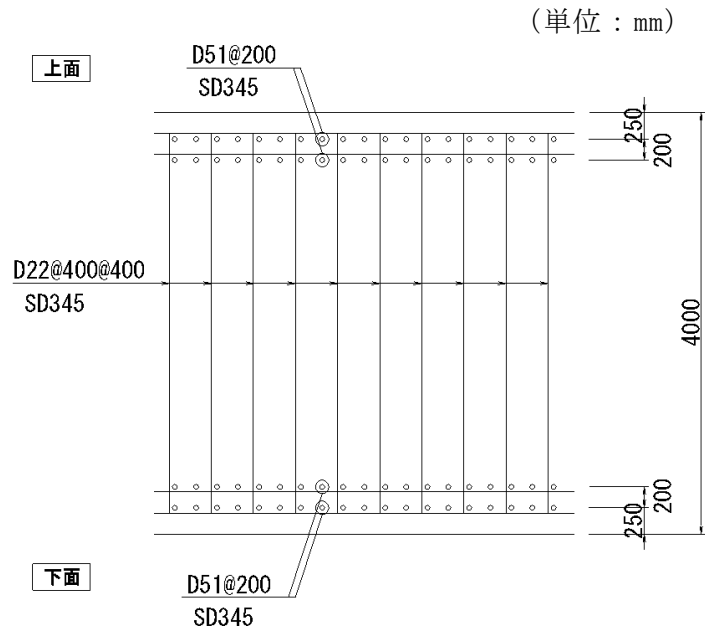


図 2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

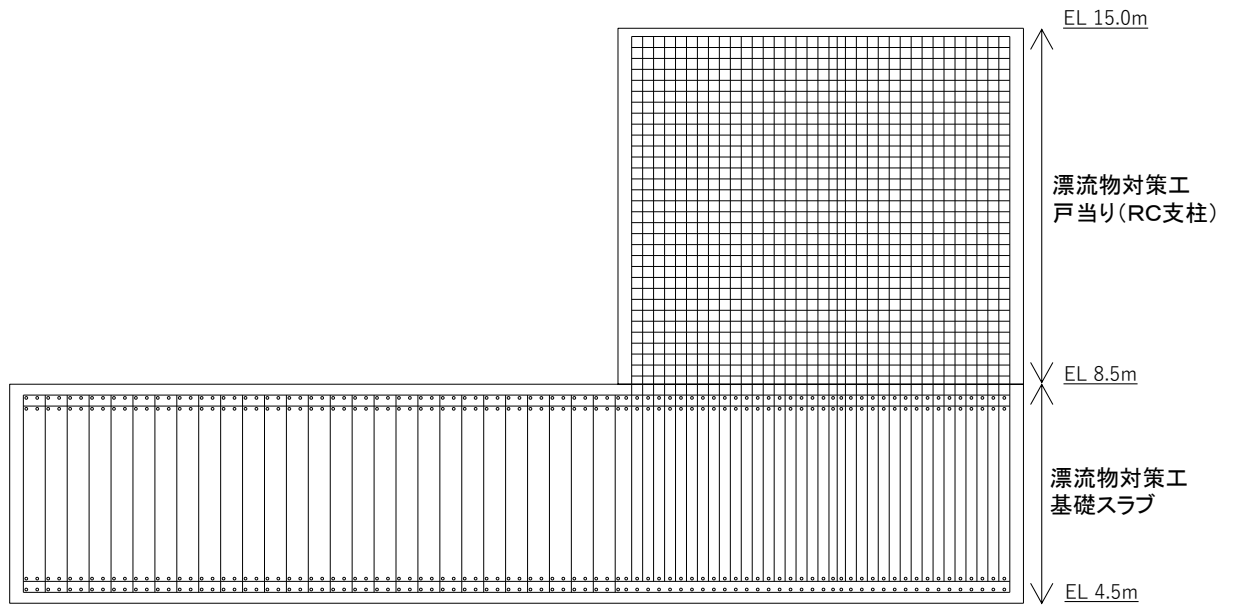
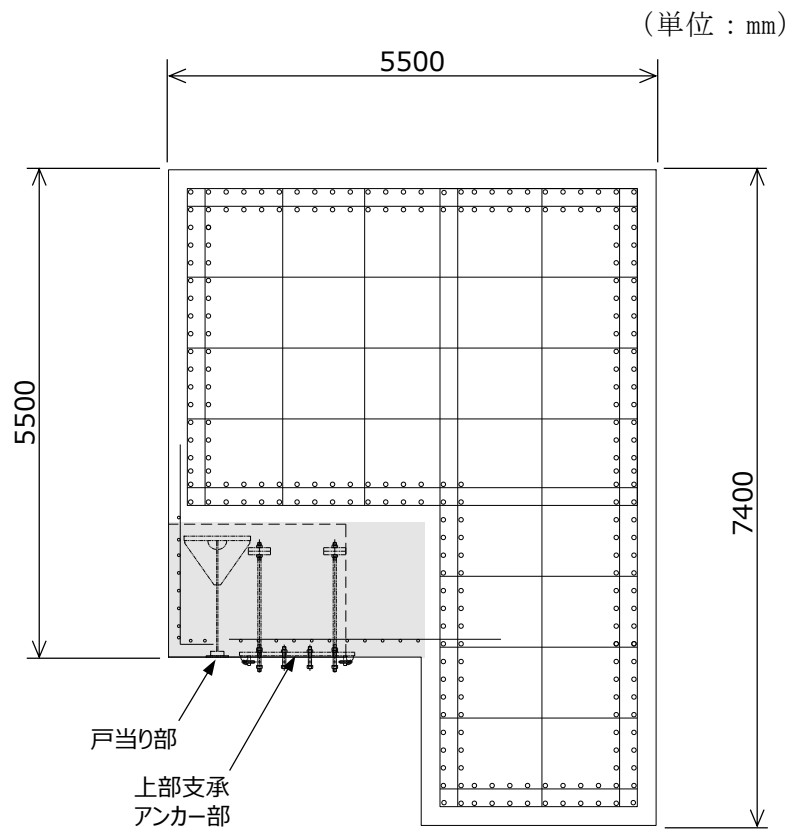


図 2-10(3) 漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)



注 : なお, 戸当り部及び上部支承アンカー部には, ひび割れ補強鉄筋を配置する。
ひび割れ補強鉄筋は構造部材として期待していない。

図 2-10(4) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー部付近における概略配筋図 (D-D 断面)

2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（3号機東側）の各部位の役割及び性能目標を表2-1及び表2-2に示す。

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2-3に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤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止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力度、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（3号機東側）の耐震評価フローを図2-11に示す。

表 2-1 防波扉（3号機東側）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。
	グラウンド アンカ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに反映し，防波扉への相互作用を考慮する）。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに反映し，防波扉への相互作用を考慮する）。

表 2-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

部位	性能目標			耐震性	耐津波性 (遮水性、難透水性)
	鉛直支持	すべり安定性			
施設	防波扉 (鋼製扉体)			構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。 防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。 防波扉（鋼製扉体）の支持機能を喪失して防波扉（鋼製扉体）との間から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)				
	防波扉基礎 スラブ	-			
	グラウンド アンカ				
施設	漂流物対策工 (鋼製扉体)			防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)				
	漂流物対策工 基礎スラブ	-			
地盤	改良地盤	防波扉及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。		地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を維持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤				-
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			-

表 2-3 防波扉（3号機東側）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・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン	発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ		発生する応力（曲げ 応力 ，せん断 応力 及びグラウンドアンカによる支圧 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ		発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，支承部，支承アンカー，ロック装置，戸当り	発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ		発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン	発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ		発生する応力（曲げ 応力 ，せん断 応力 及びグラウンドアンカによる支圧 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ		発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

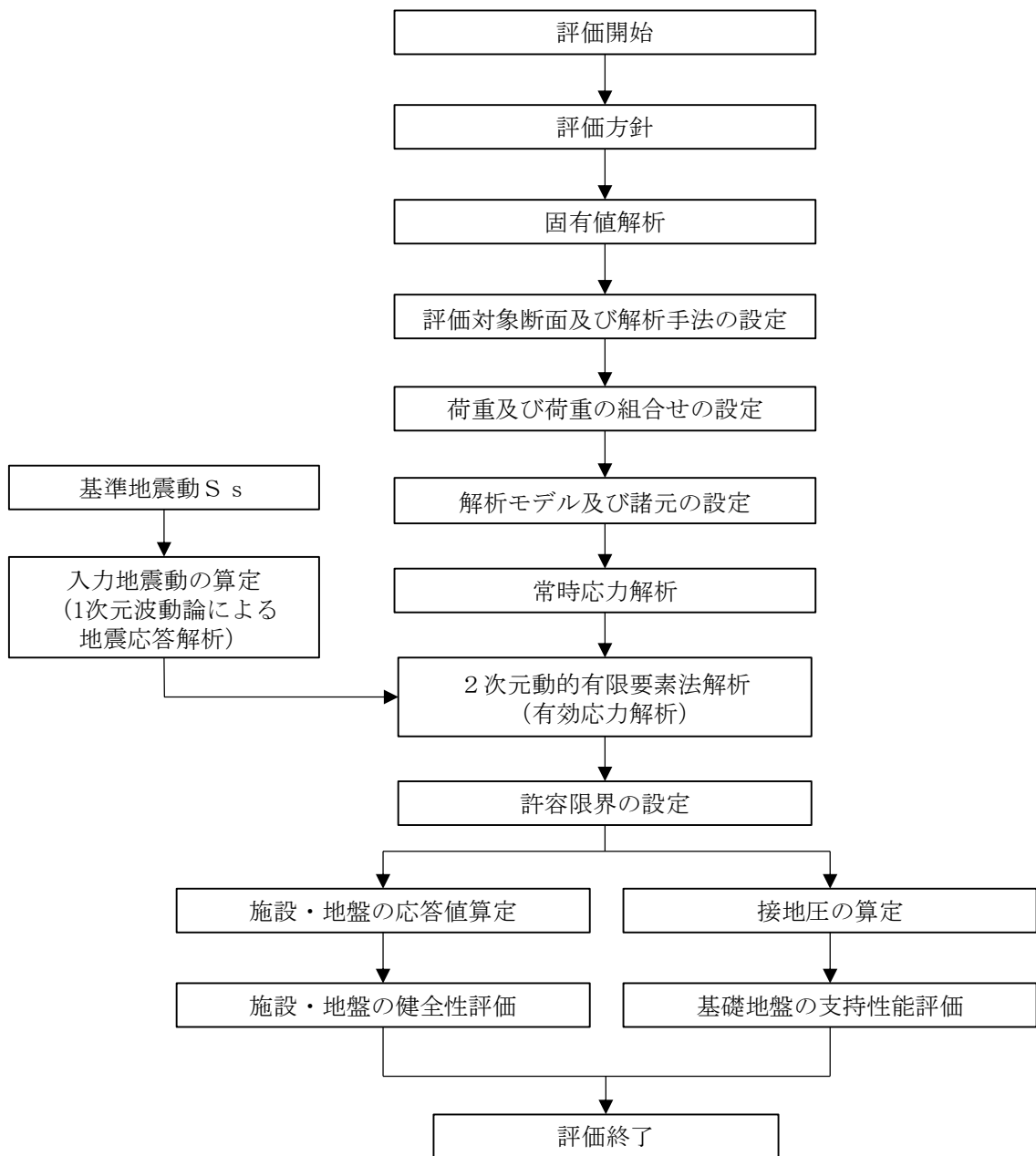


図 2-11 防波壁（3号機東側）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・機械工学便覧 ((社) 日本機械学会)
- ・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)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012) ((社) 地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の構造に応じて解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、左右端のRC支柱及びロック装置により扉体を支持する構造であることから、両端ヒンジ梁として計算する。解析モデル図を図3-1に示す。

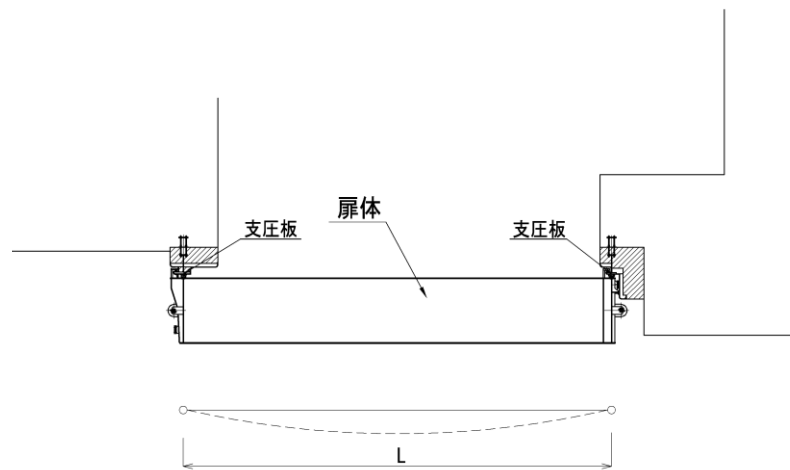


図3-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

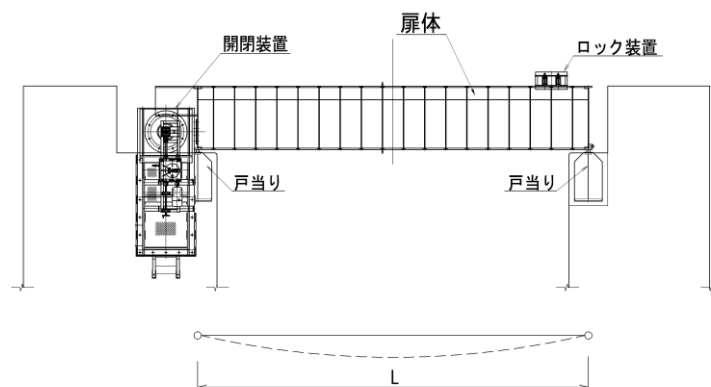


図3-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数算出に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	m	スパン長
λ	—	支持条件によって定まる係数
γ	kN/m ³	単位体積重量
A	m ²	断面積
E	kN/m ²	縦弾性係数
I	m ⁴	断面二次モーメント
g	m/s ²	重力加速度

3.2.2 固有振動数の算出方法

1 次固有振動数 f を「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2 \pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{E I g}{\gamma A}}$$

3.2.3 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出条件を表 3-2 に示す。

表 3-2 固有振動数の計算条件

記号	定義	数値		単位
		防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)	
L	スパン長	11.4	11.3	m
λ	支持条件によって定まる係数	3.14	3.14	—
γ	単位体積重量	77	77	kN/m ³
A	断面積	0.206	0.0466	m ²
E	縦弾性係数	2.00×10^8	2.00×10^8	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.143	0.0216	m ⁴
g	重力加速度	9.81	9.81	m/s ²

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出結果を表 3-3 に示す。防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数は 20Hz 以上であり、剛構造として扱う。

表 3-3 固有周期の計算結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	50.8
漂流物対策工（鋼製扉体）	42.3

4. 耐震評価

4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (1/4)

部材	記号	単位	定義
主桁	W	kN/m	主桁の負担荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	B	m	水密幅
	L	m	支圧板中心間
	M	kN・m	主桁の曲げモーメント
	S	kN	主桁のせん断力
	N	kN	主桁の軸力
	Z	mm ³	主桁の断面係数
	D	mm	側部水密幅
	A _w	mm ²	主桁の腹板断面積
	A _g	mm ²	主桁の断面積
	σ	N/mm ²	主桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	主桁のせん断応力度
	σ _a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度
補助縦桁	P	kN/m ²	補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	a	m	補助縦桁間隔
	b	m	主桁間隔
	M	kN・m	補助縦桁の曲げモーメント
	S	kN	補助縦桁のせん断力
	Z	mm ³	補助縦桁の断面係数
	A _w	mm ²	補助縦桁の腹板断面積
	σ	N/mm ²	補助縦桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	補助縦桁のせん断応力度
	σ _a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度
端縦桁	R	kN	主桁の支点反力
	A	mm ²	補剛材の有効断面積
	σ _c	N/mm ²	端縦桁の圧縮応力度
	σ _{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
支圧板	W _{gh}	kN/m	地震時慣性力
	W	N/mm ²	風荷重
	B	mm	扉体の水密幅
	b	mm	支圧板の有効幅
	σ _p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ _a	N/mm ²	許容支圧応力度

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (2/4)

部材	記号	単位	定義
戸当り	P	kN/m	戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	b_f	mm	戸当り底面フランジ幅
	t_f	mm	戸当り底面フランジ板厚
	B	mm	扉体の水密幅
	h	mm	戸当りの桁高
	L	mm	堰柱側面より戸当りフランジ端面までの深さ
	σ_b	N/mm ²	戸当り底面フランジの曲げ応力度
	σ_k	N/mm ²	戸当りコンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	戸当りコンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	許容支圧応力度
	τ_{ca}	N/mm ²	許容せん断応力度
走行車輪	R_1	kN	海側車輪荷重
	R_2	kN	陸側車輪荷重
	W_g	kN	扉体自重
	W_{s1}	kN	扉体天端の積雪荷重
	W_{s2}	kN	ガイドアームの積雪荷重
	P	kN	車輪荷重
	E_1	N/mm ²	車輪の弾性係数
	E_2	N/mm ²	車輪踏面板の弾性係数
	B	mm	車輪有効踏面板幅
	R	mm	車輪半径
	C	mm	接触幅の 1/2
	M	N・mm	走行車輪軸の曲げモーメント
	S	N	走行車輪軸のせん断力
	A	mm ²	走行車輪軸の断面積
	Z	mm ³	走行車輪軸の断面係数
	L	mm	車輪受桁の支持間隔
	a	mm	車輪受桁の荷重載荷位置
	b	mm	車輪受桁の荷重載荷位置
	M_c	N・mm	車輪受桁の曲げモーメント
	S_b	N	車輪受桁のせん断力
	Z_1	mm ³	車輪受桁の断面係数
	A_w	mm ²	車輪受桁の腹板断面積
	p	N/mm ²	接触面圧応力度
	σ	N/mm ²	車輪軸の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	車輪軸のせん断応力度
σ	N/mm ²	車輪受桁の曲げ応力度	
τ	N/mm ²	車輪受桁のせん断応力度	

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (3/4)

部材	記号	単位	定義
走行 車輪	σ_a	N/mm ²	許容接触面圧応力度
	σ_{a1}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	許容せん断応力度
	σ_{a2}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_{a2}	N/mm ²	許容せん断応力度
車輪 戸当り	P	kN	車輪荷重
	K	N/mm ²	車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度
	a	mm	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2
	M	N・mm	車輪戸当りの曲げモーメント
	S	N	車輪戸当りのせん断力
	I	mm ⁴	車輪戸当りの断面 2 次モーメント
	B	mm	車輪戸当りの底面フランジ幅
	Z	mm ³	車輪戸当りの断面係数
	A _w	mm ²	車輪戸当りの腹板断面積
	M _f	N・mm	底面フランジの曲げモーメント
	σ	N/mm ²	車輪戸当りの曲げ応力度
	τ	N/mm ²	車輪戸当りのせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
ガイド アーム	P _v	kN・m	地震時鉛直荷重
	W _g	kN	扉体自重
	W _s	kN	積雪荷重
	M _m	kN・m	ガイドアームの曲げモーメント
	S _m	kN	ガイドアームのせん断力
	Z _c	mm ³	ガイドアームの断面係数
	A _w	mm ²	ガイドアームの腹板面積
	σ_c	N/mm ²	ガイドアームの曲げ応力度
	τ_c	N/mm ²	ガイドアームのせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	

表 4-1 防波扉の耐震評価に用いる記号 (4/4)

部材	記号	単位	定義
休止 ピン	P_h	kN	休止ピンに作用する水平荷重
	W	kN	自重 (扉体自重+積雪荷重)
	M	$N \cdot mm$	休止ピンの曲げモーメント
	S	N	休止ピンのせん断力
	Z	mm^3	休止ピンの断面係数
	A	mm^2	休止ピンの断面積
	L_1	mm	休止ピンの片持ち梁長さ
	d	mm	休止ピンの径
	σ	N/mm^2	休止ピンの曲げ応力度
	τ	N/mm^2	休止ピンのせん断応力度
	σ_a	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (1/5)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
張出桁	M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
補助縦桁	M_3	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (2/5)

部材	記号	単位	定義
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm ²	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
支承部 (上部 支承 軸)	M_4	kN・m	支承軸の曲げモーメント
	R_{H1}	kN	上部支承軸水平作用荷重
	L_4	m	支承軸支持間隔
	S_4	kN	支承軸のせん断力
	Z_4	mm ³	支承軸の断面係数
	A_4	mm ²	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
支承部 (下部 支承 軸)	M_5	kN・m	支承軸の曲げモーメント
	R_{H3}	kN	下部支承軸水平作用荷重
	L_5	m	支承軸片持ち梁長さ
	S_5	kN	支承軸のせん断力
	Z_5	mm ³	支承軸の断面係数
	A_5	mm ²	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
支承部 (下部 支承 軸受)	R_v	kN	下部支承軸鉛直作用荷重
	R	mm	軸受(壺金)の球面の半径
	E	N/mm ²	軸受(壺金)の弾性係数
	p	N/mm ²	軸受(壺金)の支圧応力度
	p_a	N/mm ²	許容接触応力度
支承部 (支承 軸受)	R_2	kN	軸受け荷重
	C_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (3/5)

部材	記号	単位	定義
支承部 (浮上防止金物)	M_6	kN・m	浮上防止金物の曲げモーメント
	R_v	kN	下部支承鉛直上向き作用荷重
	L_6	m	浮上防止金物片持ち梁長さ
	S_6	kN	浮上防止金物のせん断力
	Z_6	mm ³	浮上防止金物の断面係数
	A_6	mm ²	浮上防止金物の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
	F	kN	固定ボルトの軸力
	a, b	mm	支持点からの距離
	A_7	mm ²	固定ボルトの有効断面積
	σ_t	N/mm ²	固定ボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
支承アンカー (上部支承アンカー)	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H1}	kN	上部支承軸水平作用荷重
	ℓ	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
	m	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
	τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度	

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (4/5)

部材	記号	単位	定義
支承アンカー (下部支承アンカー)	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H3}	kN	下部支承軸水平作用荷重
	L_5	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
	$2y$	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	
ロック装置	M	kN・m	曲げモーメント
	R_r	kN	ロック反力
	a	m	ロックビームの片持ち梁長さ
	n	本	ロックビーム数
	Z	mm ³	ロックビームの断面係数
	S	kN	ロックビームのせん断力
	A	mm ²	ロックビームのせん断面積
	σ	N/mm ²	ロックビーム曲げ応力度
	τ	N/mm ²	ロックビームせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 4-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (5/5)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_1	mm	扉体幅
	L_2	mm	主横桁の荷重分担長さ
	t_w	mm	腹板の厚さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
	σ_{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

4.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は，防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ，弱軸方向となる扉体直交方向に加振した場合の影響を評価する。防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図を図4-1に，縦断面図を図4-2に示す。

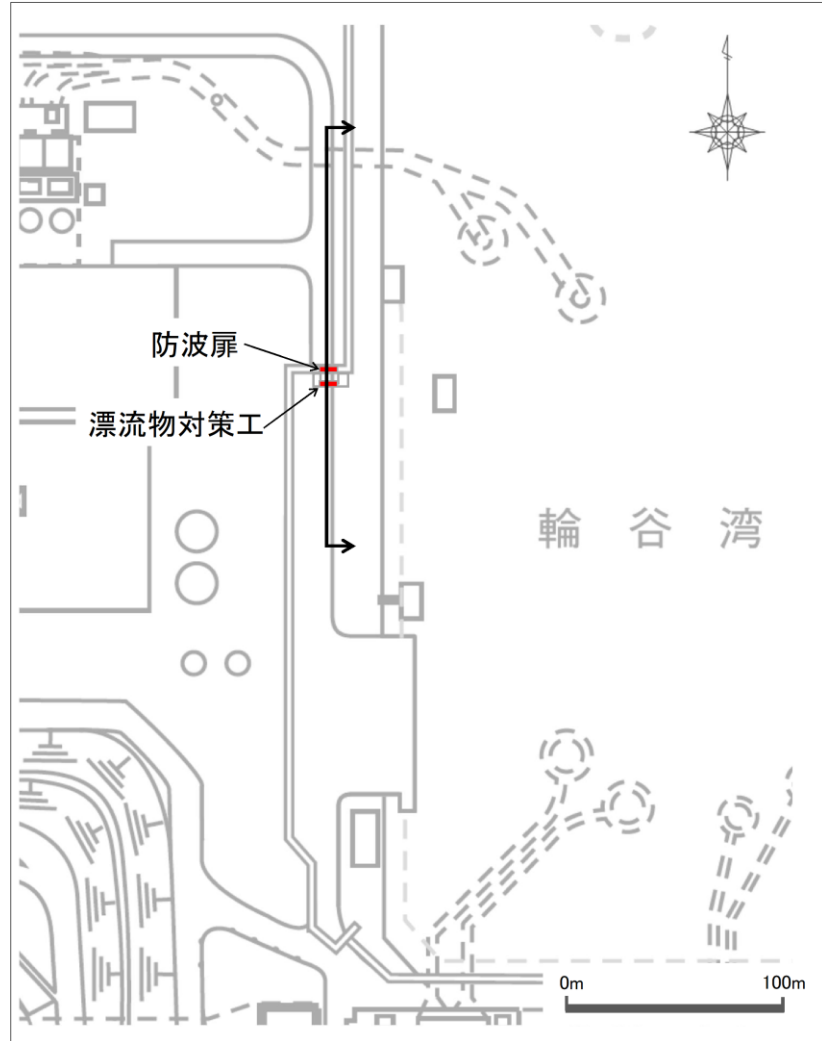


図4-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

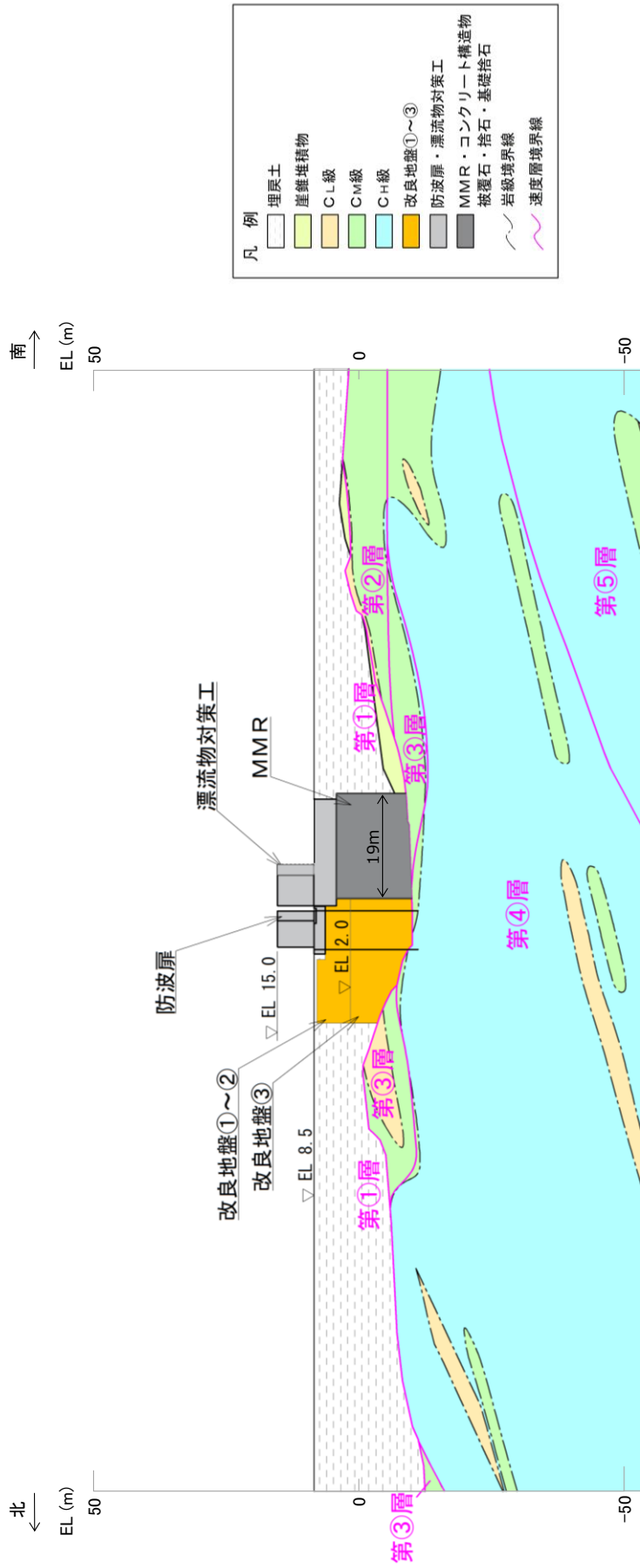


図 4-2 防波扉 (3号機東側) の縦断面図

4.3 解析方法

防波扉（3号機東側）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。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するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素、非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3.1 施設

