

6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明

6.13.1 概要

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、防潮堤のブロック間相対変位に対応可能な構造とする鋼製防護部材を設置するにあたり、鋼製防護部材が、基準地震動 S_s による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価、及び敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

6.13.2 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼製防護部材の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

(1) 位置

鋼製防護部材の位置図を図 6.13.2-1 に示す。

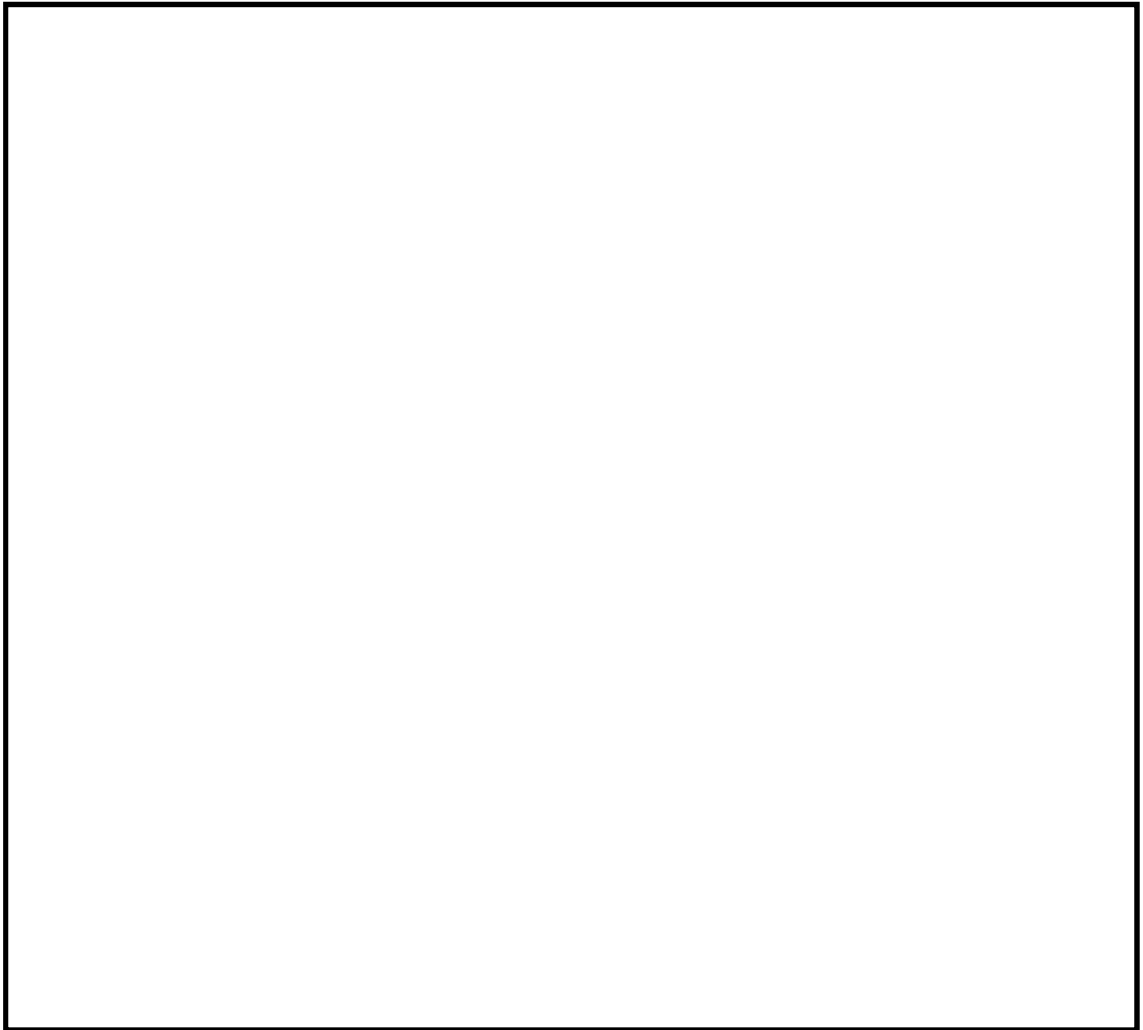


図 6.13.2-1 鋼製防護部材の設置位置図

鋼製防護部材の設置位置は、津波の流向を考慮し防潮堤東側のすべてのジョイント部及び防潮堤北側・南側において流向が変化する隅角部とする。

(2) 構造概要

防潮壁と隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材が設置される。この止水ジョイントを漂流物から防護するために、鋼製防護部材を取り付ける。