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化する。

4.3.2 地盤物性のばらつき

防波扉（3号機東側）の地震時の応答は、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考慮する。地盤物性のばらつきについては、表4-3に示す解析ケースにおいて考慮する。

図4-2に示すとおり、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地震時に防波扉（3号機東側）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち、広範囲に分布しており、応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

詳細な解析ケースの考え方は、「4.3.4 解析ケース」に示す。

表 4-3 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	平均値 - 1σ	平均値

4.3.3 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰を設定する。

4.3.4 解析ケース

耐震評価においては、すべての評価対象断面及び基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。すべての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 4-4 に示す。

表 4-4 耐震計価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 _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

4.4 荷重及び荷重の組合せ

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

4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.4.2 荷重

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

また、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(2) 風荷重（Pk）

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

(3) 積雪荷重（Ps）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）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35.0cmとする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 地震荷重（Ss）

基準地震動Ssによる荷重を考慮する。

4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

4.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4-3 に入力地震動算定の概念図を、図 4-4～図 4-15 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

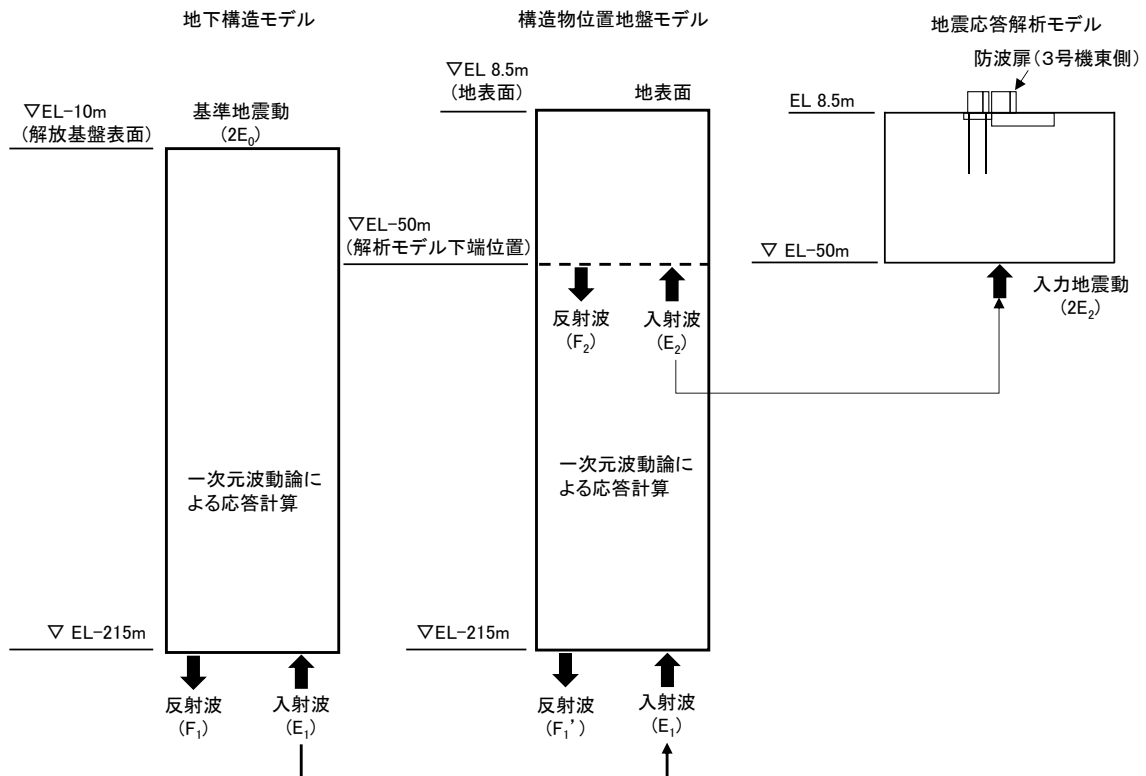
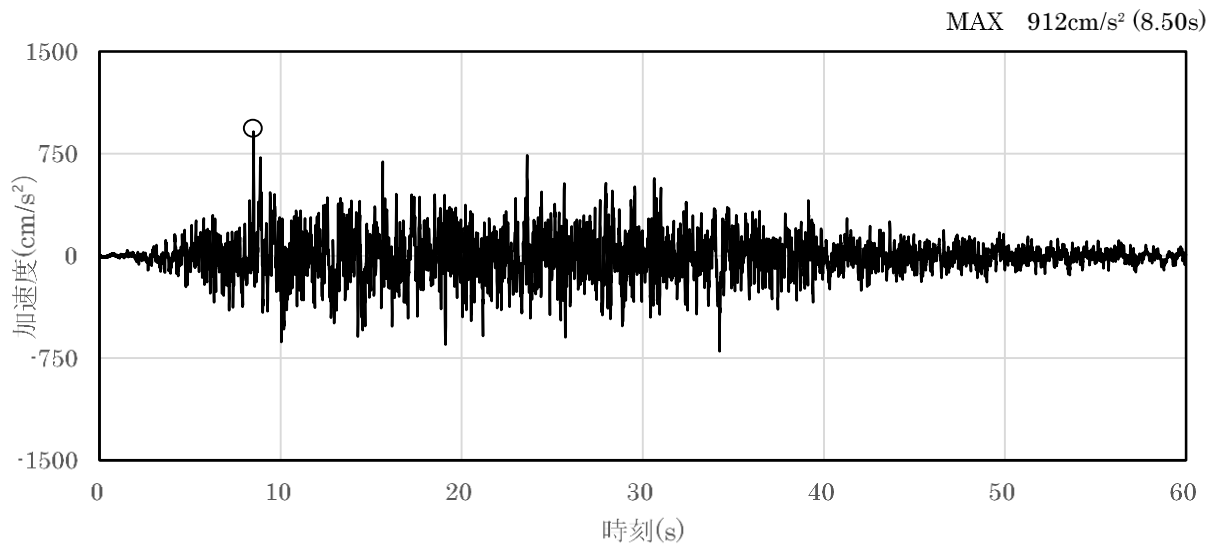
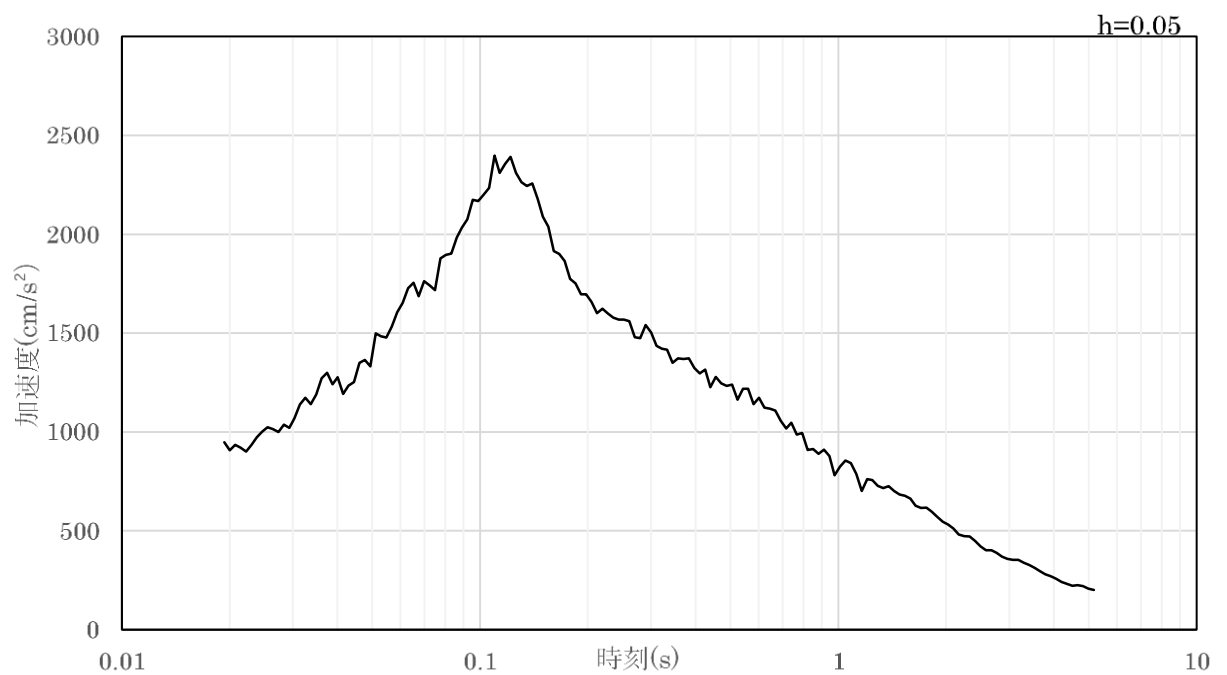


図 4-3 入力地震動算定の概念図

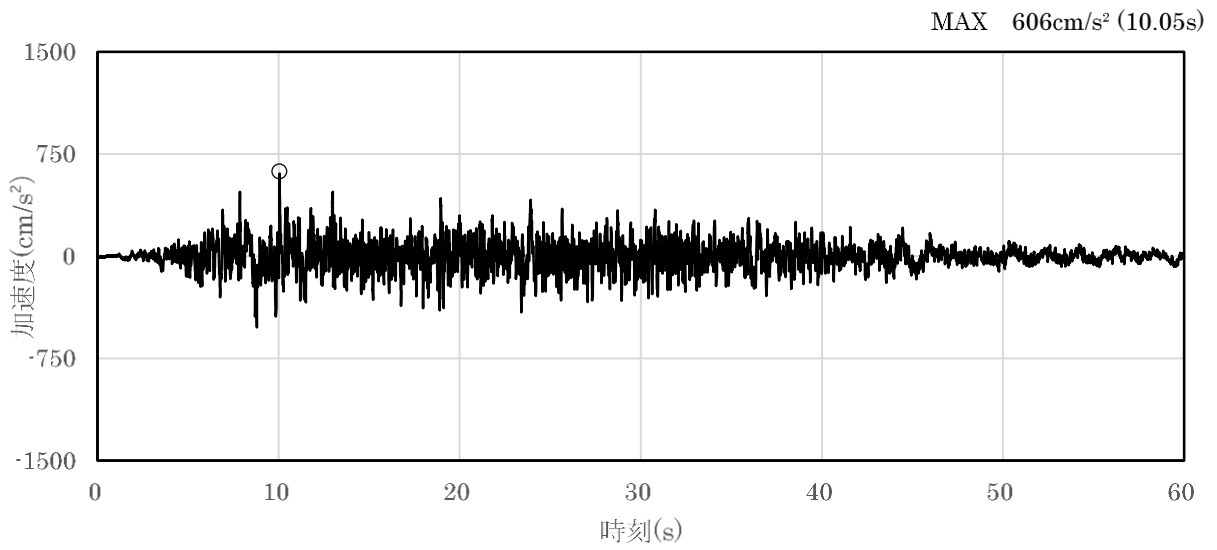


(a) 加速度時刻歴波形

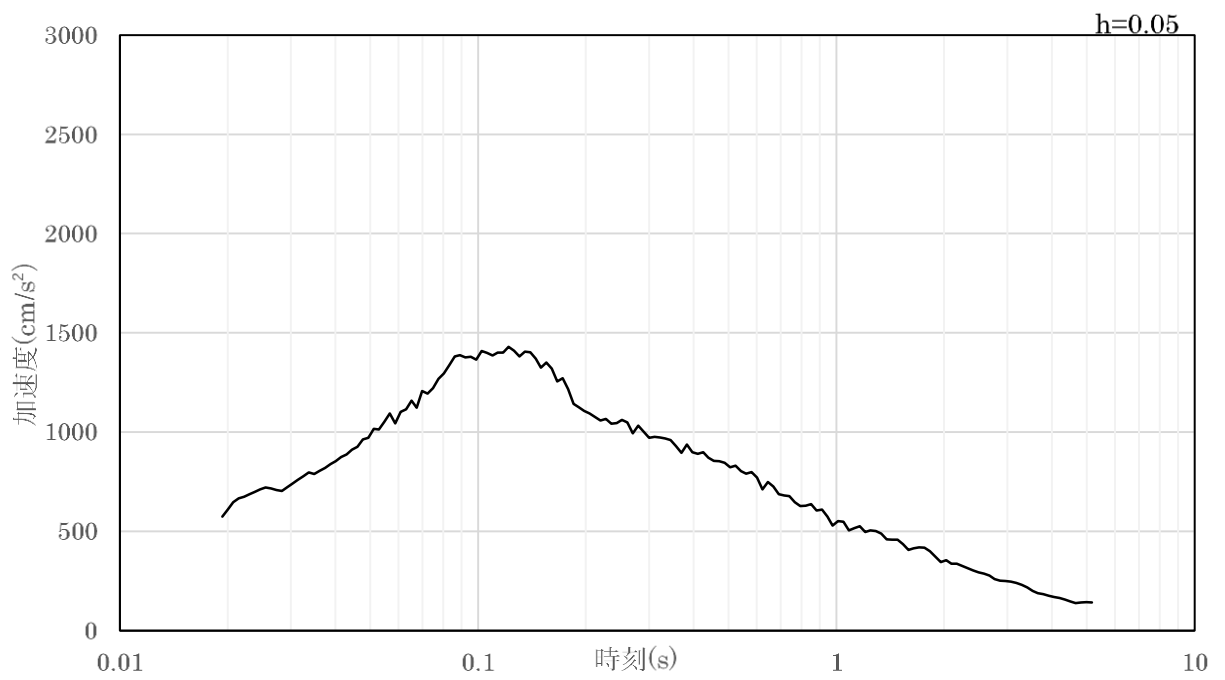


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

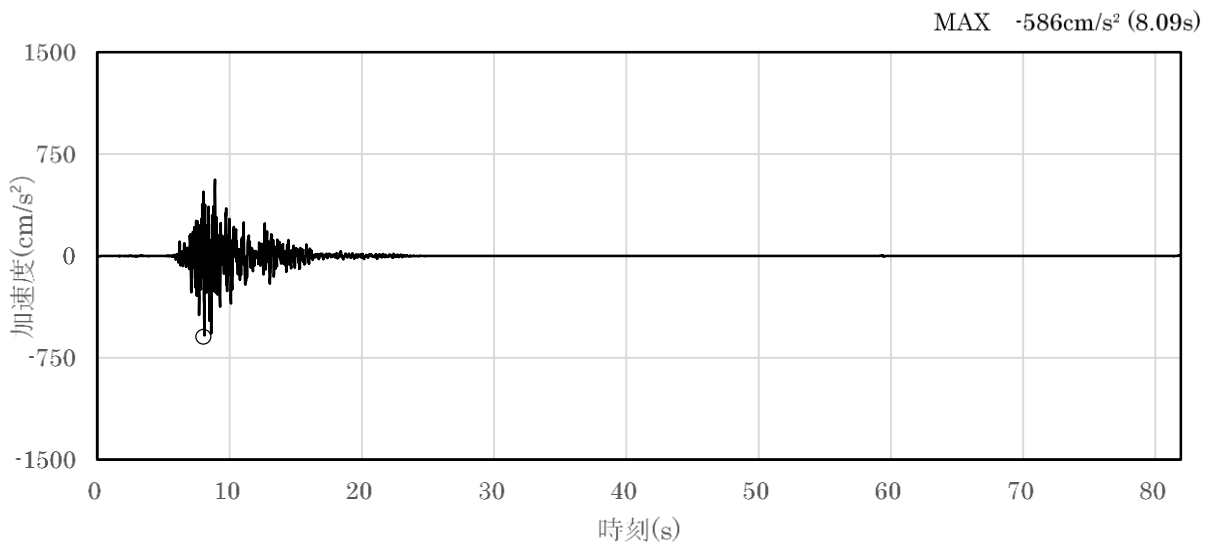


(a) 加速度時刻歴波形

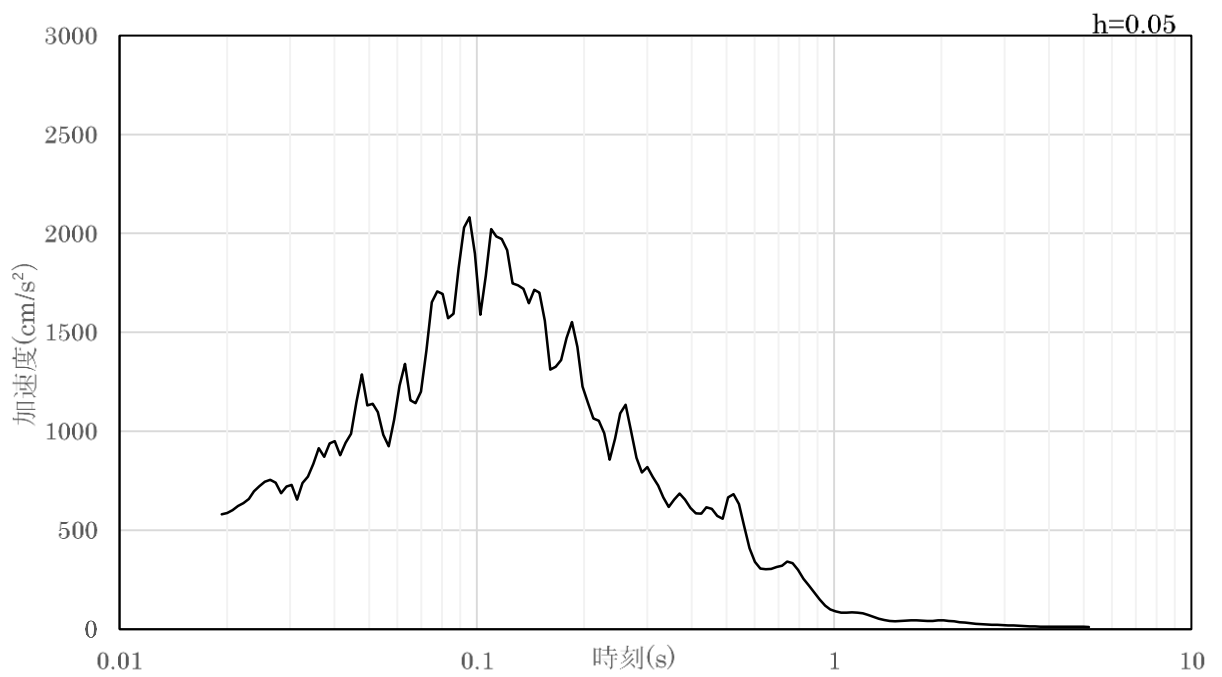


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D)



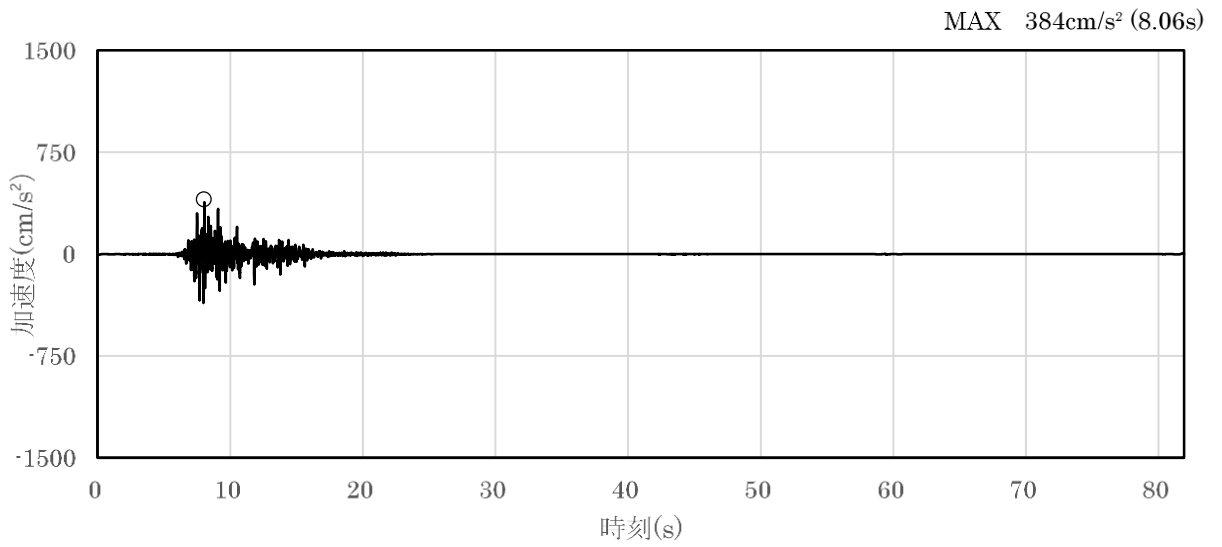
(a) 加速度時刻歴波形



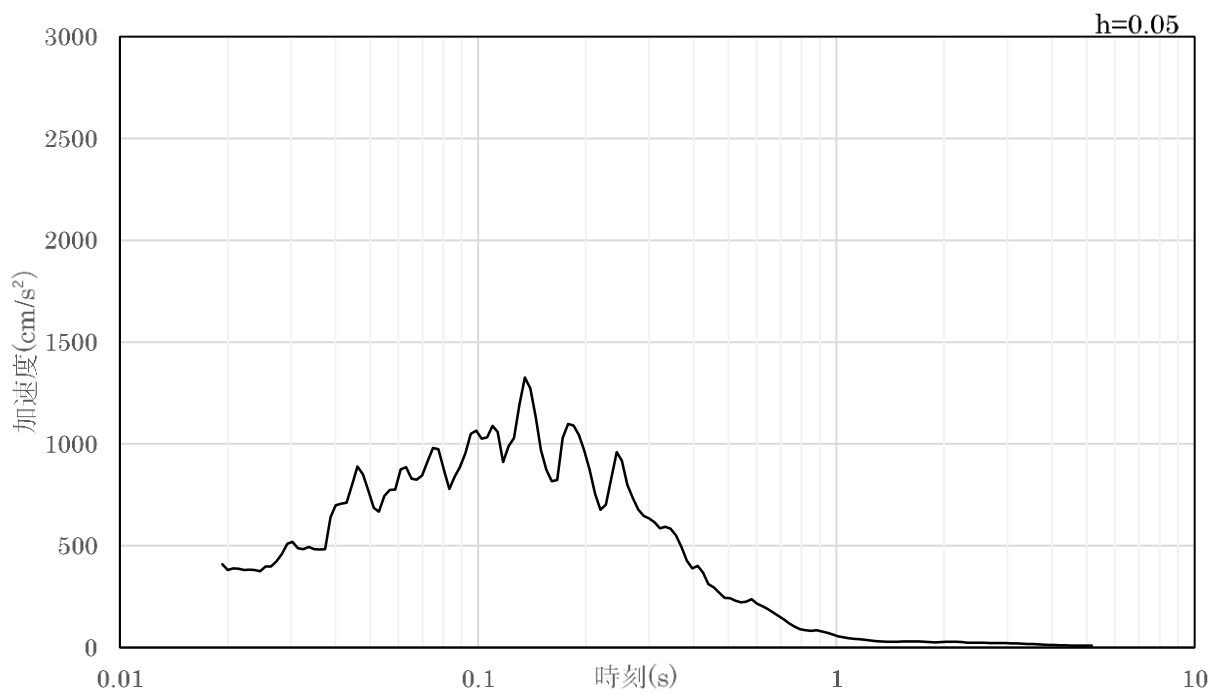
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平成分：S s - F 1)



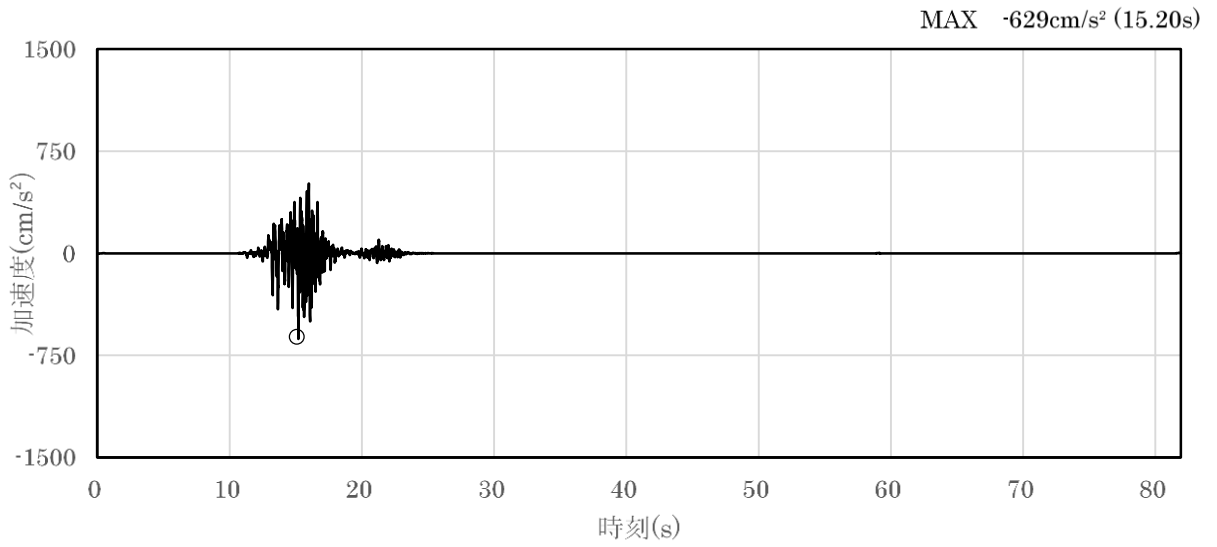
(a) 加速度時刻歴波形



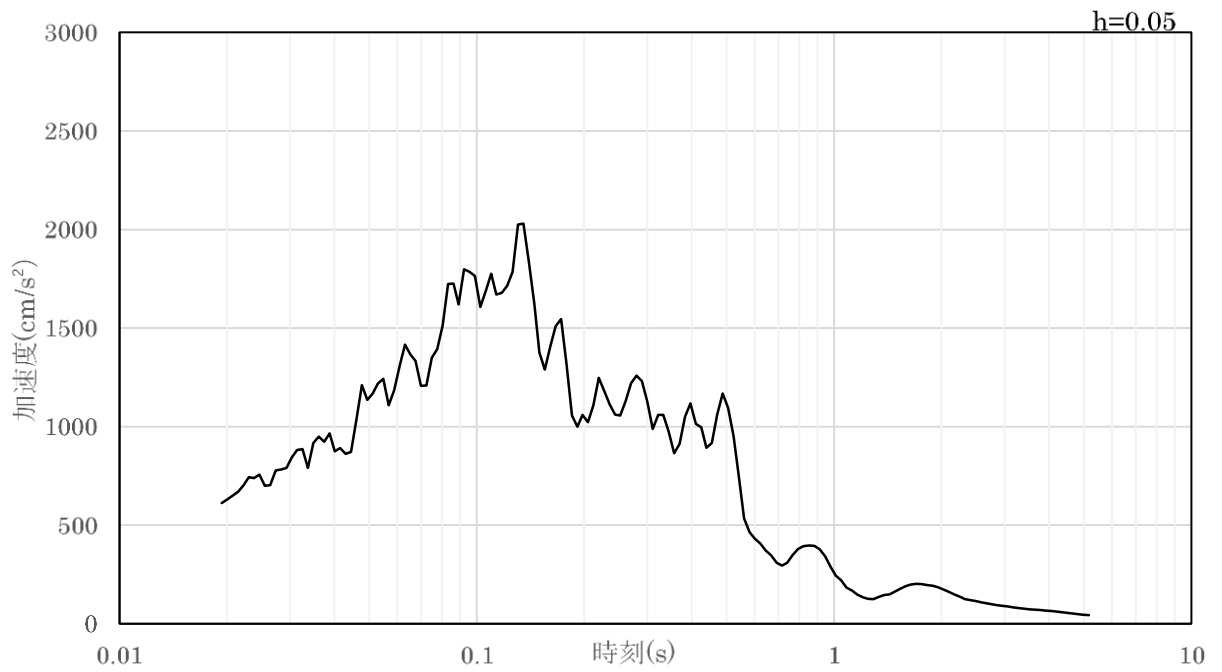
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直成分：S_s-F1)



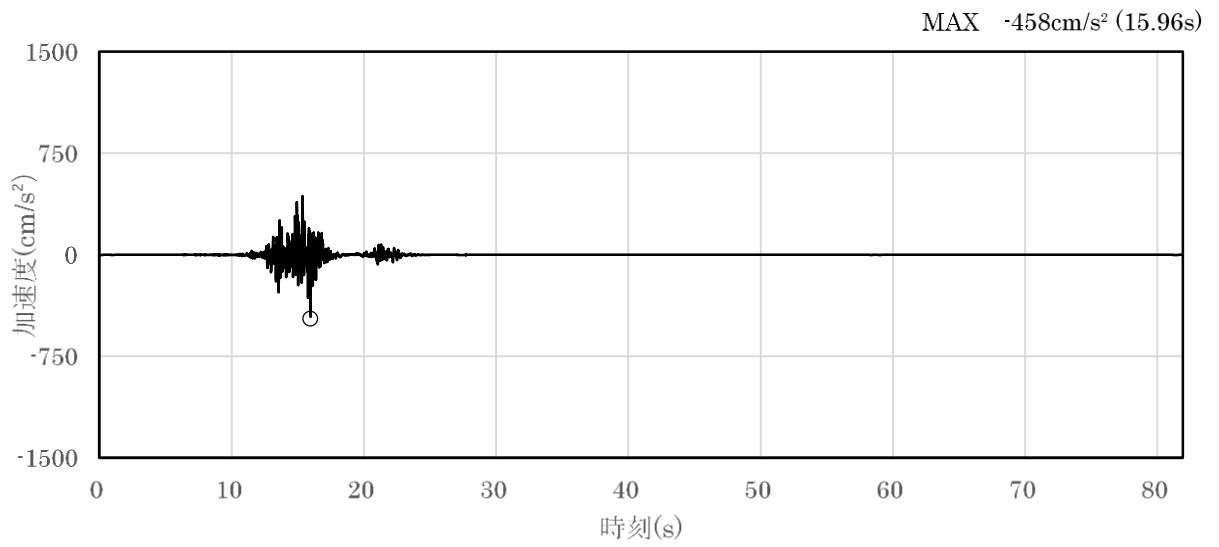
(a) 加速度時刻歴波形



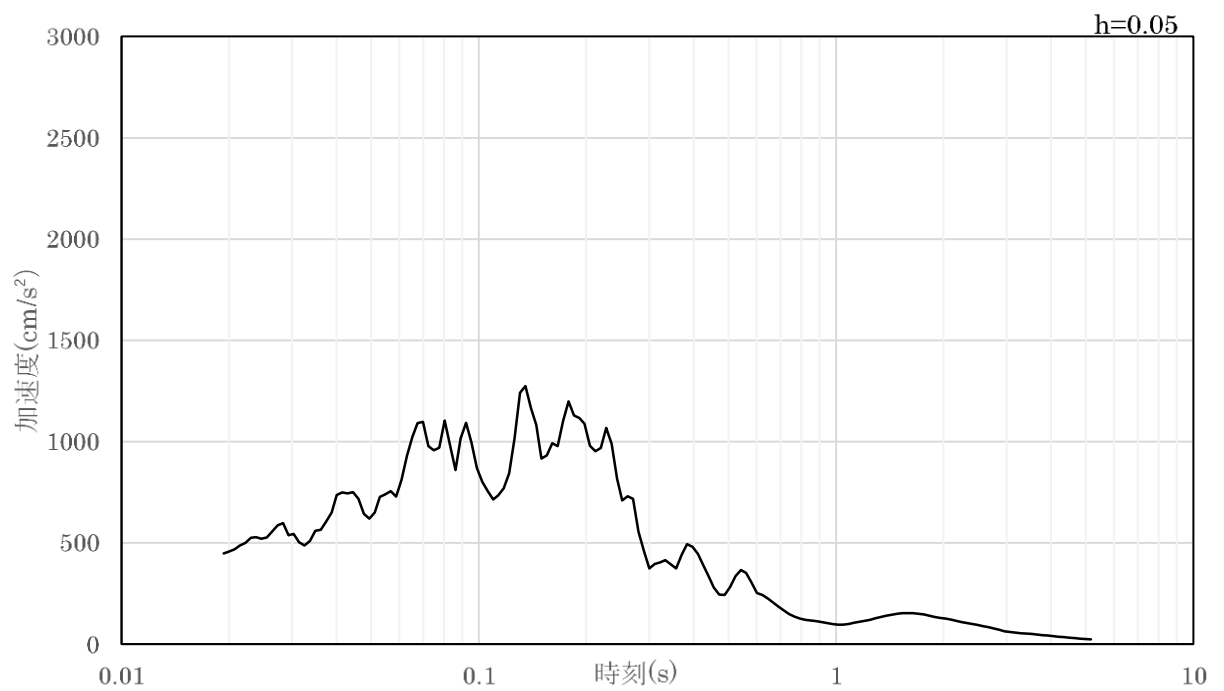
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平成分 : S s - F 2)



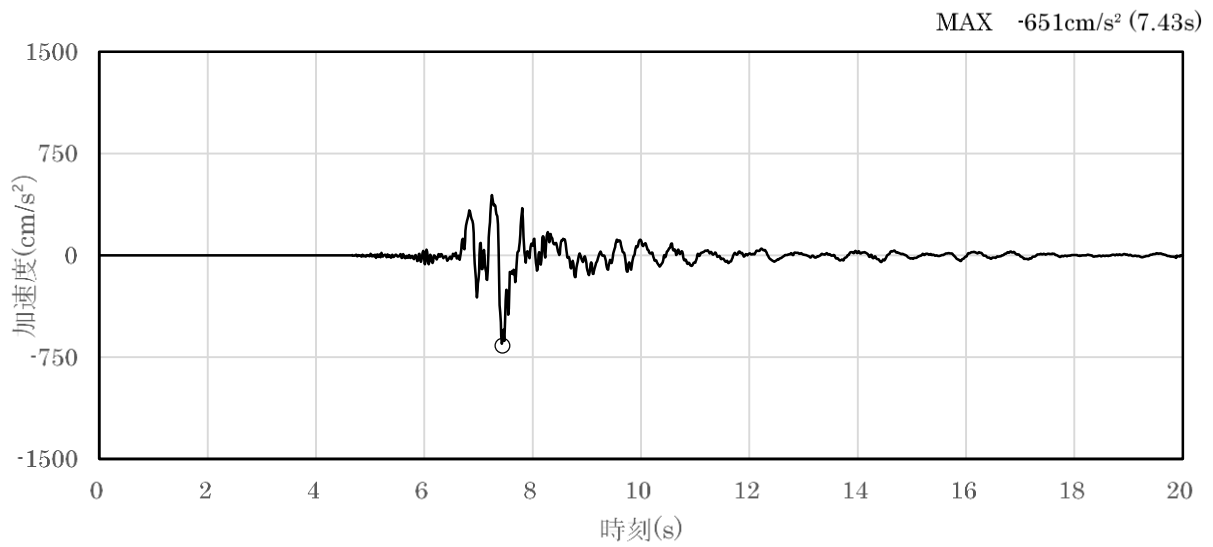
(a) 加速度時刻歴波形



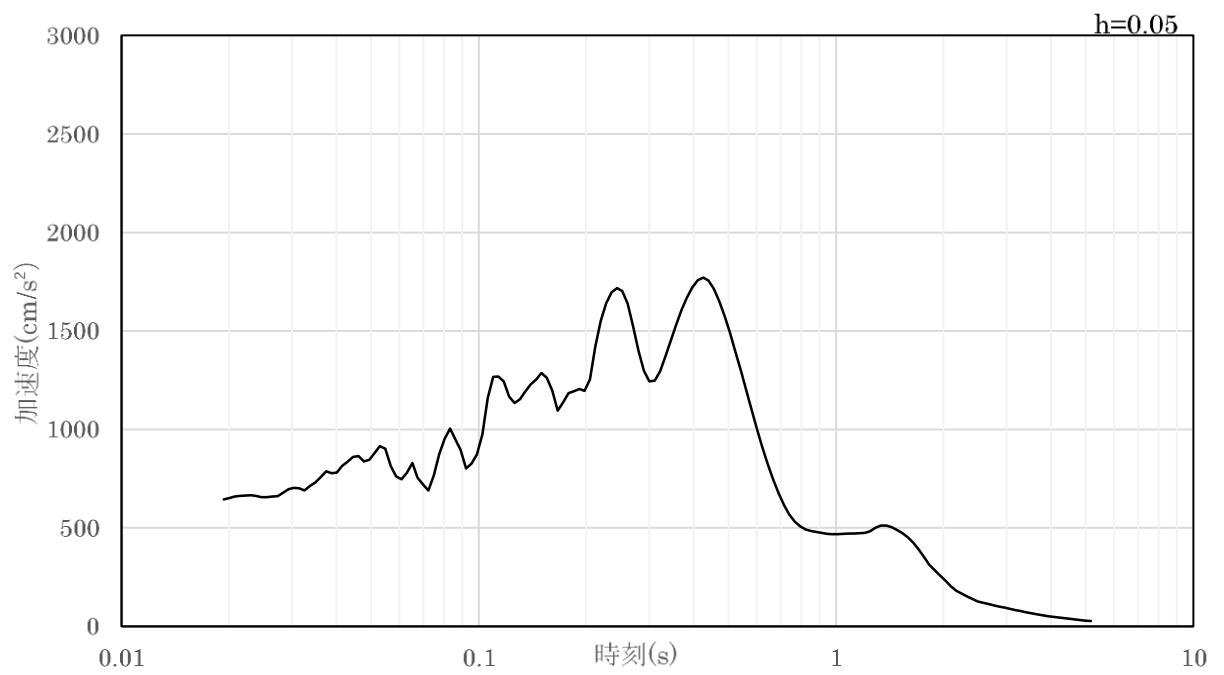
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直成分：S_s-F2)

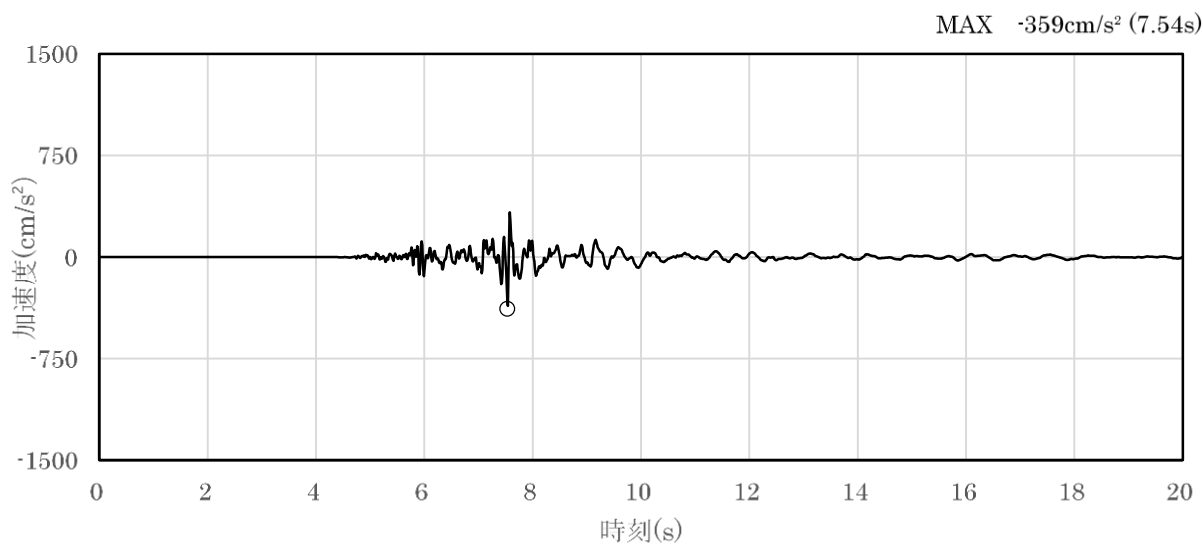


(a) 加速度時刻歴波形

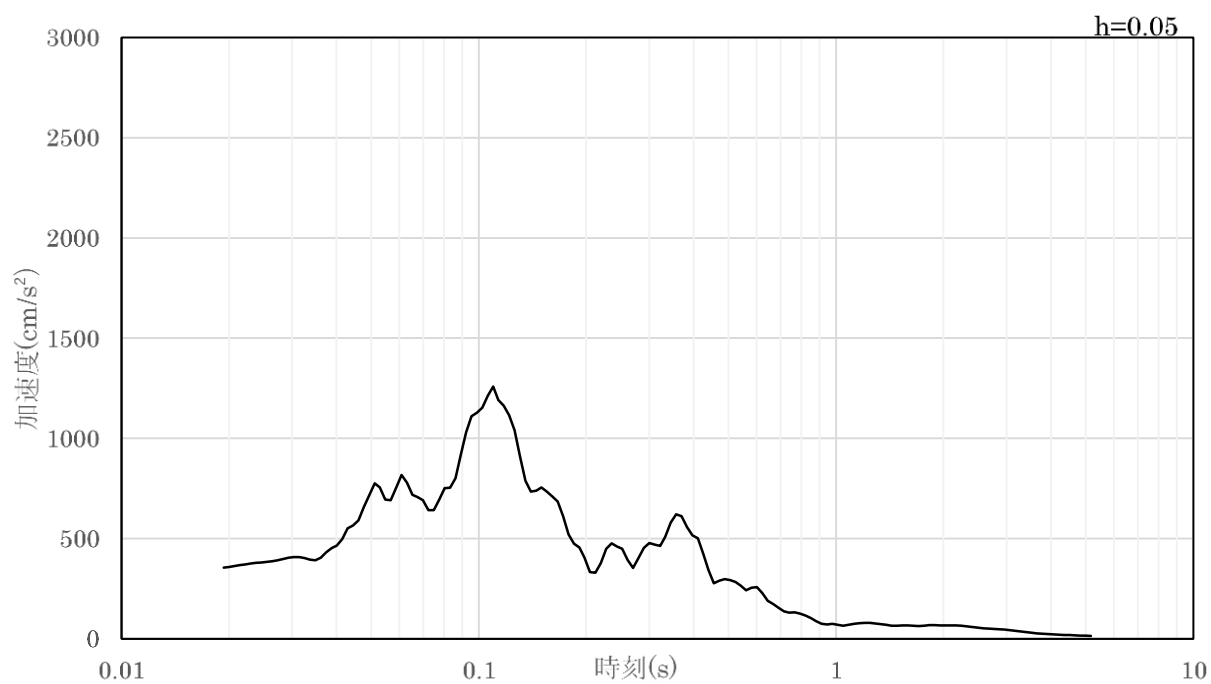


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

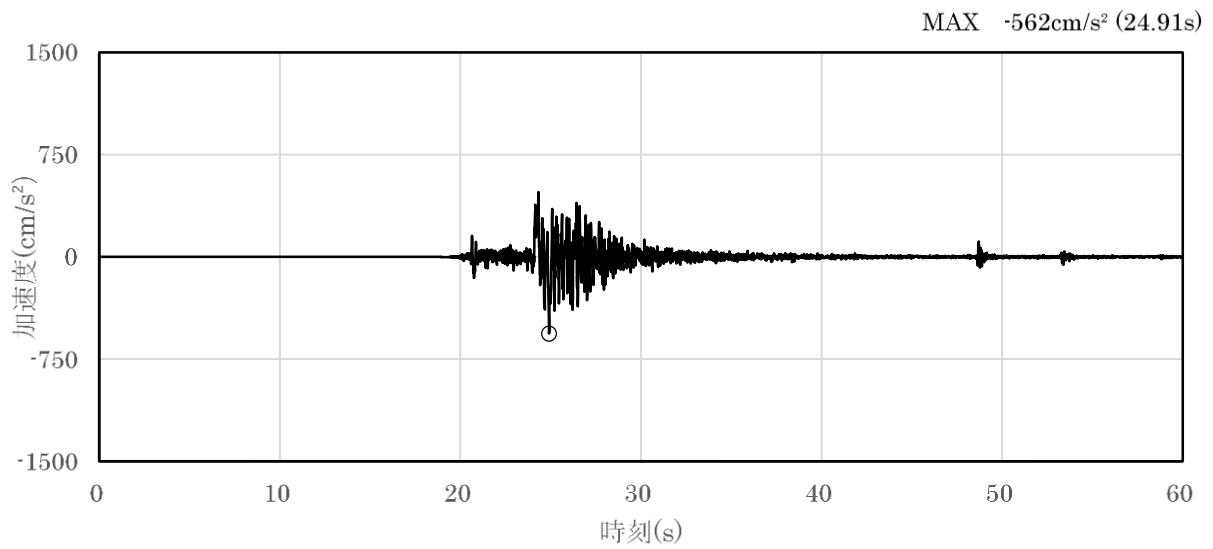


(a) 加速度時刻歴波形

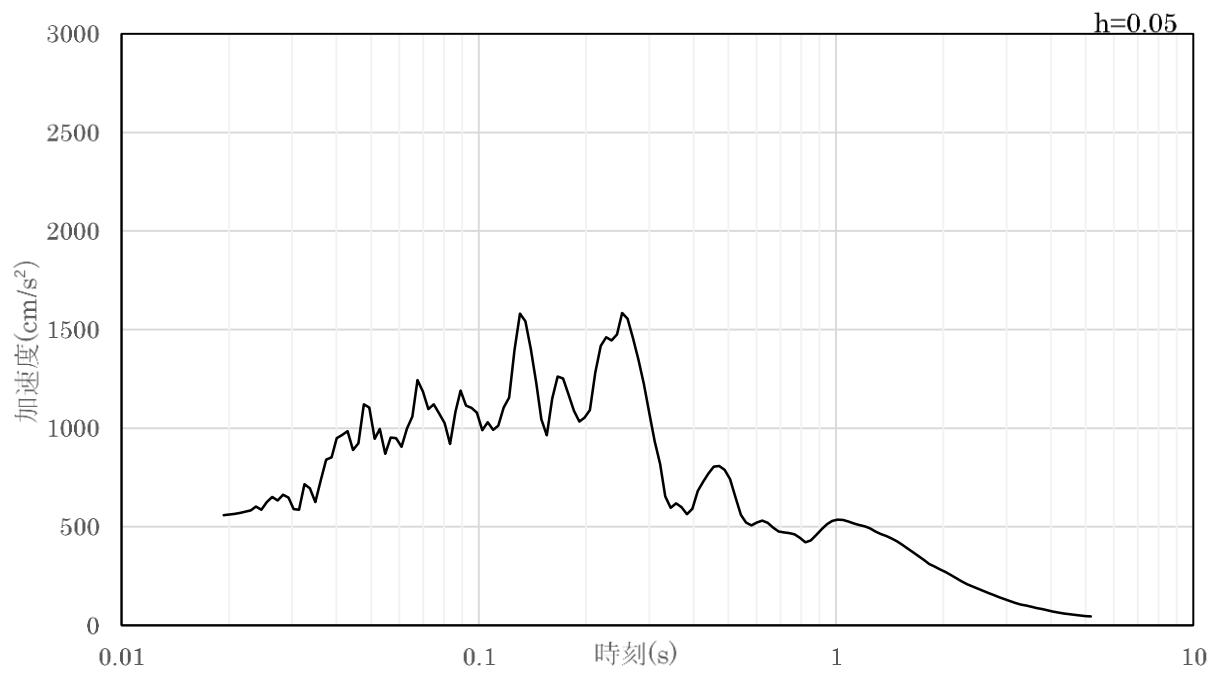


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N1)

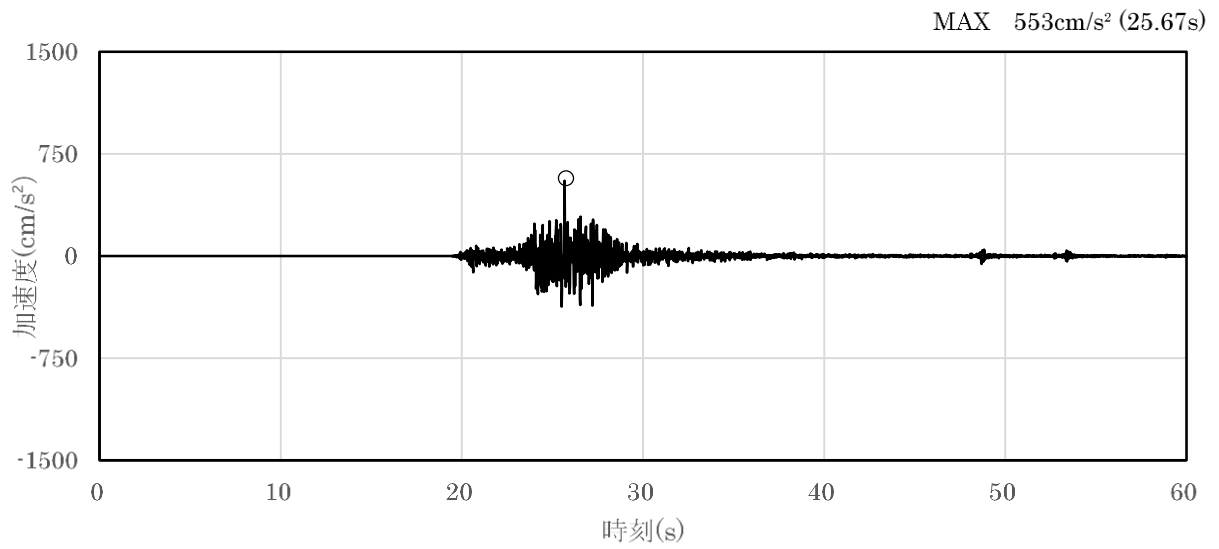


(a) 加速度時刻歴波形

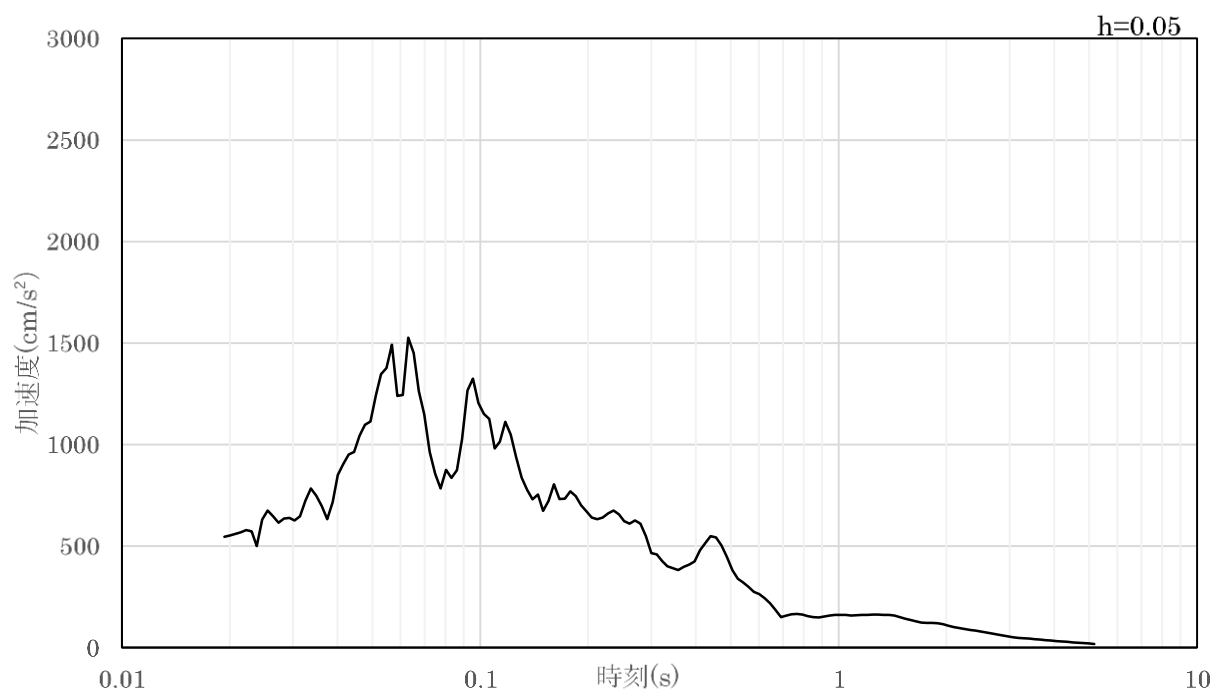


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

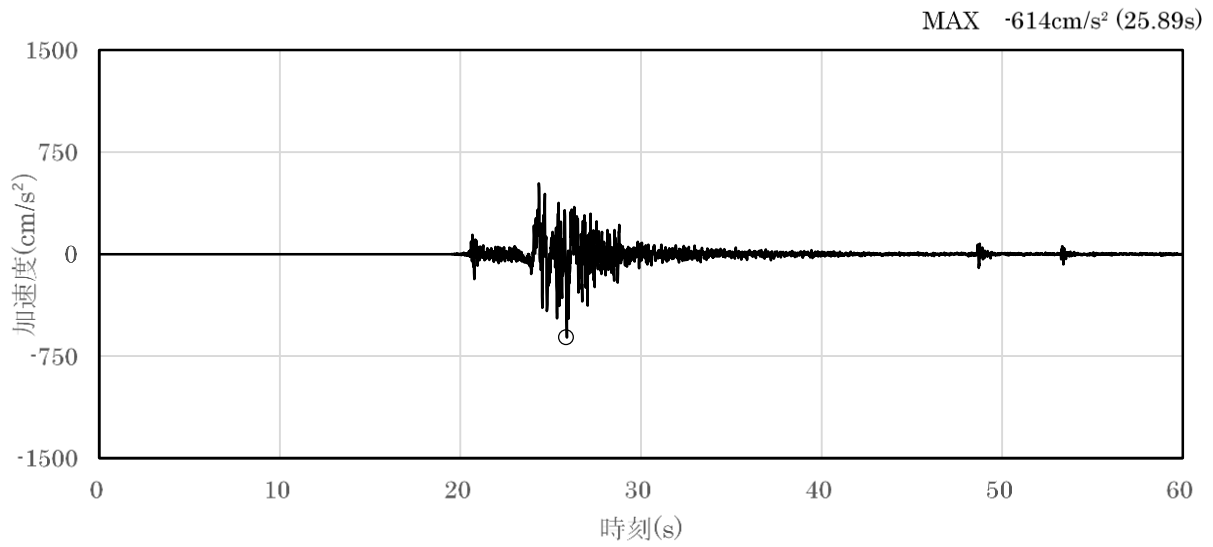


(a) 加速度時刻歴波形

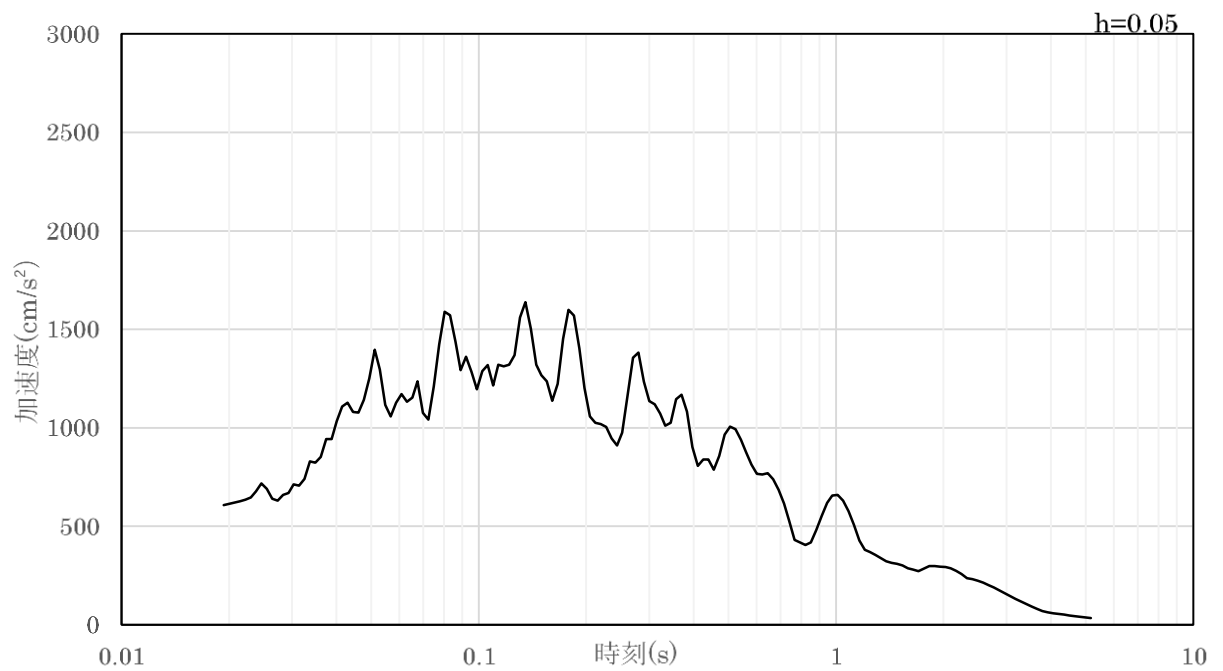


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (NS))