鋼製防護部材の構造概要図を図 6.13.2-2 に、構造詳細図を図 6.13.2-3 及び図 6.13.2-4 に示す。

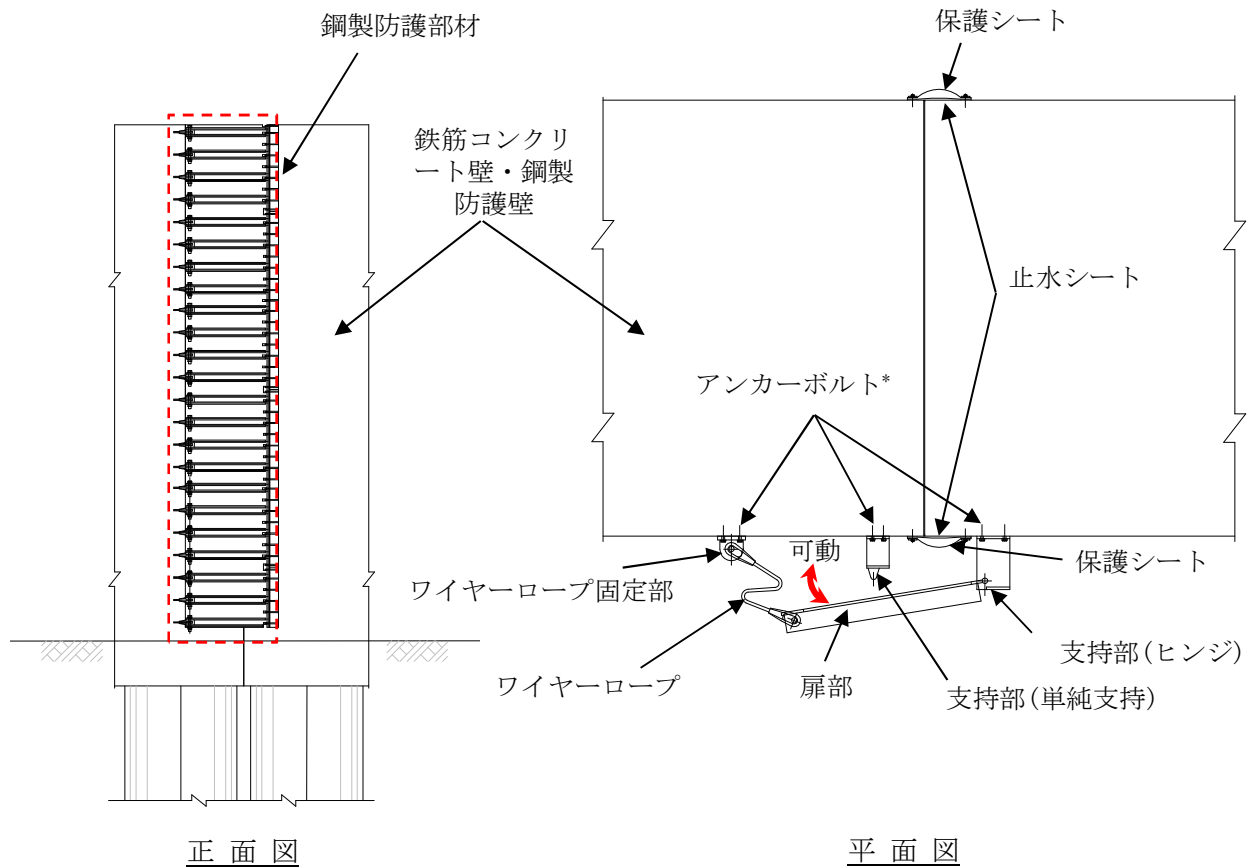