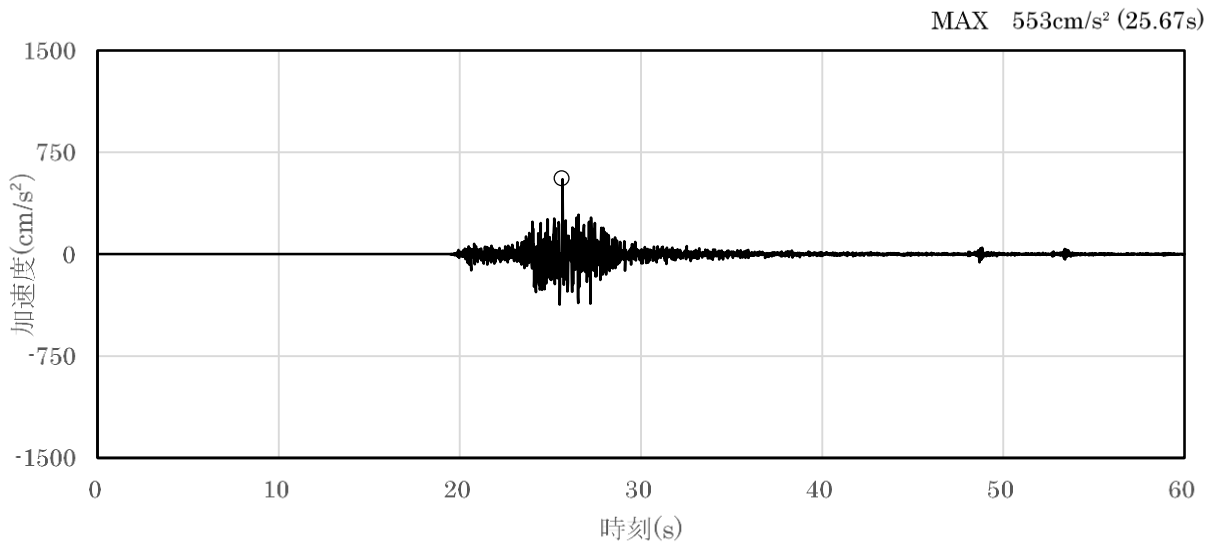


(a) 加速度時刻歴波形

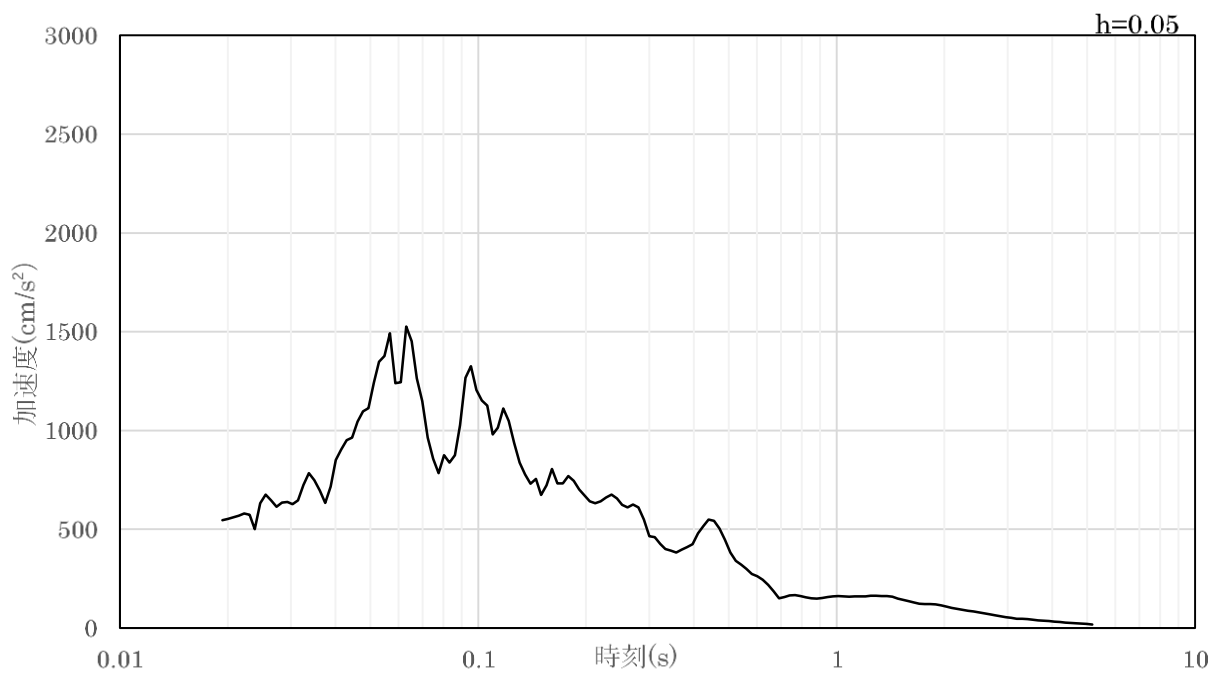


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W))

4.6 解析モデル及び諸元

4.6.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の地震応答解析モデルを図4-16に示す。

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）」を参考に、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。

(2) 境界条件

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）、漂流物対策工基礎スラブは平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の施設及び地盤の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」及び「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」に準拠して、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

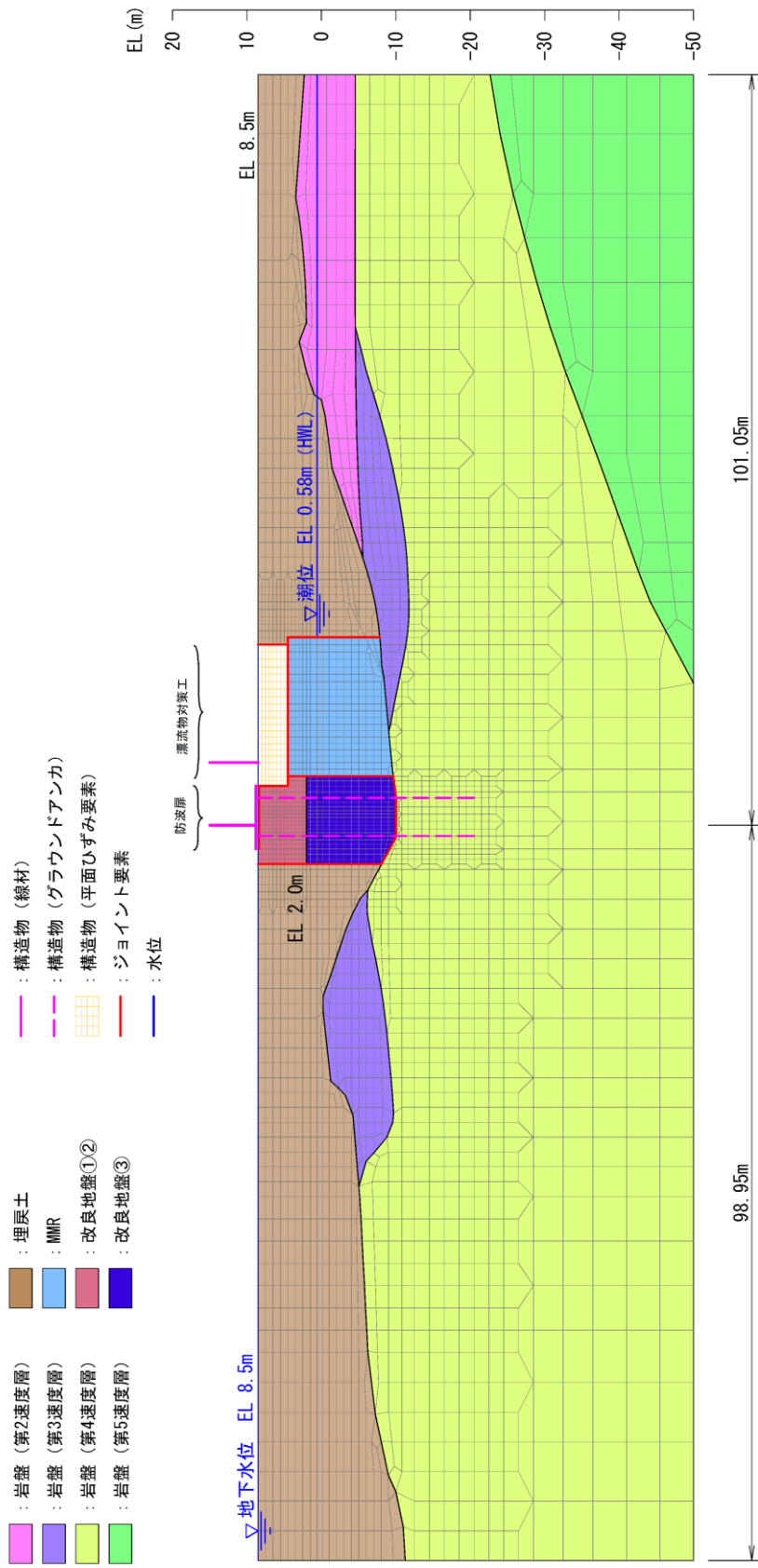


図 4-16 防波扉 (3号機東側) の地震応答解析モデル (評価対象断面)

4.6.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-6 に、材料の物性値を表 4-7 に、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 4-17 に示す。

表 4-6(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り (RC 支柱) 及び防波扉基礎スラブ	設計基準強度: 24N/mm ²
鋼材	防波扉 (鋼製扉体)	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345
グラウンドアンカ		アンカー長: 27.5m~29.5m, 極限引張り力: 2800kN, 降伏引張り力: 2400kN

表 4-6(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び漂流物対策工基礎スラブ	設計基準強度: 40N/mm ²
鋼材	漂流物対策工 (鋼製扉体)	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345

表 4-7(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

注記*: 「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) 」

表 4-7(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10^4 *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 4-7(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

材料	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計 アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
グラウンドアンカ	14777	2400	1650	112

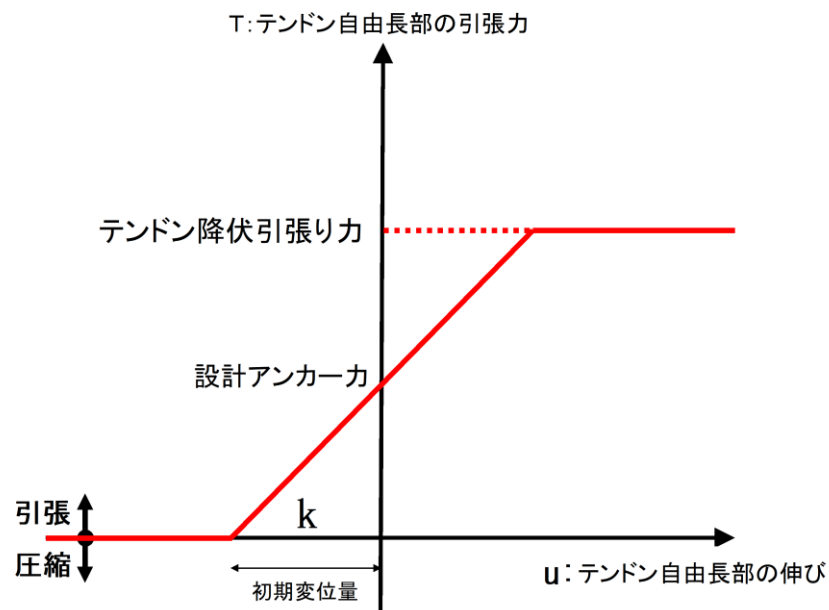


図 4-17 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

4.6.3 地盤の物性値

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

地盤のうち改良地盤①～③の残留強度及び引張強度を表4-8のとおり設定する。

表 4-8 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

4.6.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表4-9に示す。

表 4-9 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位
防波扉（3号機東側）	漂流物対策工より陸側：EL 8.5m 漂流物対策工より海側：EL 0.58m

4.7 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

4.7.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、グラウンドアンカ、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ、MMR及び改良地盤①～③とする。

4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（3号機東側）を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「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）（以下，「ダム・堰施設技術基準（案）」という。）」に基づき，表4-10に示す短期許容応力度とする。

表4-10 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/2）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 σ_a	120	180
		許容せん断応力度 τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 σ_{ca}	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_a	150	225
戸当り	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240
戸当り コンクリート	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_a	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_a	0.40	0.60

表 4-10 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/2）

部材		材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
走行車輪	車輪	SUS304	許容接触圧応力度 σ_a	565.8	849
	車輪軸	SUS304	許容曲げ応力度 σ_{a1}	100	150
			許容せん断応力度 τ_{a1}	60	90
	車輪受桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_{a2}	160	240
			許容せん断応力度 τ_{a2}	90	135
	車輪戸当り	SS400	許容曲げ応力度 σ_a	120	180
許容せん断応力度 τ			70	105	
ガイドアーム	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240	
		許容せん断応力度 τ_a	90	135	
休止ピン	SUS329J4L	許容曲げ応力度 σ_a	225	338	
		許容せん断応力度 τ_a	130	195	

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界は、「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，表4-11に示す短期許容応力度とする。

表4-11 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度	9
許容せん断応力度		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

注記*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は，「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に基づき，許容アンカー力 T_a を表4-12のとおり設定する。

表4-12 グラウンドアンカの許容限界

許容アンカー力 T_a (kN)
2076

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表4-13に示すすべり安全率を設定する。

表4-13 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 4-14 に示す。

表 4-14 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4

4.8.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、表 4-15 に示す短期許容応力度とする。

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/3）

部材	材質	許容応力度(N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	204 ^{*1, *2}	306
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337

注記*1：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし、また、許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき、横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225(\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(K\frac{L}{b} - 10)(\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し、 $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに、 L ：圧縮フランジの固定点間距離 (mm)

b ：圧縮フランジの幅 (mm)

A_w ：腹板の総断面積 (mm²)

A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm²)

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力 度 (N/mm ²)
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 σ_a	360* ¹	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207* ¹	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 σ_a	170* ¹	255
		許容せん断応力度 τ_a	98* ¹	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 p_a	1357* ²	2035
支承軸受け	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	5700 (kN)	3800* ³ (kN)
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
支承部 (浮上防止金物固定ボルト)	SUS304N2	許容軸方向引張応力度 σ_a	170* ¹	255
支承アンカー (上部アンカー ボルト)	SCM435	許容軸方向引張応力度 σ_a	390	585
支承アンカー (下部アンカー ボルト)	SCM435	許容軸方向引張応力度 σ_a	390	585
上部支承アンカー (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60
下部支承アンカー (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。 H_B はローラのブリネル硬さ (277)， v は安全率 (点接触: 1.0) で次のように算出される。 $p_a=(9.8 \times 277)/(2 \times 1.0)=1357 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

*3: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここで， C_{cr}' : 車輪軸受けの許容荷重 (3800kN)

C_{cr} : 基本静定格荷重 (5700kN)

f : 安全係数 (1.5)

表 4-15 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（3/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	225*	337
		許容せん断応力度 τ_a	129*	
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350*	525
戸当り （コンクリート）	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「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，表4-16に示す短期許容応力度とする。

表4-16 防波扉戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度	14
許容せん断応力度		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

注記*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表4-17に示す。

表4-17 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度	MMR		18.0
せん断強度			3.60*
引張強度			1.57*

注記*：設計基準強度 f'_{ck} ($=18.0\text{kN/mm}^2$) に基づき，せん断強度は $f'_{ck}/5$ ，引張強度は $0.23 f'_{ck}{}^{2/3}$ により算定する。

4.9 評価方法

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「4.8 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力算定式以外の方法による応力度の算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、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。

4.9.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム、ガイドローラールール支持ブラケット及び休止ピンで構成されている。地震時荷重に対しては、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム及び休止ピンの耐震評価を行う。

a. 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

主桁の照査対象部を図4-18に、主桁のモデル図及び応力算定式を図4-19に示す。

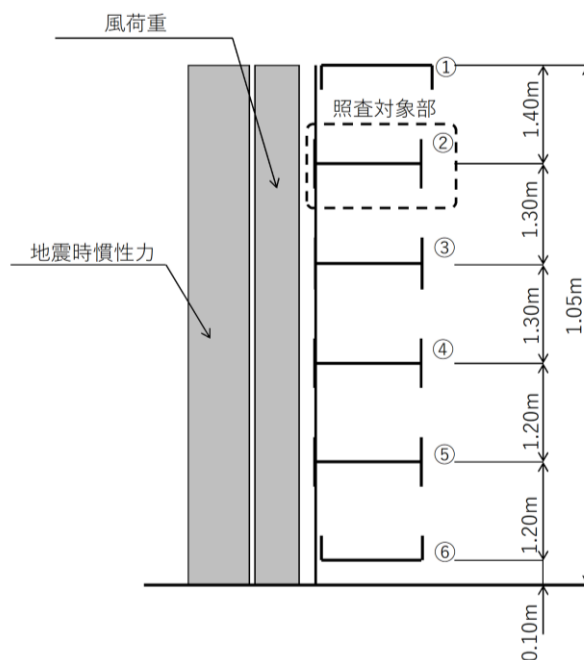
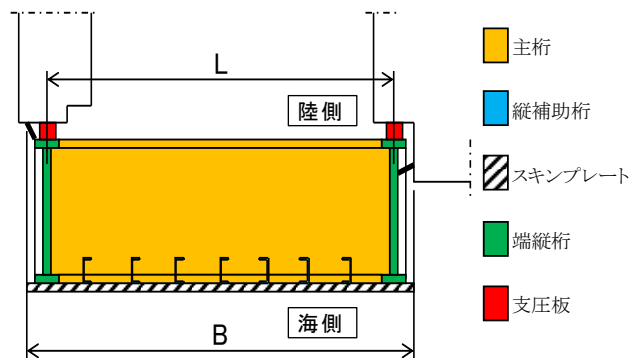
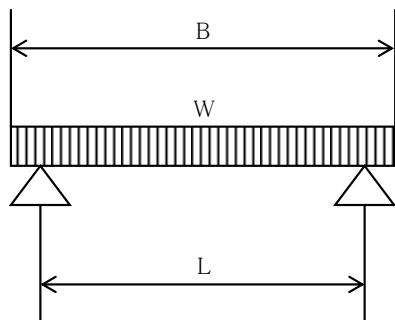


図4-18 主桁の照査対象部



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・主桁の曲げモーメント

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

- ・主桁のせん断力

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

- ・主桁の軸力

$$N = W \cdot D$$

応力度の計算

- ・主桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z} + \frac{N \cdot 10^6}{A_g}$$

- ・主桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S \times 10^3}{A_w}$$

ここに、

M : 主桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 主桁のせん断力 (kN)

N : 主桁の軸力 (kN)

W : 主桁の負担荷重 (kN/m)

(地震時慣性力+風荷重)

B : 水密幅 (m)

L : 支圧板中心間 (m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

D : 側部水密幅 (mm)

A_g : 主桁の断面積 (mm²)

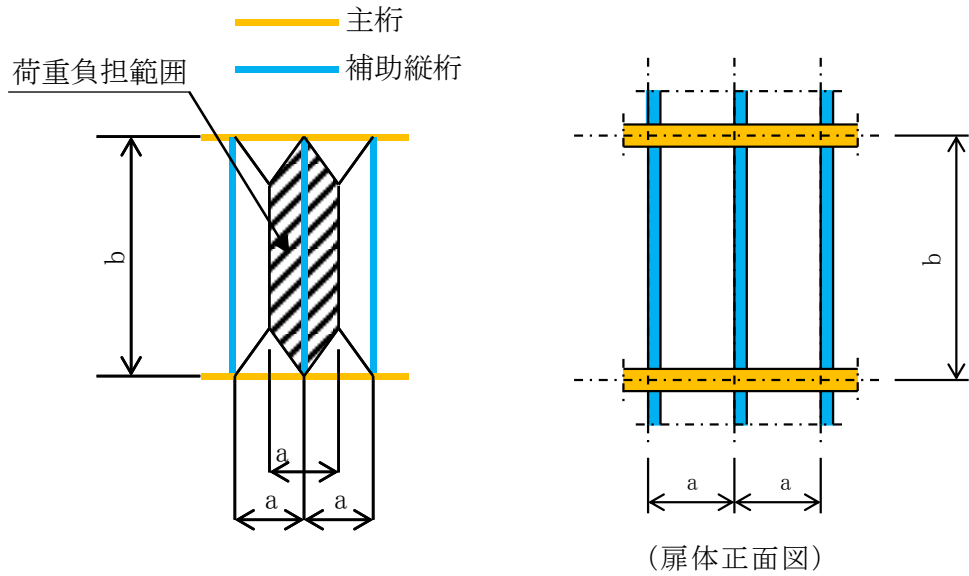
A_w : 主桁の腹板断面積 (mm²)

図 4-19 主桁のモデル図及び応力算定式

b. 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、荷重は平均水圧が亀甲形に作用するものとしてモデル化し、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及び応力算定式を図 4-20 に示す。



断面力の計算

- 補助縦桁の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot a}{24} (3b^2 - a^2)$$

- 補助縦桁のせん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

応力度の計算

- 補助縦桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- 補助縦桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

M : 補助縦桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁のせん断力 (kN)

P : 補助縦桁の水平荷重 (kN/m²)
(地震時慣性力+風荷重)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_w : 補助縦桁の腹板断面積 (mm²)

図 4-20 補助縦桁の構造図及び応力算定式

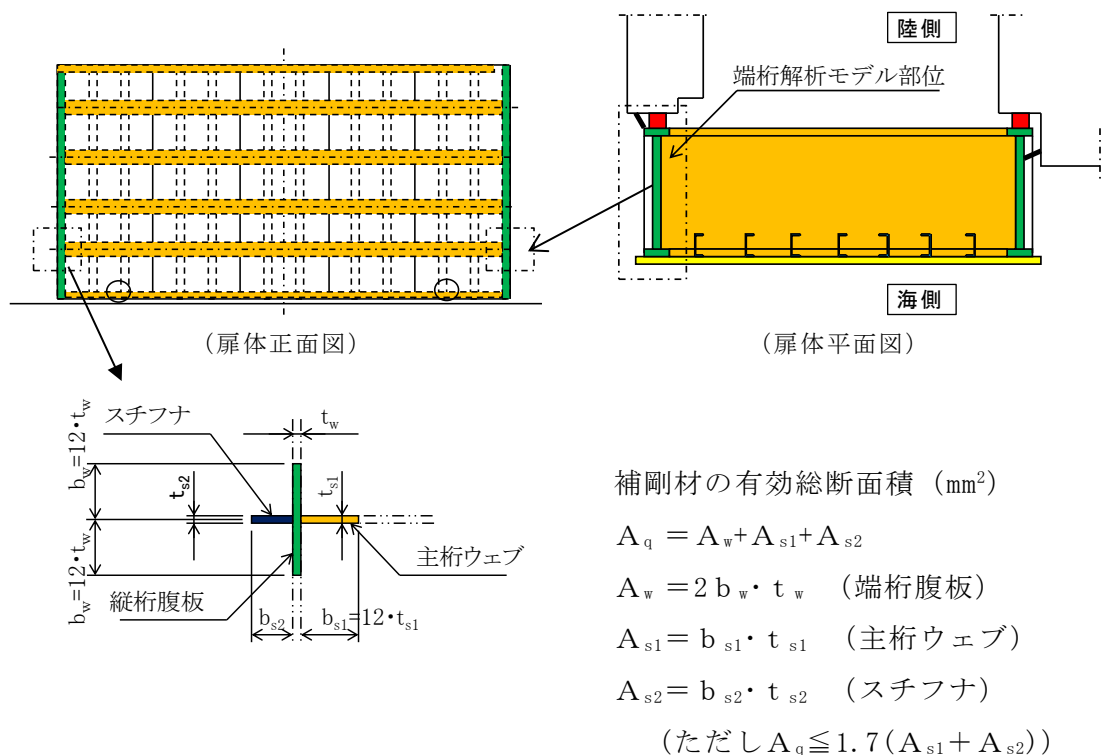
c. 端縦桁

本設備は横引きゲートであるが、全閉時端桁には、主桁端部反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで評価する。

垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点としてモデル化し、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

縦桁の構造図及び応力算定式を図 4-21 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主桁の支点反力 (kN)

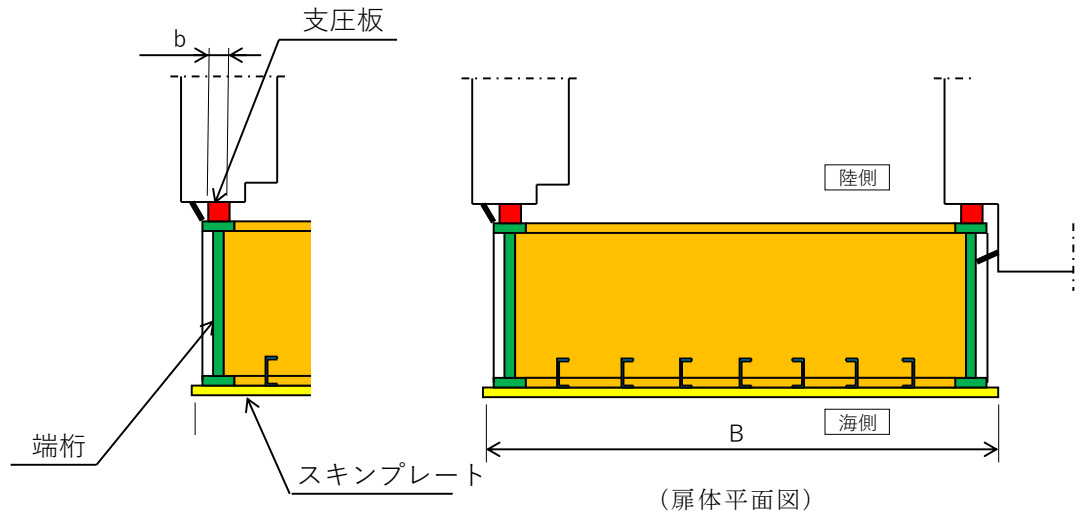
A_q : 補剛材の有効断面積 (mm²)

図 4-21 端縦桁の構造図及び応力算定式

d. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から求め、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 4-22 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W_{gh} + W \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここに、

W_{gh} : 地震時慣性力 (N/mm)

W : 風荷重 (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

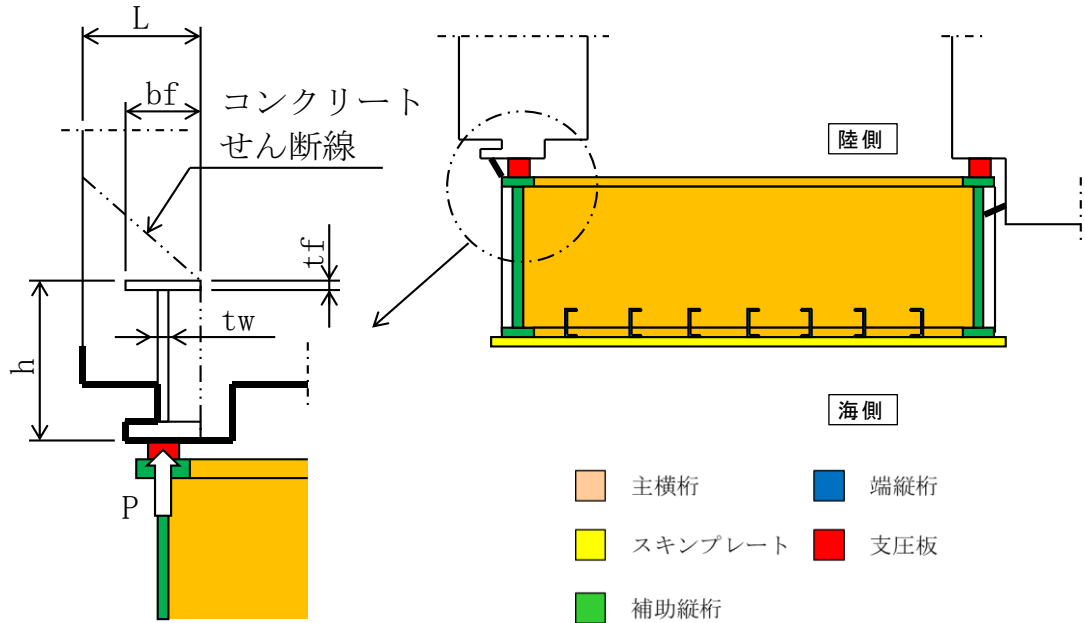
b : 支圧板の有効幅 (mm)

図 4-22 支圧板の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りは支圧板から伝達される水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 4-23 に示す。



(扉体平面図)

応力度の計算

- ・ 戸当り底面フランジの曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

- ・ 戸当りコンクリートの支圧応力度 σ_k (N/mm²)

$$\sigma_k = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

- ・ 戸当りコンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここに、

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

t_f : 戸当り底面フランジ板厚 (mm)

P : 戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

h : 戸当りの桁高 (mm)

L : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

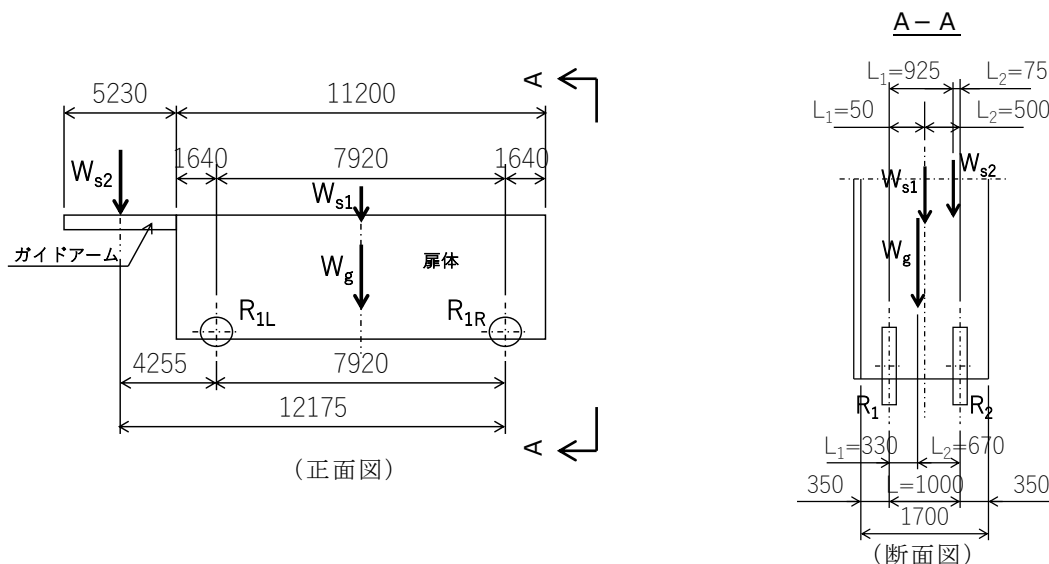
図 4-23 戸当りの構造図及び応力算定式

f. 走行車輪

走行車輪は左右岸 2 輪ずつ計 4 輪あり，鉛直荷重に対して接触応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は車輪を支点とした両端ピン支持の単純梁にモデル化し，鉛直荷重から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

走行車輪の構造図・モデル図及び荷重算定式を図 4-24 に示す。



車輪荷重

$$R_1 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_2}{2 \cdot L}$$

$$R_2 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_1}{2 \cdot L}$$

ここに，

R_1 : 海側車輪荷重 (kN)

R_2 : 陸側車輪荷重 (kN)

(各作用鉛直荷重 W_i)

(各作用位置 L, L_1, L_2)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_{s1} : 扉体天端の積雪荷重 (kN)

W_{s2} : ガイドアームの積雪荷重 (kN)

P : 車輪荷重 (kN)

E_1 : 車輪の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : 車輪踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B : 車輪有効踏面幅 (mm)

R : 車輪半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

応力度の計算 (車輪)

・ 接触面圧応力度 p (N/mm²)

$$p = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B \cdot R \cdot E_1 + E_2}}$$

$$C = 1.080 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{B \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

図 4-24(1) 走行車輪の構造図及び荷重算定式

断面力の計算（車輪軸）

- ・ 走行車輪軸の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot L}{4}$$

- ・ 走行車輪軸のせん断力

$$S = \frac{P}{2}$$

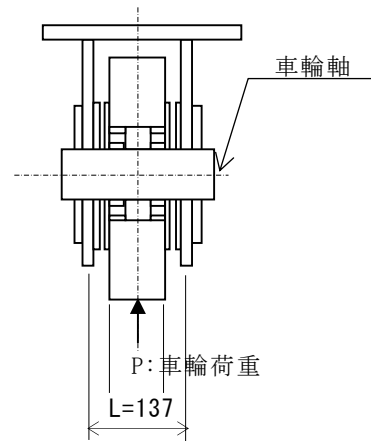
応力度の計算（車輪軸）

- ・ 車輪軸の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- ・ 車輪軸のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A}$$



(車輪詳細断面図)

ここに、

M : 走行車輪軸の曲げモーメント (kN・m)

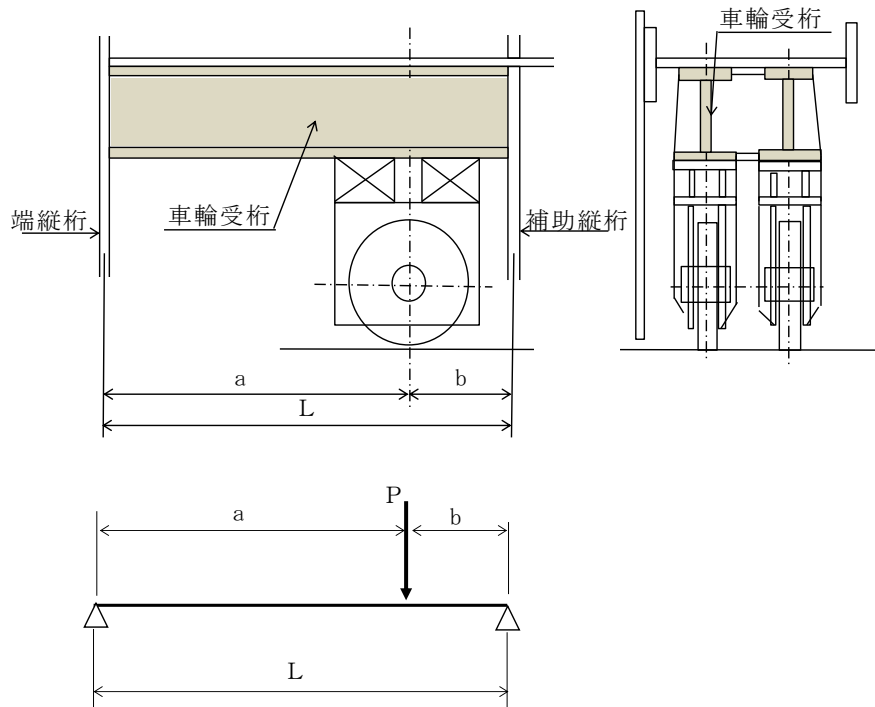
S : 走行車輪軸のせん断力 (kN)

Z : 車輪軸の断面係数 (mm³)

A : 車輪軸の断面積 (mm²)

図 4-24(2) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

車輪受桁の照査



断面力の計算

- 車輪受桁の曲げモーメント

$$M_c = \frac{a \cdot b}{L} \cdot P$$

- 車輪受桁のせん断力

$$S_b = \frac{a}{L} \cdot P$$

応力度の計算

- 車輪受桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_c}{Z_1}$$

- 車輪受桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_b}{A_w}$$

ここに、

L : 車輪受桁の支持間隔 (mm)

a : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

b : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

M_c : 車輪受梁の曲げモーメント (N・mm)

S_b : 車輪受桁のせん断力 (N)

Z_1 : 車輪受桁の断面係数 (mm³)

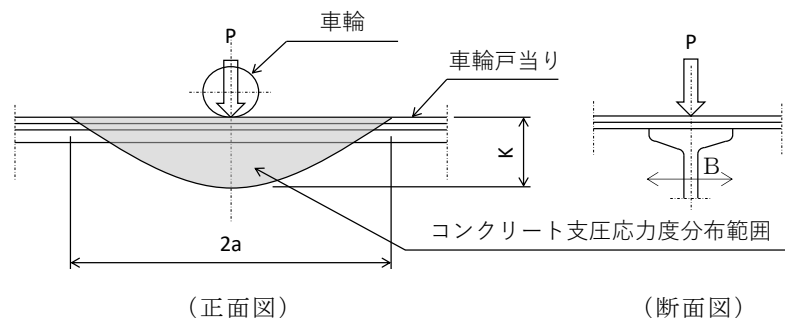
A_w : 車輪受桁の腹板断面積 (mm²)

図 4-24(3) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

g. 車輪戸当り

車輪戸当りは、車輪直下の車輪戸当りに作用する荷重から、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪戸当りの構造図及び応力算定式を図 4-25 に示す。



応力度の計算

- 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 K (N/mm^2)

$$K = 0.0588 \cdot \frac{P}{\sqrt[3]{B^2 \cdot I}}$$

ここに、

P : 車輪荷重 (kN)

a : コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 (mm)

M : 車輪荷重戸当りの曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

- 車輪戸当りの曲げ応力度 σ (N/mm^2)

$$M = \frac{K \cdot a^2 \cdot B}{4}$$

S : 車輪戸当りのせん断力 (N)

I : 車輪戸当りの断面 2 次モーメント (mm^4)

B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

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

Z : 車輪戸当りの断面係数 (mm^3)

A_w : 車輪戸当りの腹板断面積 (mm^2)

- 車輪戸当りのせん断応力度 τ (N/mm^2)

$$S = \pm \frac{P}{2}$$

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

図 4-25(1) 車輪戸当りの構造図及び応力算定式

・底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$M_f = \frac{K \cdot B^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot M_f}{t_f^2}$$

ここに,

M_f : 底面フランジの曲げモーメント (N・mm)

K : 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

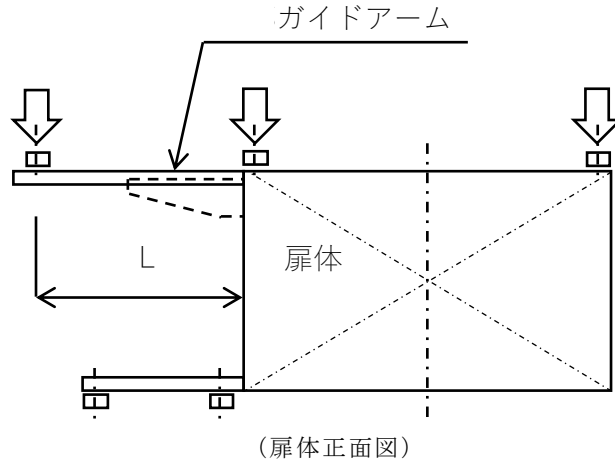
B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

図 4-25(2) 車輪戸当りの応力算定式

h. ガイドアーム

ガイドアームは、地震時鉛直荷重から、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。地震時鉛直荷重は3か所のガイドローラ部に作用すると仮定する。

ガイドアームの構造図及び応力算定式を図4-26に示す。



地震時鉛直荷重 P_v (kN)

$$P_v = (1 - K_v) \cdot (W_g + W_s) / 3$$

応力度の計算

・ガイドアームの

曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$M_m = P_v \cdot L$$

$$\sigma_c = \frac{M_m}{Z_c}$$

・ガイドアームの

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$S_m = P_v$$

$$\tau = \frac{S_m}{A_w}$$

ここに、

P_v : 地震時鉛直荷重 (kN)

(K_v : 鉛直震度)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_s : 積雪荷重 (kN)

M_m : ガイドアームの曲げモーメント (kN・m)

S_m : ガイドアームのせん断力 (kN)

Z_c : ガイドアームの断面係数 (mm³)

A_w : ガイドアーム腹板面積 (mm²)

図4-26 ガイドアームの構造図及び応力算定式

i. 休止ピン

休止ピンは扉体の両側に設け、扉体に作用する地震時慣性力の 1 / 2 を一箇所の休止ピンが負担するものとしてモデル化し、算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

休止ピンの構造図及び応力算定式を図 4-27 に示す。

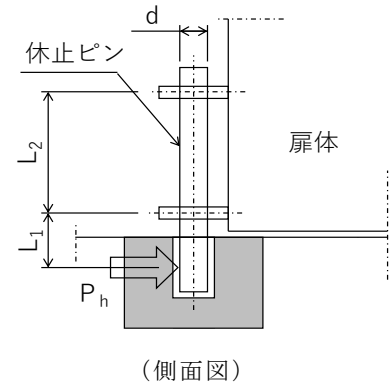
$$P_h = \frac{K_H \cdot W}{2}$$

$$M = P_h \cdot L_1$$

$$S = P_h$$

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

$$Z = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$$



応力度の計算

- ・ 休止ピンの曲げ応力度 σ (N/mm²) ここに、

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

P_h : 休止ピンに作用する
水平荷重 (kN)

W : 自重 (扉体自重+積雪荷重) (kN)

- ・ 休止ピンのせん断応力度 τ (N/mm²) M : 休止ピンの

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A}$$

曲げモーメント (N・mm)

S : 休止ピンのせん断力 (N)

A : 休止ピンの断面積 (mm²)

Z : 休止ピンの断面係数 (mm³)

L_1 : 休止ピンの片持ち梁長さ (mm)

d : 休止ピンの径 (mm)

図 4-27 休止ピンの構造図及び応力算定式

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、グラウンドアンカによる支圧照査として、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = T/S$$

ここで、

T : 発生アンカー力（引張）（N）

S : 支圧板の面積（mm²）

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、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。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、防波扉基礎スラブ直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.9.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

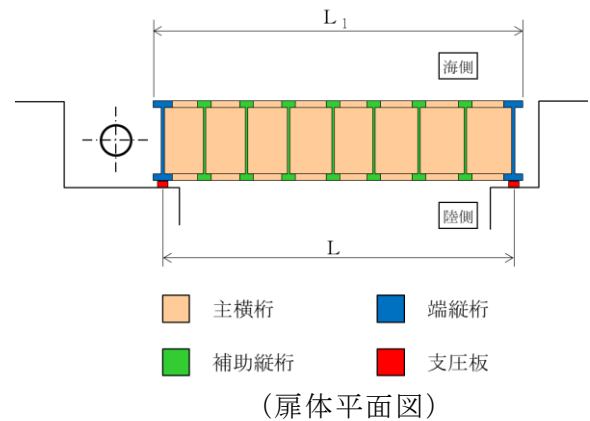
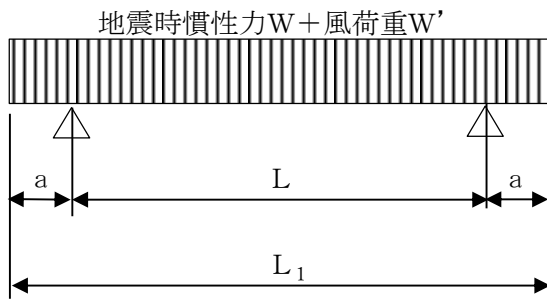
漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。地震時荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁、支承部、ロック装置及び戸当り（支圧板含む）の耐震評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。主横桁の照査対象部は、荷重分担幅が大きい最下段桁とした。

また、最上段の主横桁においては、保守的に支承部を固定端とした片持ち梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

最下段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4-28 に、最上段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4-29 に示す。



最下段主横桁の断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

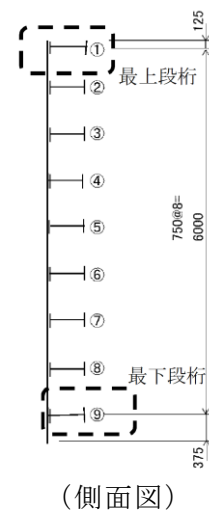
応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

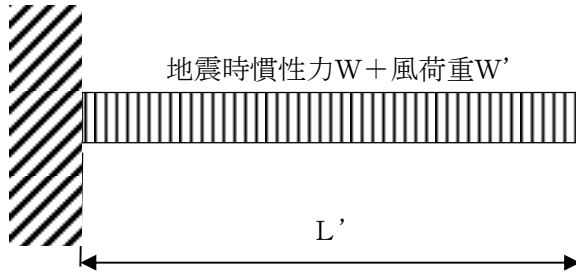
$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$



ここに、

- M_1 : 曲げモーメント (kN・m)
- S_1 : せん断力 (kN)
- W : 地震時慣性力 (kN/m)
- W' : 風荷重 (kN/m)
- L : 支間 (m)
- a : 張り出し部 (m)
- L_1 : 扉体幅 (m)
- Z : 断面係数 (mm³)
- A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4-28 最下段主横桁のモデル図及び応力算定式



最上段主横桁の断面力計算

- 曲げモーメント

$$M_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

- せん断力

$$S_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1'}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1'}{A_w}$$

ここに、

M_1' : 曲げモーメント (kN・m)

S_1' : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L' : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

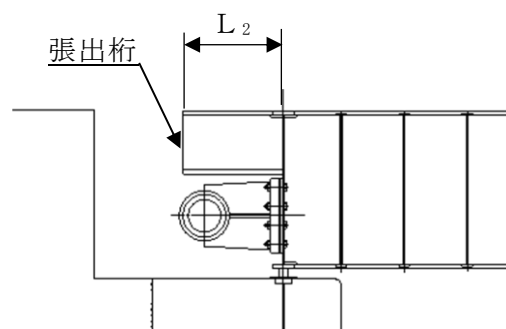
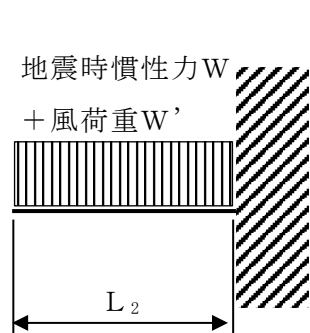
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4-29 最上段主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、水平荷重（地震時慣性力+風荷重）を受ける扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化して計算し、その応力度が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図4-30に示す。



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W')L_2^2 + P_c L_2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W')L_2 + P_c$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

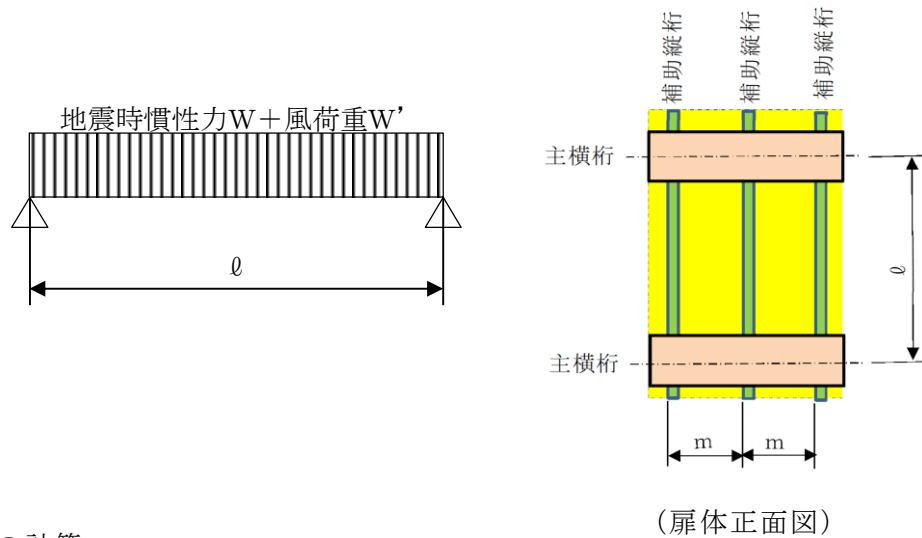
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図4-30 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、図のような荷重を受ける主横桁で支持された単純梁として計算し、その応力度が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 4-31 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W')\ell^2$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W')\ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

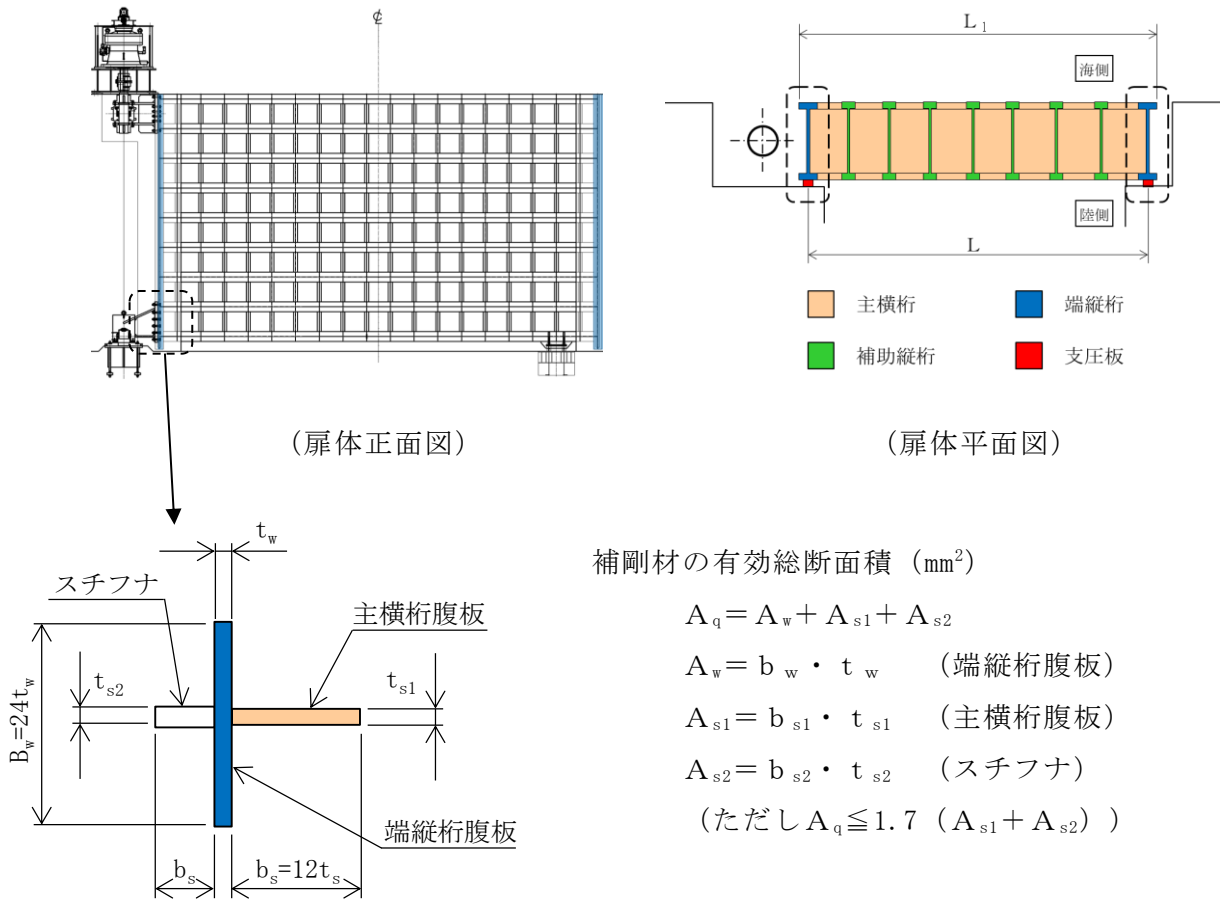
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4-31 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力 σ_c が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図4-32に示す。



補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

$$(\text{ただし } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2}))$$

端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図4-32 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支承部

支承部は、**支承部（上部支承軸）**と**支承部（下部支承軸）**から構成され、地震時の水平荷重及び鉛直荷重に対しての発生応力**度**が許容限界以下であることを確認する。

水平方向と鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおりとした。

組合せ①： $1.0 \times \text{水平地震荷重} + 0.4 \times \text{鉛直地震荷重}$

組合せ②： $0.4 \times \text{水平地震荷重} + 1.0 \times \text{鉛直地震荷重}$

支承部（上部支承軸）部及び**支承部（下部支承軸）**の構造正面図を図4-33に示す。

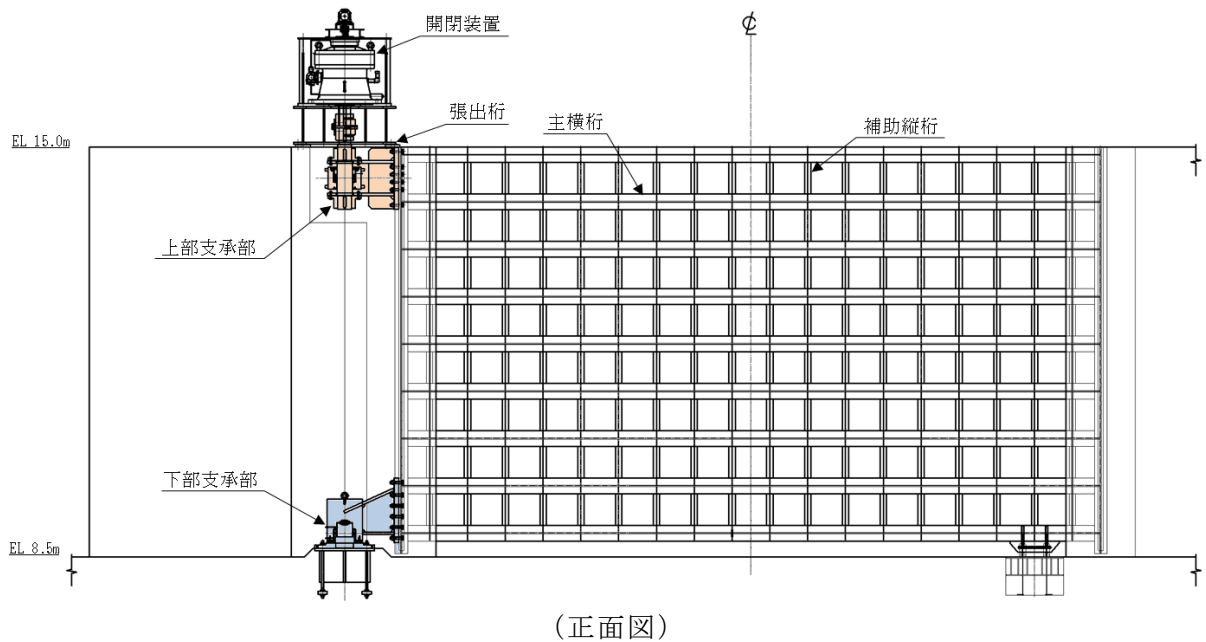
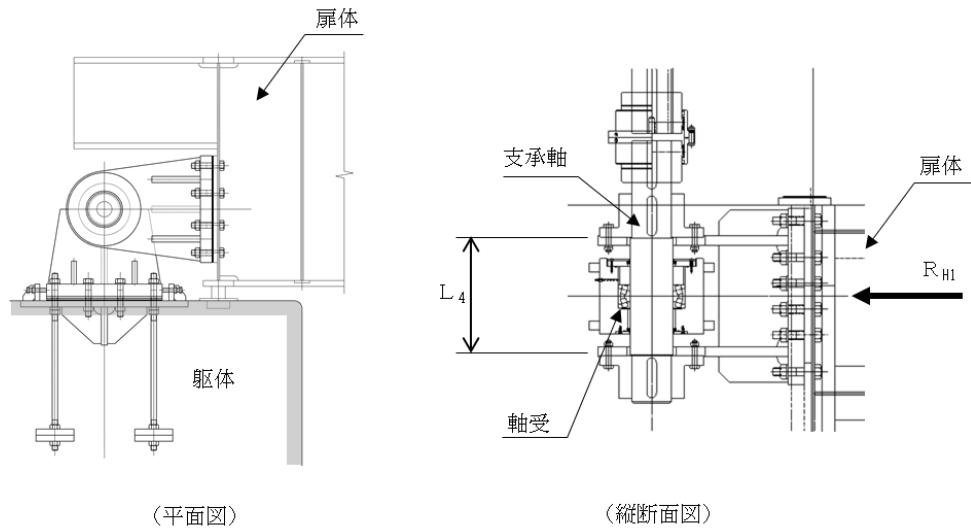


図4-33 **支承部（上部支承軸）**及び**支承部（下部支承軸）**の正面図

(a) 支承部（上部支承軸）

支承部（上部支承軸）は、支承軸を両端ピン支持の単純梁として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（上部支承軸）の構造図及び応力算定式を図 4-34 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_4 = \frac{R_{H1}L_4}{4}$$

- ・ せん断力

$$S_4 = R_{H1}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_4}{Z_4}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_4}{3A_4}$$

ここに、

M_4 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H1} : 上部支承軸水平作用荷重 (kN)

L_4 : 支承軸支持間隔 (m)

S_4 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_4 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_4 : 支承軸の断面積 (mm²)

図 4-34 支承部（上部支承軸）の構造図及び応力算定式

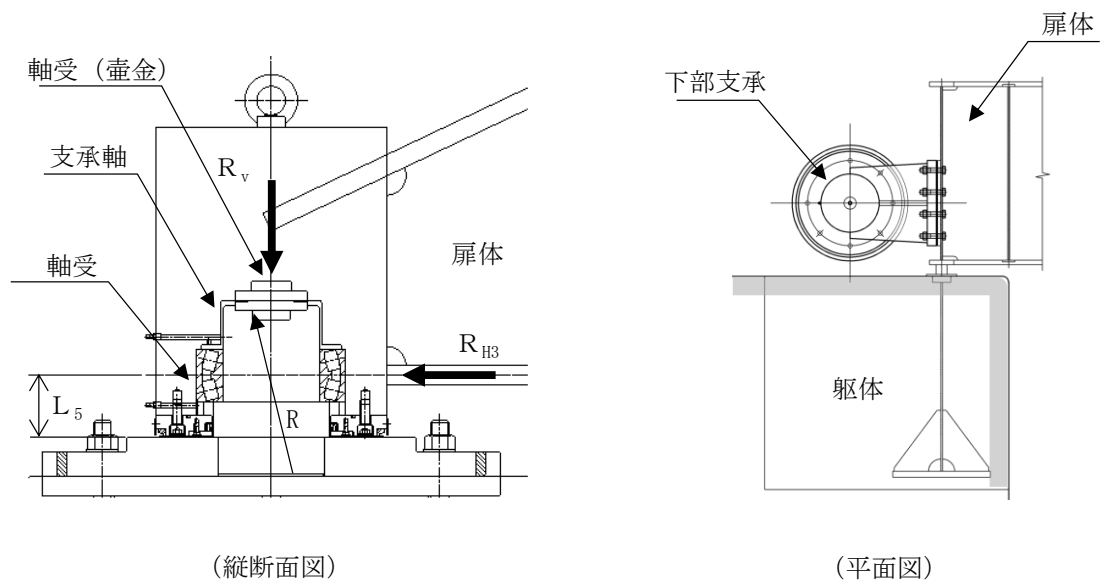
(b) 支承部 (下部支承軸)

支承部 (下部支承軸) は、支承軸を下端固定の片持ち梁として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

鉛直荷重を支持する軸受 (壺金) は、接触面の支圧応力度により照査する。

また、水平荷重を支持する上部及び下部軸受けには同一の自動調心ころ軸受けを使用し、許容限界以下であることを確認する。

支承部 (下部支承軸) の構造図及び応力算定式を図 4-35 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_5 = R_{H3}L_5$$

- ・ せん断力

$$S_5 = R_{H3}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_5}{Z_5}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_5}{3A_5}$$

ここに、

M_5 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H3} : 下部支承軸水平作用荷重 (kN)

L_5 : 支承軸片持ち梁長さ (m)

S_5 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_5 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_5 : 支承軸の断面積 (mm²)

R_v : 下部支承軸鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受 (壺金) の球面の半径 (mm)

E : 軸受 (壺金) の弾性係数 (N/mm²)

R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4-35(1) 支承部 (下部支承軸) の構造図及び応力算定式

・軸受（壺金）の支圧応力度 p (N/mm^2)

$$p = 0.388 \left(\frac{R_v E^2}{R^2} \right)^{1/3}$$

軸受け荷重(自動調心ころ軸受)

$$R_2 = R_{H3}$$

ここに,

R_{H3} : 下部支承軸水平作用荷重 (kN)

R_v : 下部支承軸鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径(mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数(N/mm^2)

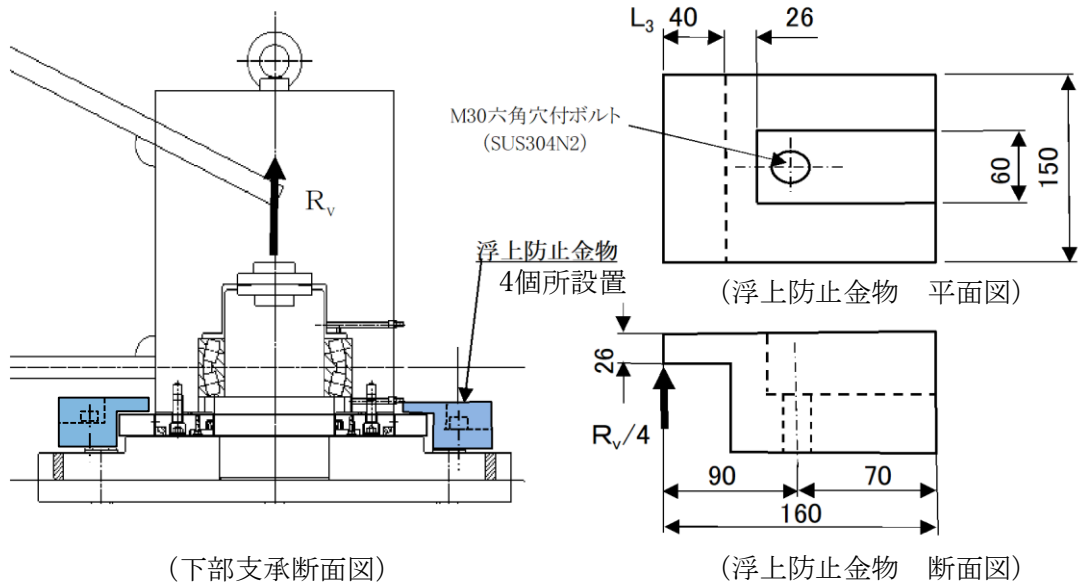
R_2 : 軸受け荷重(kN)

図 4-35(2) 支承部（下部支承軸）の応力算定式

(c) 支承部（浮上防止金物）

下部支承部に設置する支承部（浮上防止金物）と固定ボルトの強度が鉛直上向き荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

浮上防止金物の構造図及び応力算定式を図4-36に示す。



応力度の計算

- 曲げモーメント

$$M_6 = R_v L_6 / 4$$

- せん断力

$$S_6 = R_v / 4$$

- 曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_6}{Z_6}$$

- せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{3S_6}{2A_6}$$

- 固定ボルトの軸力

$$F = \frac{aR_v}{4b}$$

- 固定ボルト軸方向引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_7}$$

ここに、

M_6 : 浮上防止金物の曲げモーメント (kN・m)

R_v : 下部支承鉛直上向き作用荷重 (kN)

L_6 : 浮上防止金物片持ち梁長さ (m)

S_6 : 浮上防止金物のせん断力 (kN)

Z_6 : 浮上防止金物の断面係数 (mm³)

A_6 : 浮上防止金物の断面積 (mm²)

F : 固定ボルトの軸力 (kN)

a, b : 支持点からの距離 (mm)

A_7 : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

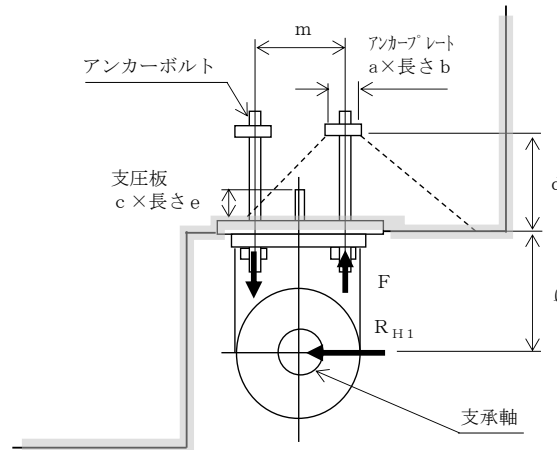
図4-36 支承部（浮上防止金物）の構造図及び応力算定式

f. 支承アンカー

(a) 支承アンカー（上部支承アンカー）

上部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承アンカー（上部支承アンカー）の構造図及び応力算定式を図 4-37 に示す。



アンカーボルト 1 本当りの軸力 (平面図)

$$F = \frac{R_{H1} \ell}{m n}$$

応力度の計算

- ・アンカーボルトの軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- ・コンクリートのアンカープレート
支圧応力度 σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- ・コンクリートの支圧板
支圧応力度 σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H1}}{c e}$$

ここに、

- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H1} : 上部支承軸水平荷重 (kN)
- ℓ : 支承軸からアンカーボルト
固定部までの距離 (mm)
- m : アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数 (本)
- A₅ : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4-37 (1) 支承アンカー（上部支承アンカー）の構造図及び応力算定式

- ・コンクリートのアンカープレートせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$

図 4-37(2) 支承アンカー（上部支承アンカー）の応力算定式

(b) 支承アンカー (下部支承アンカー)

下部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承アンカー (下部支承アンカー) の構造図及び応力算定式を図 4-38 に示す。

アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

$$F = \frac{R_{H3} L_5}{2 y n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの
軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- コンクリートのアンカープレート
支圧応力度 σ_{c1} (N/mm²)

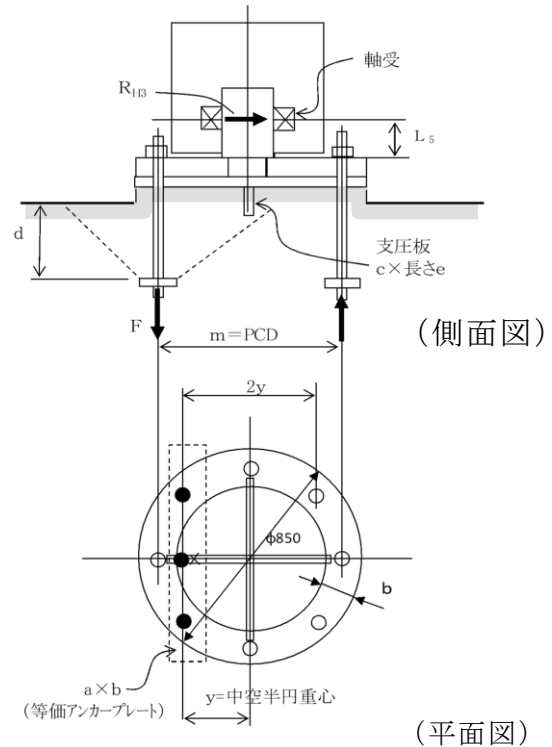
$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- コンクリートの支圧板
支圧応力度 σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H3}}{c e}$$

- コンクリートのアンカープレート
せん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$



ここに、

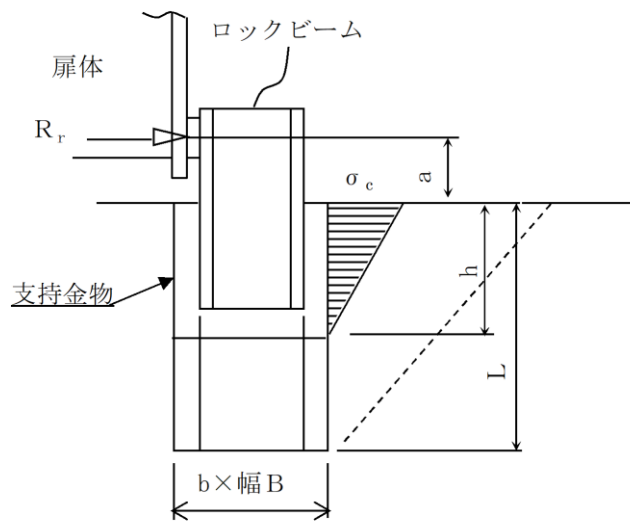
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H3} : 下部支承軸水平荷重 (kN)
- L₅ : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- 2y : アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数 (本)
- A₅ : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4-38 支承アンカー (下部支承アンカー) の構造図及び応力算定式

g. ロック装置

ロック装置は、扉体に作用する地震時荷重をロックビームから支持金物及びコンクリートへ伝達し、扉体を全閉位置に固定する。ロックビームを片持ち梁にモデル化して算定される応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図 4-39 に示す。



(断面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M = R_r a$$

- ・ せん断力

$$S = R_r$$

応力度の計算

- ・ ロックビーム曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{2Z}$$

- ・ ロックビームせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{2A}$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

R_r : ロック反力 (kN)

a : ロックビームの片持ち梁長さ (m)

n : ロックビーム数 (本)

Z : ロックビームの断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

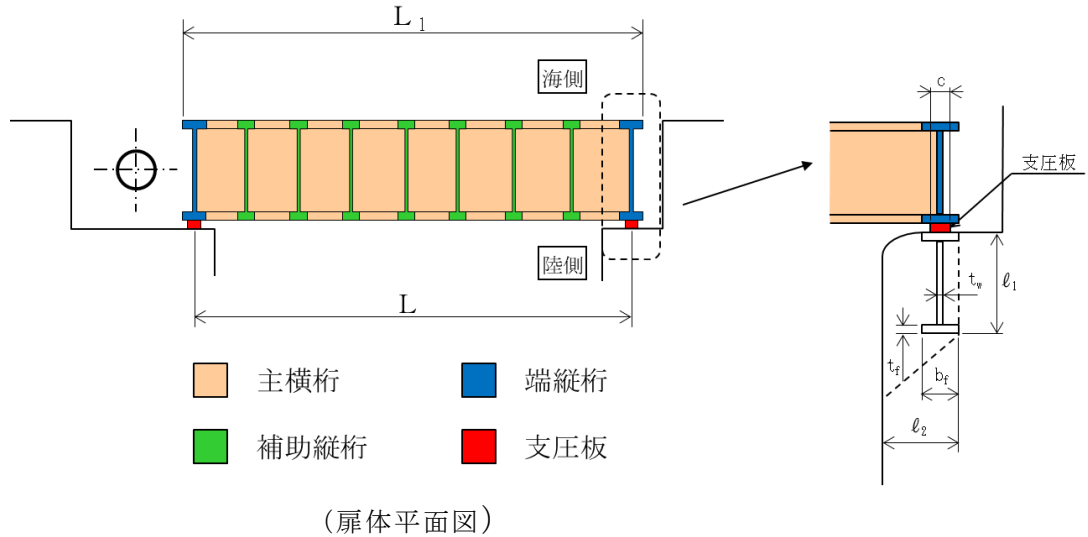
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

図 4-39 ロック装置の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

戸当りは、最も水平荷重（地震時慣性力+風荷重）が大きい最下段の主横桁からの荷重により応力度を算定し許容限界以下であることを確認する。

戸当りの概要図及び応力算定式を図 4-40 に示す。



応力度の計算

- ・ 支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2}$$

- ・ 腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2}$$

- ・ コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{W L_1}{2 b_f L_2}$$

- ・ 底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b_f^2}{8}$$

- ・ コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

W : 水平荷重

(地震時慣性力+風荷重)

(kN/m)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリート
までの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント (N・mm)

Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁+2ℓ₂) (mm)

図 4-40 戸当りの概要図及び応力算定式

- (2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ
鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力度が許容限界以下であることを確認する。
- (3) 基礎地盤
基礎地盤の支持性能評価においては、漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる評価条件を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主桁	W	主桁の負担荷重 (風荷重+地震時慣性力)	16.967	kN/m
	B	水密幅	11.600	m
	L	支圧板中心間	11.200	m
	M	主桁の曲げモーメント	265.700	kN・m
	S	主桁のせん断力	98.407	kN
	N	主桁の軸力	30.540	kN
	Z	主桁の断面係数	10767582	mm ³
	D	側部水密幅	1800	mm
	A _w	主桁の腹板断面積	14382	mm ²
	A _g	主桁の断面積	23012	mm ²
補助縦桁	P	補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	12.568	kN/m ²
	a	補助縦桁間隔	0.747	m
	b	主桁間隔	1.200	m
	M	補助縦桁の曲げモーメント	2.082	kN・m
	S	補助縦桁のせん断力	4.819	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	114034	mm ³
	A _w	補助縦桁の腹板断面積	611	mm ²
端縦桁	R	主桁の支点反力	98.407	kN
	A	補剛材の有効断面積	2938	mm ²
支圧板	W _{gh}	地震時慣性力	124.850	kN/m
	W	風荷重	1.805	N/mm ²
	B	扉体の水密幅	11600	mm
	b	支圧板の有効幅	100	mm
戸当り	P	戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	145.789	kN/m
	b _f	戸当り底面フランジ幅	200	mm
	t _f	戸当り底面フランジ板厚	22	mm
	B	扉体の水密幅	11600	mm
	h	戸当りの桁高	510	mm
	L	底面フランジのコンクリートまでの距離	400	mm

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
走行車輪	R_1	海側車輪荷重	318.653	kN
	R_2	陸側車輪荷重	166.486	kN
	W_g	扉体自重	370	kN
	W_{s1}	扉体天端の積雪荷重	13.328	kN
	W_{s2}	ガイドアームの積雪荷重	4.784	kN
	P	車輪荷重	318.653	kN
	E_1	車輪の弾性係数	193000	N/mm ²
	E_2	車輪踏面板の弾性係数	193000	N/mm ²
	B	車輪有効踏面幅	85	mm
	R	車輪半径	345	mm
	C	接触幅の 1/2	3.954	mm
	M	走行車輪軸の曲げモーメント	10913881	kN・m
	S	走行車輪軸のせん断力	159327	kN
	A	走行車輪軸の断面積	9503	mm ²
	Z	走行車輪軸の断面係数	130671	mm ³
	L	車輪受桁の支持間隔	2240	mm
	a	車輪受桁の荷重載荷位置	1640	mm
	b	車輪受桁の荷重載荷位置	600	mm
	M_c	車輪受桁の曲げモーメント	139980000	N・mm
	S_b	車輪受桁のせん断力	233300	N
Z_1	車輪受桁の断面係数	875000	mm ³	
A_w	車輪受桁の腹板断面積	2208	mm ²	
車輪 戸当り	P	車輪荷重	318.653	kN
	K	車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度	1.79	N/mm ²
	a	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2	1068	mm
	M	車輪戸当りの曲げモーメント	63817061	N・mm
	S	車輪戸当りのせん断力	159327	N
	I	車輪戸当りの断面 2 次モーメント	73100000	mm ⁴
	B	車輪戸当りの底面フランジ幅	125	mm
	Z	車輪戸当りの断面係数	585000	mm ³
	A_w	車輪戸当りの腹板断面積	2040	mm ²
	M_f	底面フランジの曲げモーメント	3496	N・mm

表 5-1 防波扉の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
ガイド アーム	P_v	地震時鉛直荷重	64.407	kN
	W_g	扉体自重	370	kN
	W_s	積雪荷重	16.44	kN
	M_m	ガイドアームの曲げモーメント	325.254	kN・m
	S_m	ガイドアームのせん断力	64.407	kN
	Z_c	ガイドアームの断面係数	1811700	mm ³
	A_w	ガイドアームの腹板面積	27200	mm ²
休止 ピン	P_h	休止ピンに作用する水平荷重	405.762	kN
	W	自重 (扉体自重+積雪荷重)	386.44	kN
	M	休止ピンの曲げモーメント	52749060	N・mm
	S	休止ピンのせん断力	405762	N
	Z	休止ピンの断面係数	331340	mm ³
	A	休止ピンの断面積	17671	mm ²
	L_1	休止ピンの片持ち梁長さ	130	mm
	d	休止ピンの径	150	mm

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	268.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_1	せん断力	96.7	kN
	W	地震時慣性力	16.065	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	11.100	m
	a	張り出し部	0.100	m
	L_1	扉体幅	11.300	m
	M_1'	曲げモーメント	1275.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_1'	せん断力	210.8	kN
	L'	張出長さ	12.100	m
	Z	断面係数	23979000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26300	mm^2
張出桁	M_2	曲げモーメント	4.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_2	せん断力	7.0	kN
	W	地震時慣性力	5.355	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	1.200	m
	Z	断面係数	10829000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26370	mm^2
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	0.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_3	せん断力	0.9	kN
	W	地震時慣性力	2.142	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	断面係数	10540000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26300	mm^2
端縦桁	R	主横桁の支点反力	210.8	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	10747	mm^2

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
支承部 (上部 支承軸)	M ₄	支承軸の曲げモーメント	291.6	kN・m
	R _{H1}	上部支承軸水平作用荷重	2120.5	kN
	L ₄	支承軸支持間隔	0.550	m
	S ₄	支承軸のせん断力	1060.3	kN
	Z ₄	支承軸の断面係数	1045400	mm ³
	A ₄	支承軸の断面積	38010	mm ²
支承部 (下部 支承軸)	M ₅	支承軸の曲げモーメント	330.8	kN・m
	R _{H3}	下部支承軸水平作用荷重	2120.5	kN
	L ₅	支承軸片持ち梁長さ	0.156	m
	S ₅	支承軸のせん断力	2120.5	kN
	Z ₅	支承軸の断面係数	2155100	mm ³
	A ₅	支承軸の断面積	61580	mm ²
支承部 (下部支 承軸受)	R _v	下部支承軸鉛直作用荷重	1574.7	kN
	R	軸受(壺金)の球面の半径	1150	mm
	E	軸受(壺金)の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
支承部 (支承軸 受)	R ₂	軸受け荷重	2025.1	kN
支承部 (浮上防 止金物)	M ₆	浮上防止金物の曲げモーメント	0.75	kN・m
	R _v	下部支承鉛直上向き作用荷重	75.3	kN
	L ₆	浮上防止金物片持ち梁長さ	0.040	m
	S ₆	浮上防止金物のせん断力	18.8	kN
	Z ₆	浮上防止金物の断面係数	16900	mm ³
	A ₆	浮上防止金物の断面積	3900	mm ²
	F	固定ボルトの軸力	43.0	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
	A ₇	固定ボルトの有効断面積	561	mm ²

表 5-2 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
支承アンカー (上部支承アンカー)	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	249.5	kN
	R_{H1}	上部支承軸水平荷重	2120.5	kN
	ℓ	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	850	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	1100	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	300, 950	mm
	c, e	支圧板の寸法	400, 950	mm
支承アンカー (下部支承アンカー)	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	247.2	kN
	R_{H3}	下部支承軸水平荷重	2120.5	kN
	L_5	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	156	mm
	2y	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	550	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	150, 850	mm
	c, e	支圧板の寸法	500, 800	mm
ロック装置	M	曲げモーメント	88.5	kN・m
	R_r	ロック反力	590.3	kN
	a	ロックビームの片持ち梁長さ	0.150	m
	n	ロックビーム数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	260000	mm ³
	S	ロックビームのせん断力	590.3	kN
	A	ロックビームのせん断面積	2128	mm ²
戸当り	W	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	17.419	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L_1	扉体幅	11300	mm
	L_2	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	t_w	腹板の厚さ	14	mm
	b_f	底面フランジの幅	750	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	50	mm
	ℓ_1	戸当り深さ	1350	mm
	ℓ_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	925	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	14.1	kN・m
$\Sigma \ell$	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)	3200	mm	