図 6.13.2-2 構造概要図

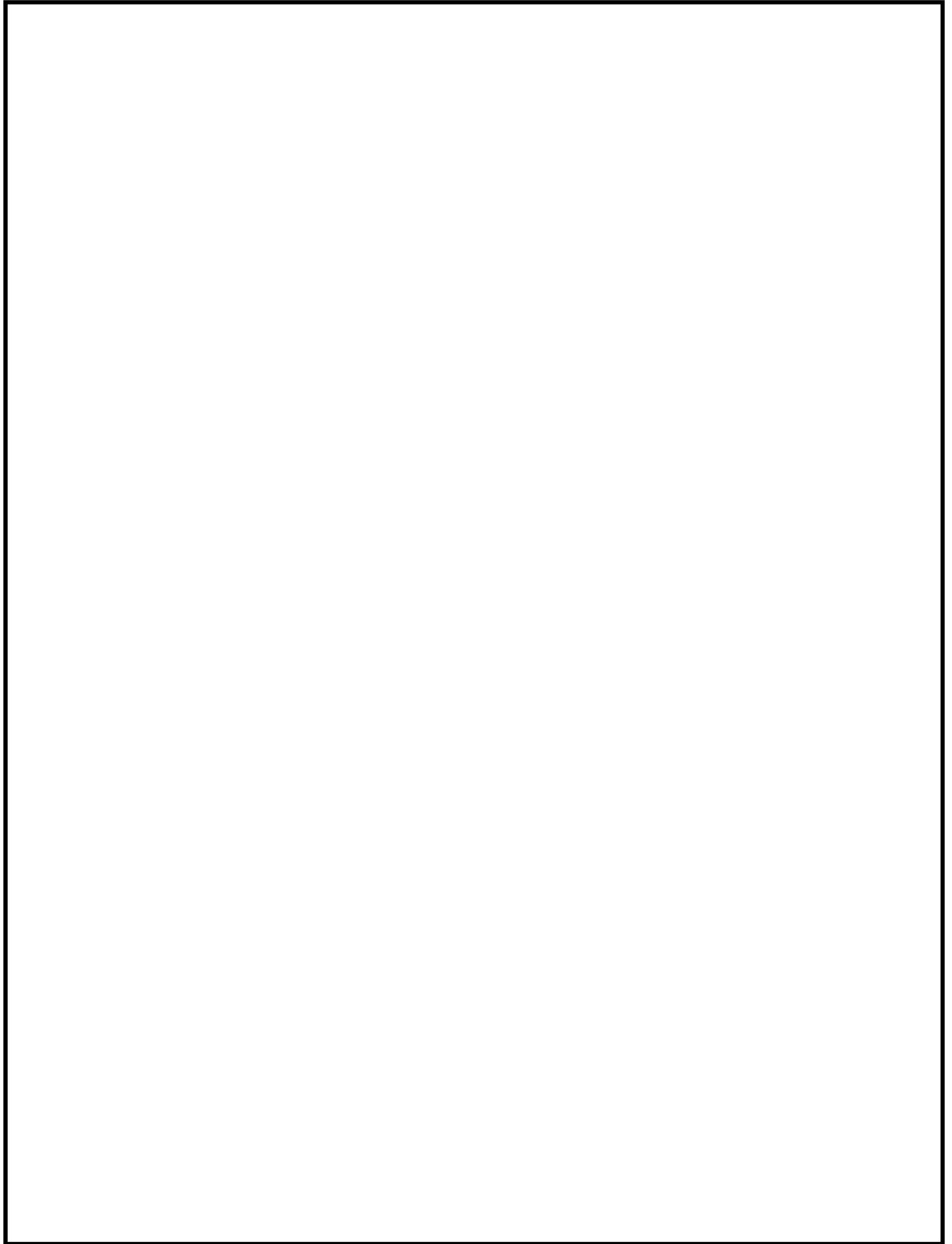


図 6.13.2-3 構造詳細図 (TYPE-A (1500))