6. 耐震評価結果

6.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

「3. 固有値解析」に示したとおり防波扉（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であるため、防波扉（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に示すとおり防波扉（鋼製扉体）の設置床である防波扉基礎スラブの最大応答加速度を基に設定する。設計震度は表 6-1 に示すとおり、最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より保守的に高く設定した。

防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6-2 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 設計用地震力

設置標高	設計震度	
	EL 8.5m	水平 K_h
鉛直 K_v		1.5

表 6-2 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a/b)	
防波扉 (鋼製 扉体)	主桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	26	240	0.11	
			せん断応力度 (N/mm ²)	6.8	135	0.06	
	補助縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	18.3	180	0.11	
			せん断応力度 (N/mm ²)	7.9	105	0.08	
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	33	240	0.14	
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	0.729	225	0.01	
	戸当りコン クリート	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	22.6	240	0.10	
		Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	0.36	8.8	0.05	
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.06	0.60	0.10	
	走行車輪	車輪	SUS304	接触面圧応力度 (N/mm ²)	605.2	849	0.72
		車輪軸	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	83.5	150	0.56
				せん断応力度 (N/mm ²)	22.4	90	0.25
		車輪 受桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	160.0	240	0.67
				せん断応力度 (N/mm ²)	106.0	135	0.79
		車輪 戸当り	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	109.1	180	0.61
	せん断応力度 (N/mm ²)			78.1	105	0.75	
	底面フランジ曲 げ応力度(N/mm ²)			58.1	180	0.33	
	ガイド アーム	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	180	240	0.75	
			せん断応力度 (N/mm ²)	2.4	135	0.02	
	休止ピン	SUS329J4L	曲げ応力度 (N/mm ²)	159.2	338	0.48	
せん断応力度 (N/mm ²)			30.6	195	0.16		

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

a. 曲げ照査

防波扉戸当り (RC支柱) 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図を図 6-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-3 に示す。

この結果から、防波扉戸当り (RC支柱) の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

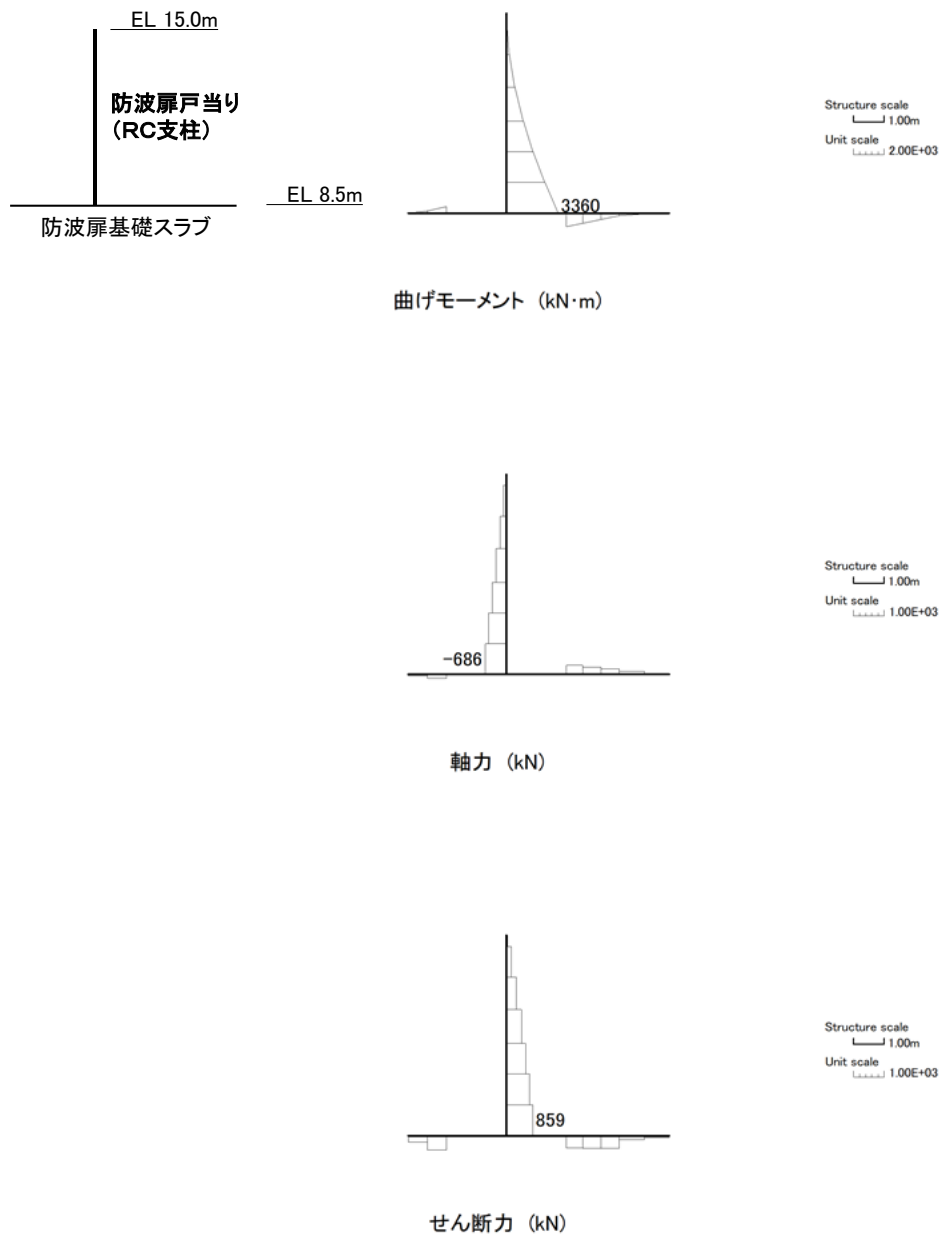
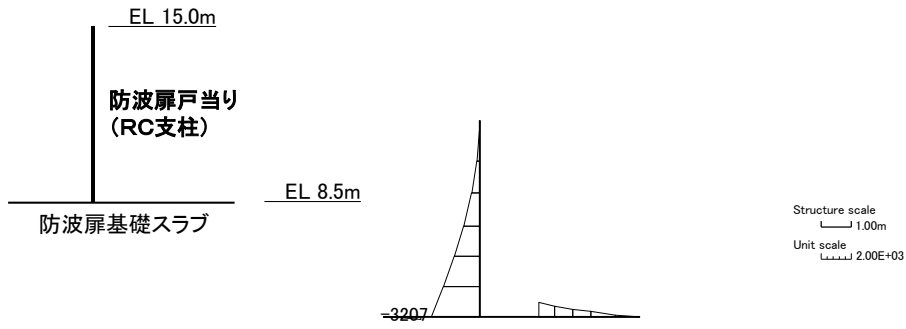


図 6-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
の評価時刻での断面力

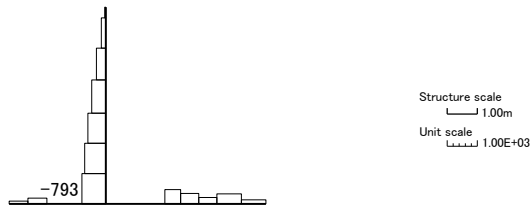
(S s - D (- -) , 解析ケース③, t=19.21s)



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6-1(2) 鉄筋の曲げ・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 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=8.61s)

表 6-3(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (--)	③	3360	686	2.1	13.5	0.16

表 6-3(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (- +)	①	3207	466	85	294	0.29

b. せん断照査

防波扉戸当り（RC支柱）の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図を図6-2に、せん断破壊に対する最大照査値を表6-4に示す。

この結果から、防波扉戸当り（RC支柱）の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

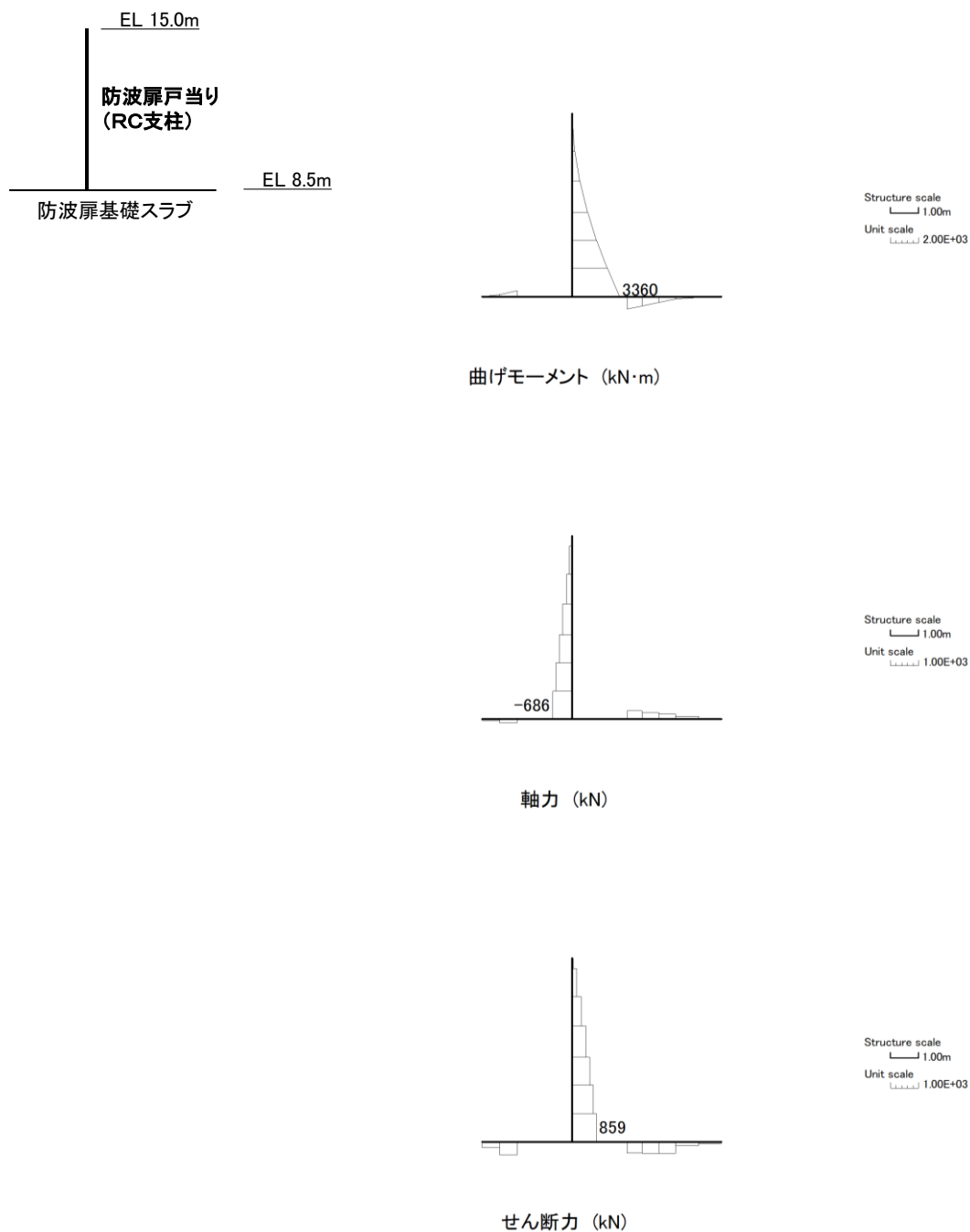


図6-2 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (—) , 解析ケース③, t=19.21s)

表 6-4 コンクリートのせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -D (--)	③	859	0.27	0.67	0.40

(3) 防波扉基礎スラブ

a. 曲げ照査

防波扉基礎スラブの曲げ・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図を図 6-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-5 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力^度が許容限界以下であることを確認した。

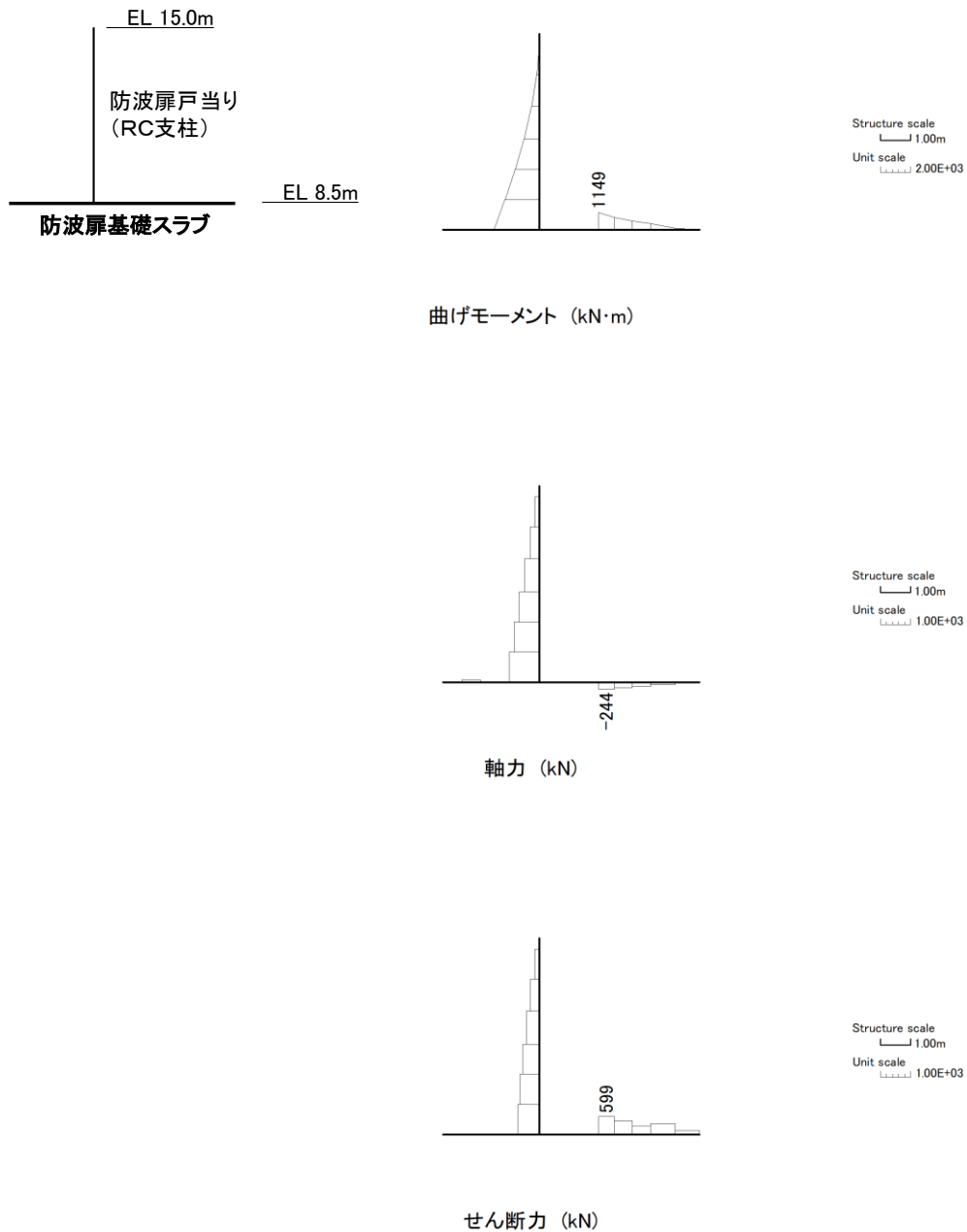


図 6-3(1) **コンクリート**の曲げ・**軸力系**の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース③, t=28.17s)

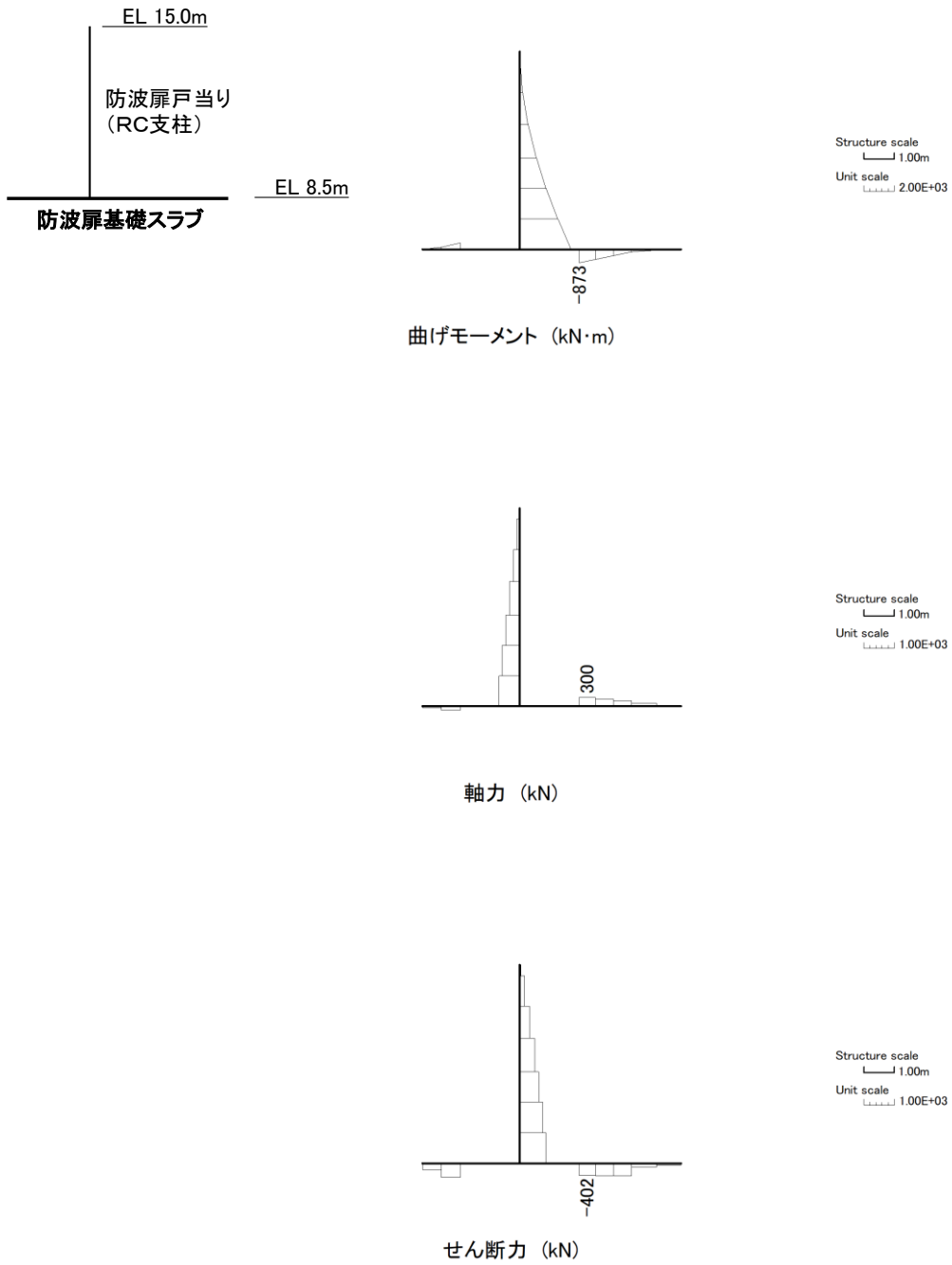


図 6-3(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値の評価時刻での断面力
($S_s - D$ (—), 解析ケース③, $t = 19.21s$)

表 6-5(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最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (++)	③	1149	244	4.5	13.5	0.34

表 6-5(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (--)	③	873	300	177	294	0.61

b. せん断照査

防波扉基礎スラブの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図を図 6-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-6 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

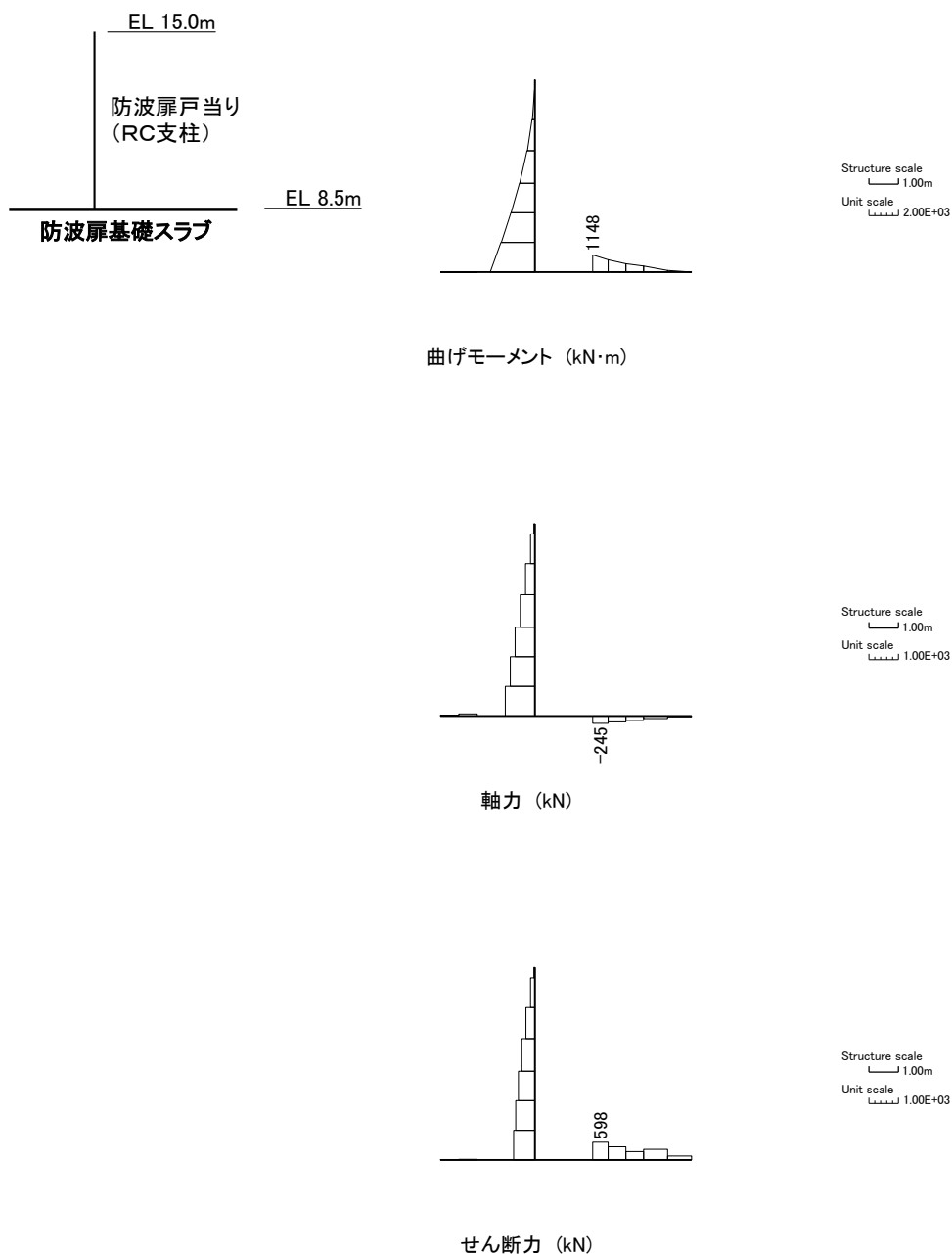


図 6-4 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース①, t=28.17s)

表 6-6 コンクリートのせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -D (++)	①	598	0.56	0.67	0.84

c. グラウンドアンカによる支圧照査

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 6-7 に示す。

この結果から防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-7 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	支圧応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ab}
S _s -N1 (++)	①	11.9	18.0	0.67

(4) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 6-8 に示す。

この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-8 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカ ー力 T _a (kN)	照査値 T/T _{ab}
S _s -N1 (++)	①	1710	2076	0.83

(5) 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6-9 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6-5 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6-9 改良地盤のすべり安全率評価結果

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (-+)	①	7.56	1.65

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- 1.0 ≤ 値 < 1.2
- 1.2 ≤ 値
- 最小すべり安全率となるすべり線



図 6-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (S s - N 1 (-+), 解析ケース①, t=7.56s)

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6-10 に、支持地盤の接地圧分布を図 6-6 に示す。

防波扉基礎スラブの基礎地盤に生じ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 6-10(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (+-)	①	0.5	1.4	0.37

表 6-10(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (+-)	①	1.1	9.8	0.11

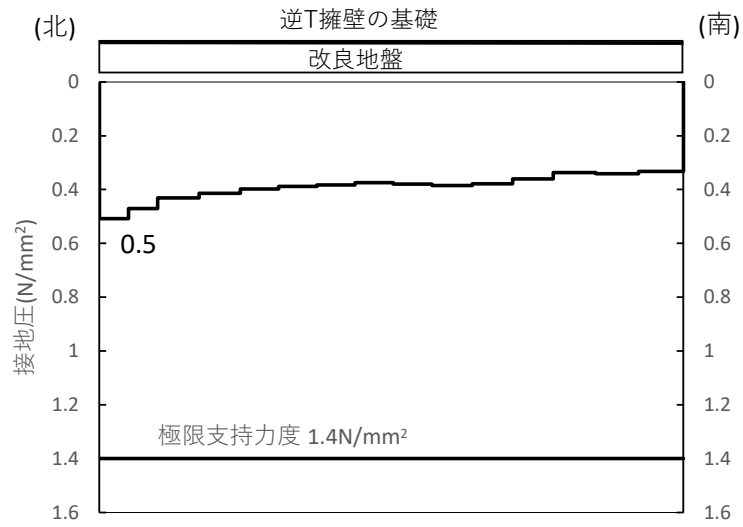


図 6-6(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

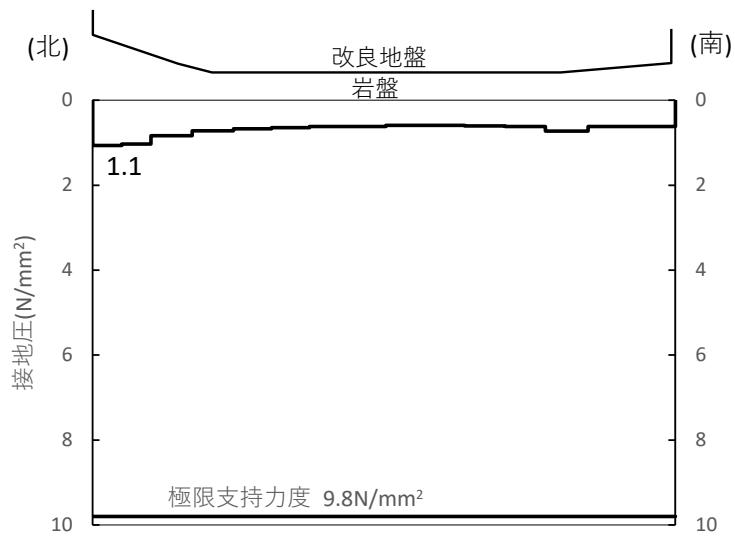


図 6-6(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

6.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

「3. 固有値解析」に示したとおり漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、防波扉（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に示すとおり漂流物対策工（鋼製扉体）の設置床における最大応答加速度を基に設定する。設計震度は表 6-11 に示すとおり、最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より保守的に高く設定した。