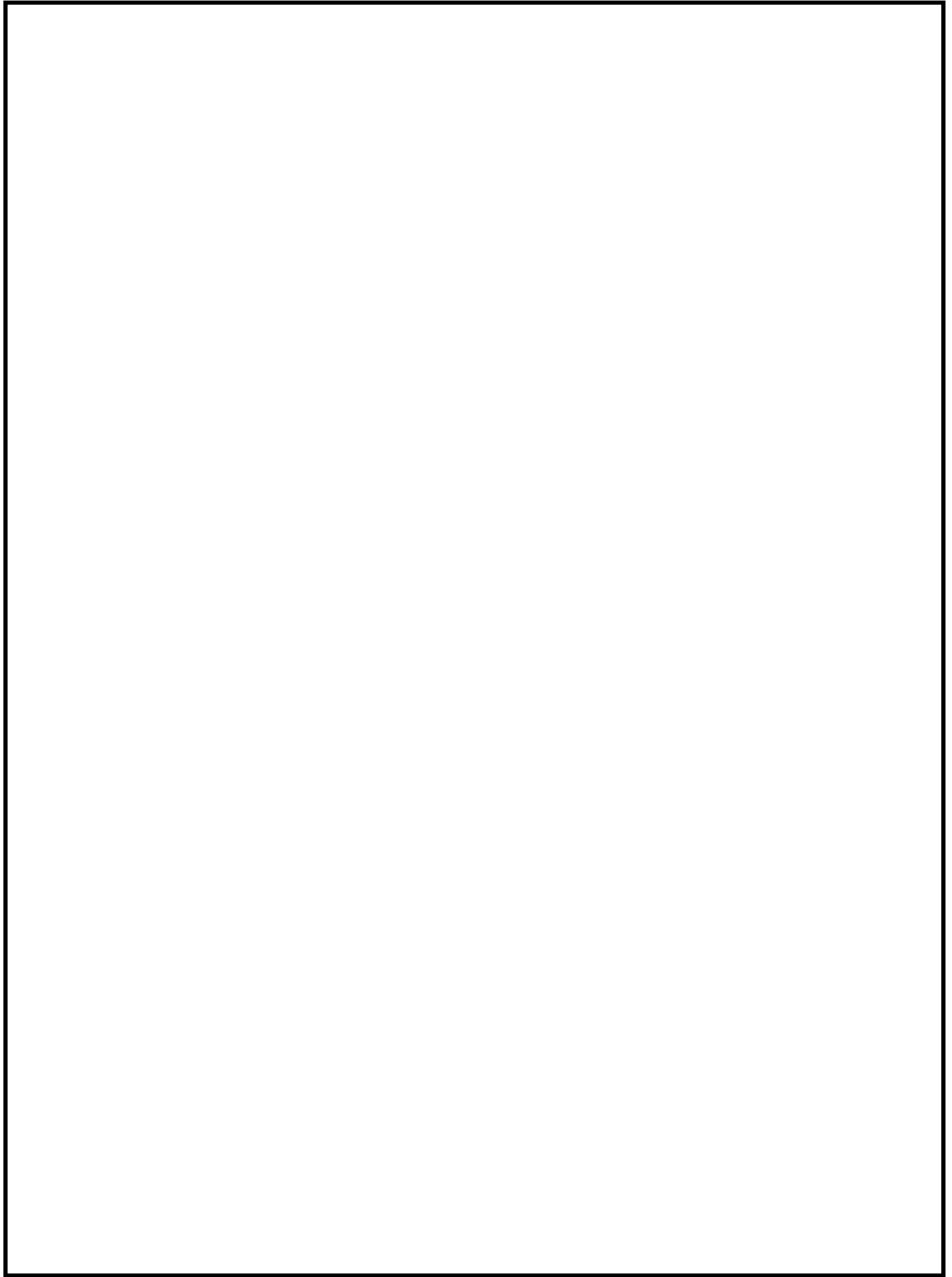


図 6.13.2-4 構造詳細図 (TYPE-B (2000))

防潮堤のブロック間相対変位に対する追随性を確保するために、鋼製防護部材の形状に必要な条件を表 6.13.2-1 に示す。

表 6.13.2-1 鋼製防護部材 形状条件

変位量追随性の検討			必要条件
対象部位		検討項目	
扉部	扉体	長さ	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さを有する。
	扉部ヒンジ	回転可能角度	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、扉部を拘束しない十分に大きい角度の回転が可能である。
ワイヤーロープ	ワイヤーロープ本体	長さ	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、扉部を拘束しない十分な長さを有する。