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6-12 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-11 設計用地震力

設置標高	設計震度	
	水平 K_h	2.1
EL 8.5m	鉛直 K_v	1.1

表 6-12 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 又は荷重 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 （鋼製 扉体）	横主桁 （最下段）	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	11	525	0.03
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	4	193	0.03
	横主桁 （最上段）	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	53	525	0.11
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	8	193	0.05
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.4	525	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.3	303	0.01
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.02	306	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.03	193	0.01
	端縦桁	SM570	圧縮応力度 (N/mm ²)	20	337	0.06
	支承部（上 部支承軸）	SUS630 H1150	曲げ応力度 (N/mm ²)	279	540	0.52
			せん断応力度 (N/mm ²)	37	310	0.12
	支承部（下部 支承軸）	SUS304N2	曲げ応力度 (N/mm ²)	153	255	0.60
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	147	0.09
	支承部（下部 支承軸受）	SUS630 H1150	接触応力度 (N/mm ²)	1373	2035	0.68
	支承軸受け	自動調心 ころ軸受	軸受荷重 (kN)	2025	3800	0.54
	支承部（浮上 防止金物）	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	44	150	0.30
せん断応力度 (N/mm ²)			7	90	0.08	
SUS304N2		軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	77	255	0.31	

表 6-12 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（2/2）

部材		材質	種別	応力度 又は荷重 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承アンカー (上部アンカー ボルト)	SCM435	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	288	585	0.50
	支承アンカー (下部アンカー ボルト)	SCM435	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	286	585	0.49
	上部支承アン カー (コンク リート)	f _{ck} =40N/mm ²	アンカープレート 支圧応力度 (N/mm ²)	7.4	8.8	0.85
			支圧板 支圧応力度 (N/mm ²)	5.6	8.8	0.64
			アンカープレート せん断応力度 (N/mm ²)	0.36	0.60	0.60
	下部支承アン カー (コンク リート)	f _{ck} =40N/mm ²	アンカープレート 支圧応力度 (N/mm ²)	5.8	8.8	0.66
			支圧板 支圧応力度 (N/mm ²)	5.3	8.8	0.61
			アンカープレート せん断応力度 (N/mm ²)	0.40	0.60	0.67
	ロック装置	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	170	337	0.51
			せん断応力度 (N/mm ²)	139	193	0.73
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	2	225	0.01
	戸当り (腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	9	270	0.04
	戸当り (底面 フランジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	34	525	0.07
戸当り (コン クリート)	f _{ck} =40N/mm ²	支圧応力度 (N/mm ²)	0.2	8.8	0.03	
		せん断応力度 (N/mm ²)	0.04	0.60	0.07	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

a. 曲げ照査

漂流物対策工戸当り (RC支柱) 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図を図 6-7 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-13 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

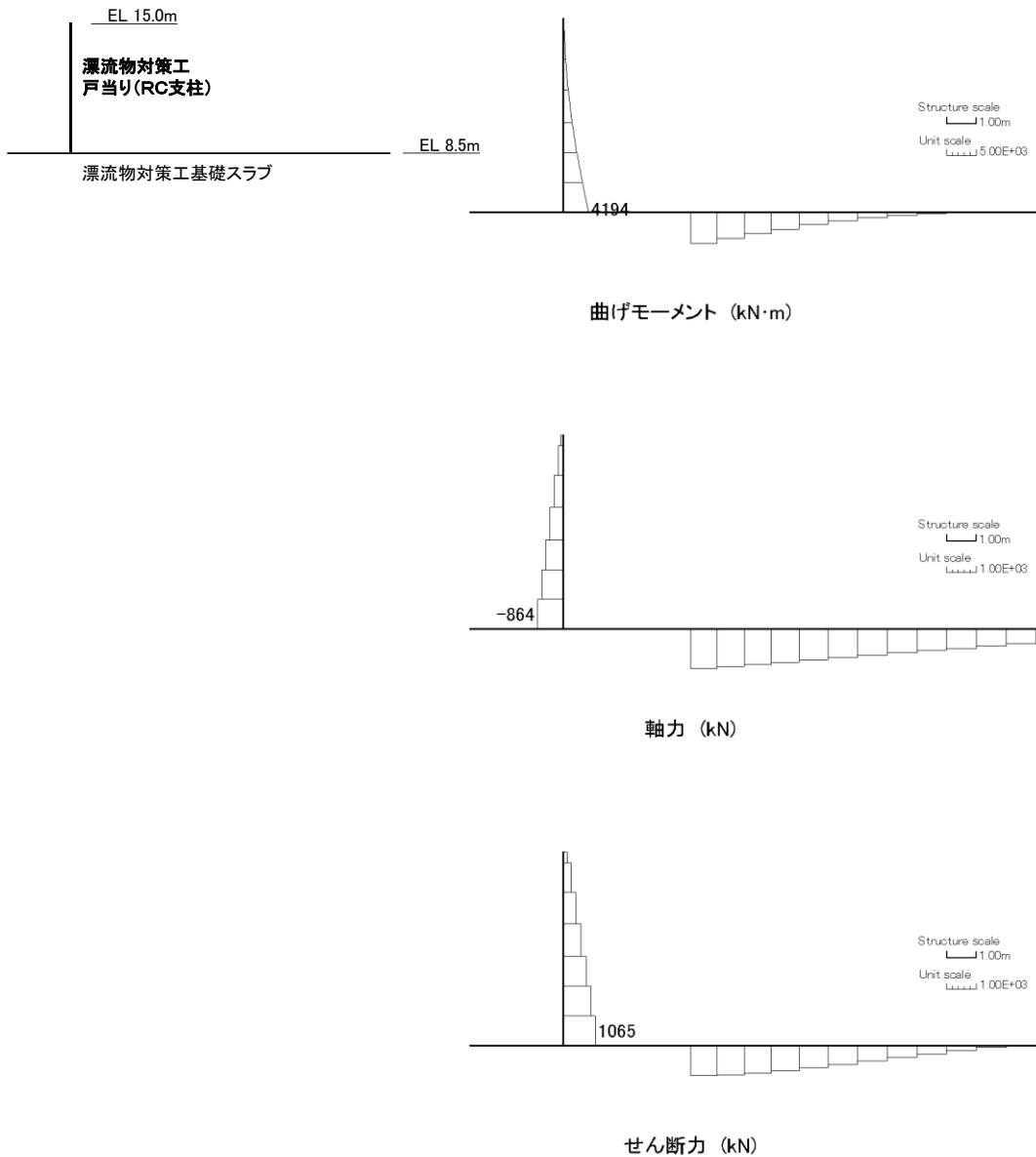


図 6-7 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (-+), 解析ケース①, t=7.55s)

表 6-13(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - N 1 (-+)	①	4194	-864	1.3	21.0	0.07

表 6-13(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - N 1 (-+)	①	4194	-864	35	294	0.13

b. せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）の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図を図 6-8 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-14 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

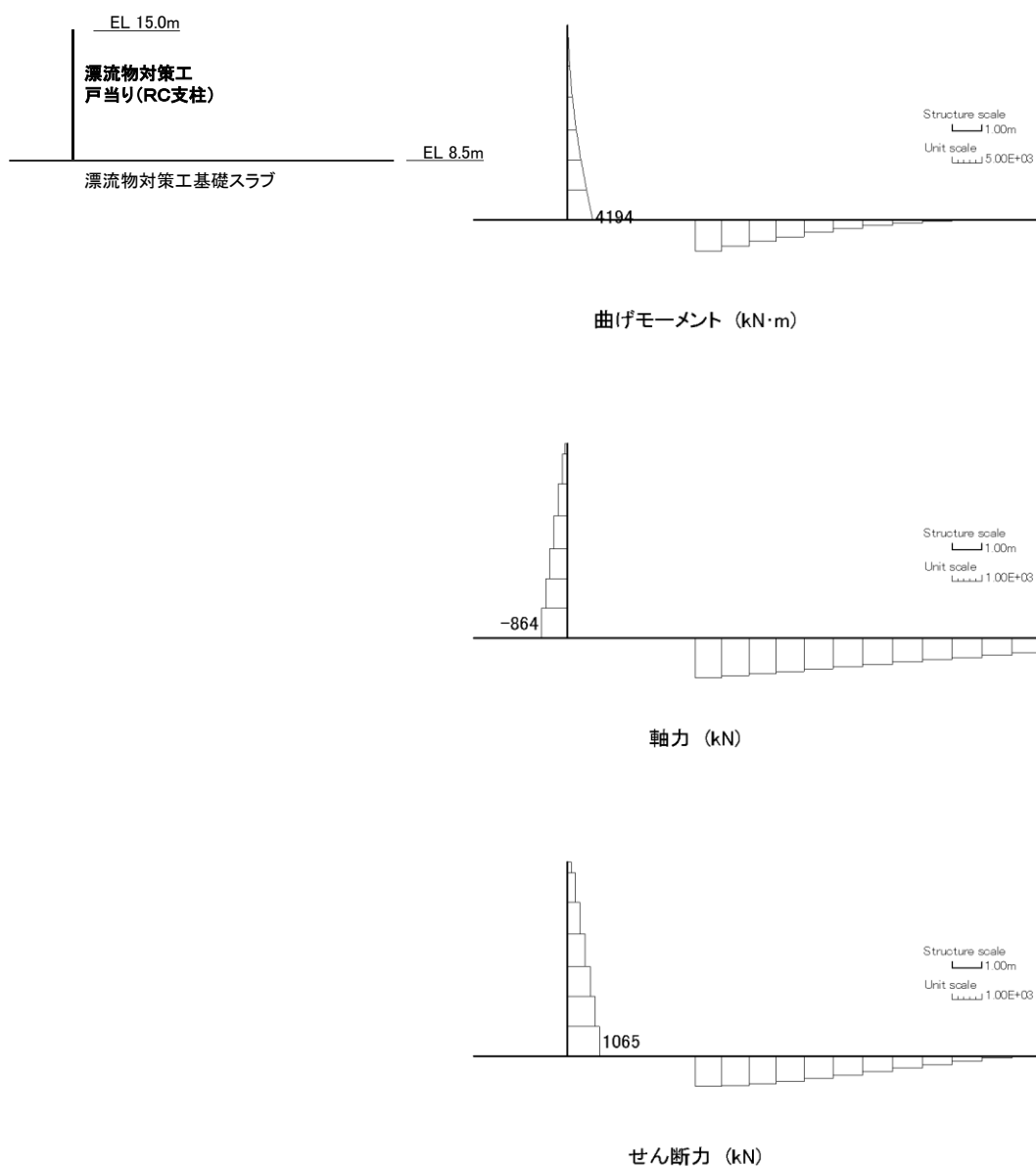


図 6-8 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 ($S_s - N_1 (-+)$, 解析ケース①, $t = 7.55s$)

表 6-14 **コンクリート**のせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S s - N 1 (-+)	①	1065	0.36	0.82	0.44

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

a. 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・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図を図 6-9 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-15 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力^度が許容限界以下であることを確認した。

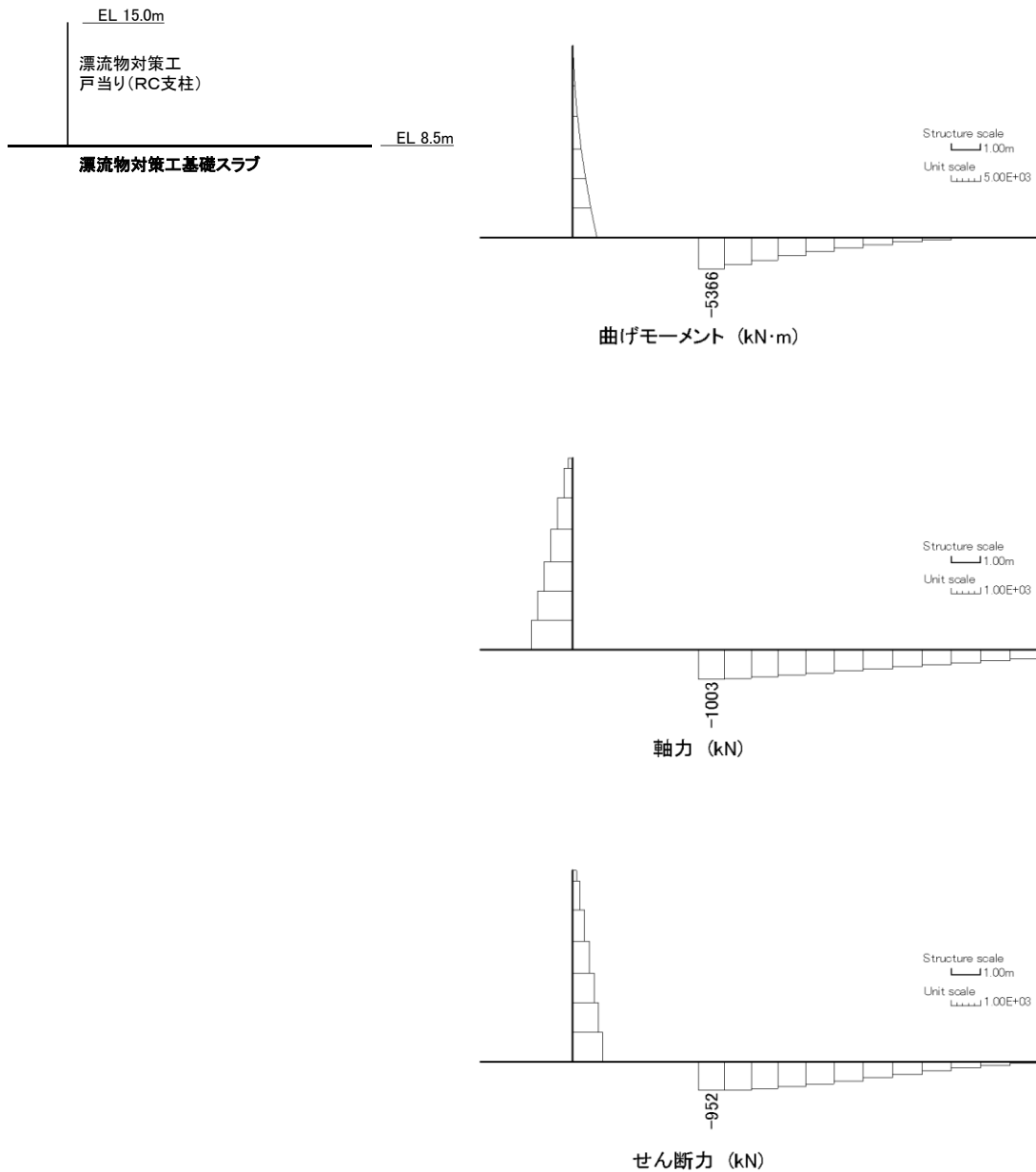


図 6-9(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.59s)

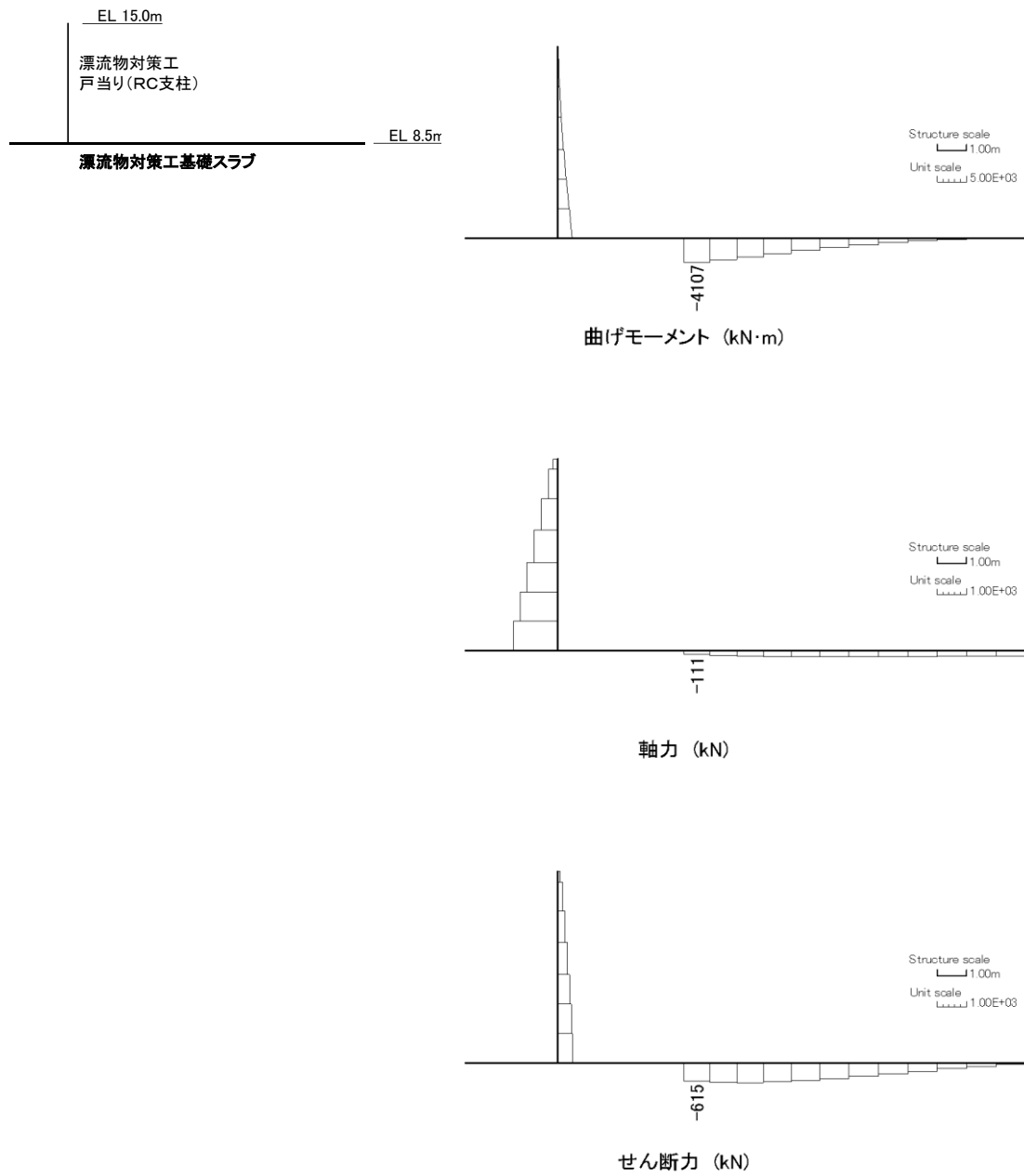


図 6-9(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大照査値の評価時刻での断面力
 (S_s-D(+), 解析ケース①, t=32.48s)

表 6-15(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	-5366	-1003	2.4	21.0	0.12

表 6-15(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ -)	①	-4107	-111	61	294	0.21

b. せん断照査

漂流物対策工基礎スラブの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図を図 6-10 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6-16 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力 σ が許容限界以下であることを確認した。

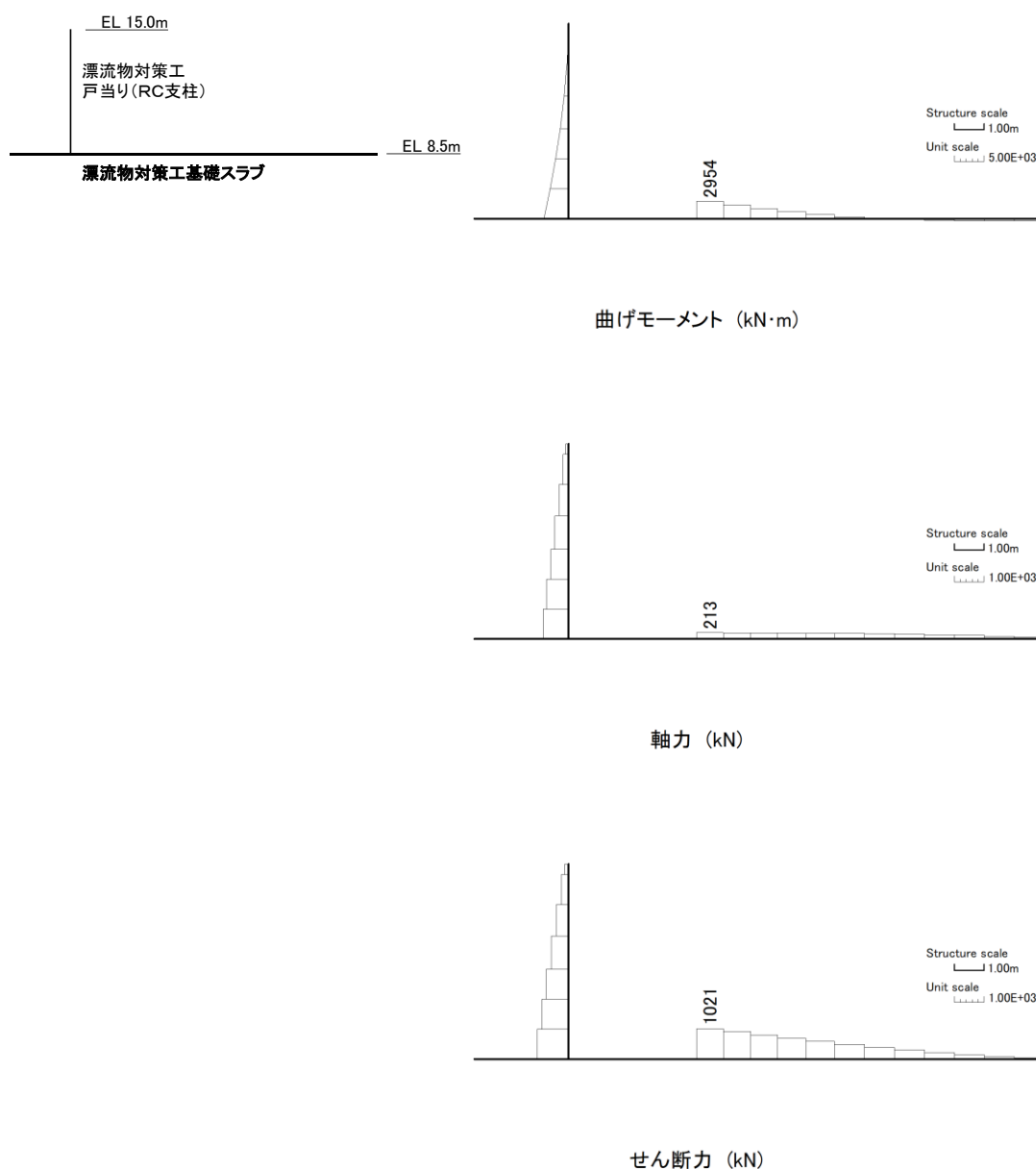


図 6-10 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, t=7.53s)

表 6-16 **コンクリート**のせん断照査における最大照査値

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S s - N 1 (++)	③	1021	0.32	0.82	0.40

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6-17 に、最大接地圧分布を図 6-11 に示す。
漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 6-17(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	支圧強度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -F2 (++)	①	0.8	18.0	0.05

表 6-17(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -D (+-)	①	0.5	1.4	0.33

表 6-17(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

地震動	解析ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -N1 (-+)	①	2.3	9.8	0.24

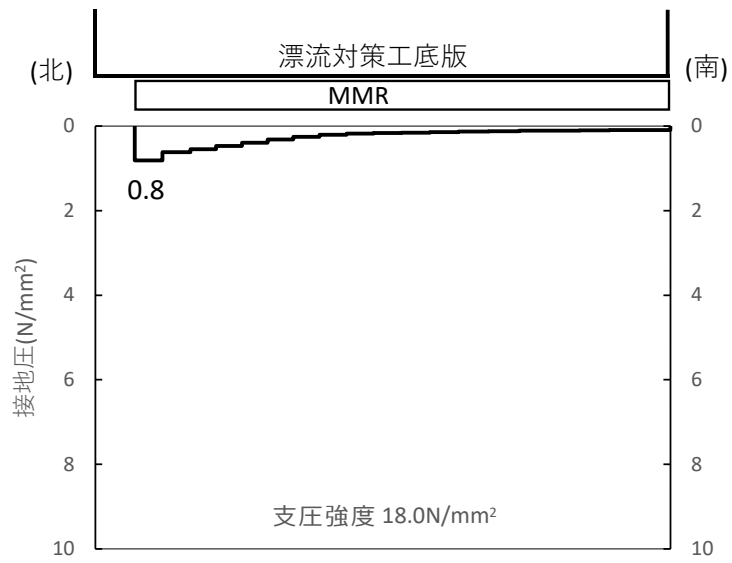


図 6-11(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S s - F 2 (++) , 解析ケース①)

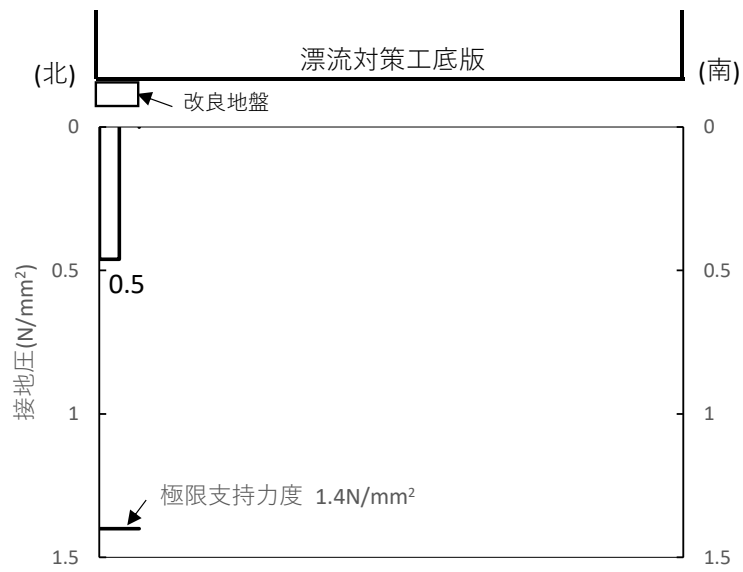


図 6-11(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+-) , 解析ケース①)

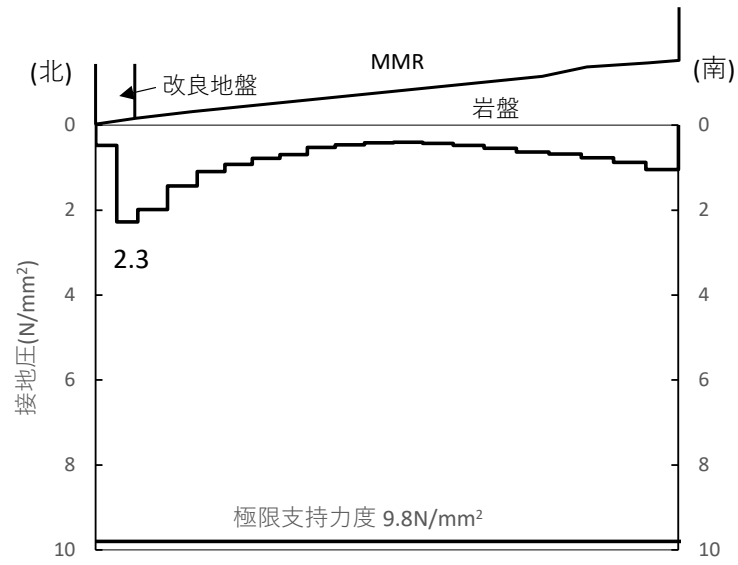


図 6-11(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)
 (S s - N 1 (- +) , 解析ケース①)