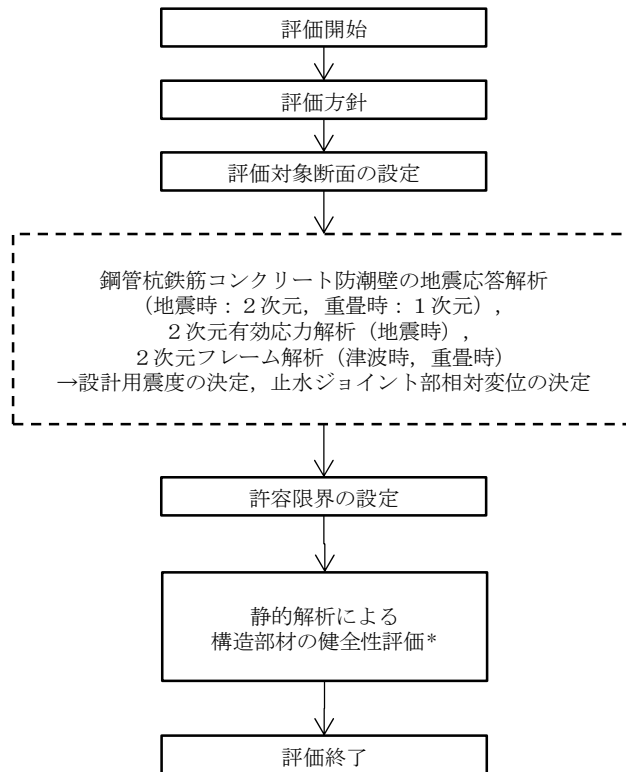
(3) 設計方針

鋼製防護部材の強度評価は、表 6.13.2-2 の鋼製防護部材の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

鋼製防護部材の強度評価の検討フローを図 6.13.2-5 に示す。

表 6.13.2-2 鋼製防護部材の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼製防護部材	扉部	扉体	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			扉部	回転軸	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			扉部	扉部ヒンジ	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			扉部	アンカーボルト	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		ワイヤーロープ部	ワイヤーロープ本体	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			ワイヤーロープ固定部	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			アンカーボルト	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	



注記 *：構造部材の健全性評価を実施することで，表 6.13.2-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 6.13.2-5 鋼製防護部材の評価フロー

(4) 適用基準

表 6.13.2-3 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.13.2-3 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認
	鋼材	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)	
	接合ボルト	・道路橋示方書・同解説 II鋼 橋編(平成14年3月)	
	アンカーボルト	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)	
	ワイヤーロープ	・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)(平成21年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)	
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指 針 JEAG 4601-2015	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

(5) 地震応答解析における評価対象断面

地震時の地震応答解析では、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁解析モデルの天端での応答加速度を求める。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁天端での応答加速度は、岩盤標高が高く第四紀層が薄く堆積しているⅠ区間及びⅡ区間で大きくなるため、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面である断面①と断面②で地震応答解析を実施する。断面①、断面②における基準地震動 S_s による防潮壁天端での加速度の最大値を用いて、鋼製防護部材に与える地震時の静的震度を算出する。

重畳時における静的震度の算出は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と同様に、1次元地震応答解析を行い、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地表面加速度の最大値を用いる。

評価対象断面の位置図を、図 6.13.2-6 に示す。



図 6.13.2-6 評価対象断面の位置図

6.13.3 地震応答解析

地震応答解析は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」に示す解析モデル及び解析方法により実施する。

鋼製防護部材の設計に使用する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析の解析ケースを、表 6.13.3-1 及び表 6.13.3-2 に示す。

地震時の地震応答解析においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対して基本として実施した⑤の解析ケースにおいて、上載される機器・配管系の固有周期帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥の解析ケースを実施する。

重畳時の地震応答解析においては弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いて、④～⑥の解析ケースを実施する。

表 6.13.3-1 鋼製防護部材の設計に使用する地震応答解析解析ケース（地震時）

解析ケース	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

表 6.13.3-2 鋼製防護部材の設計に使用する地震応答解析解析ケース（重畳時）

解析ケース	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

地震時は地震応答解析モデル（断面①及び断面②）の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁のモデル天端より算定される応答加速度の最大値から、設計用震度を算出して適用する。

重畳時は、地表面加速度の最大値から設計用震度を算出して適用する。

6.13.4 評価方法

(1) 評価対象部位

a. 地震時における評価対象部位

鋼製防護部材の扉部，ワイヤーロープ部を評価する。扉部は図 6.13.4-1 に示す様に 3 分割し，下から鋼製防護部材①，鋼製防護部材②，鋼製防護部材③とする。

b. 津波時及び重畳時における評価対象部位

津波時は基準津波及び敷地に遡上する津波による津波波圧，重畳時は敷地に遡上する津波による津波波圧及び弾性設計用地震動 S_d-D1 による余震荷重を考慮して，鋼製防護部材の扉部，ワイヤーロープ部を評価する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

a. 荷重

鋼製防護部材の構造部材の健全性評価において，考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(b) 地震荷重（地震時）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(c) 積雪荷重

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(d) 風荷重

風荷重として，風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

(e) 遡上津波荷重

遡上津波荷重については，防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし，朝倉式に基づき，その 3 倍を考慮して算定する。

鋼製防護部材は図 6.13.4-1 のように標高に応じた波圧分布を考慮して 3 分割する。3 つに分割した設計区間において考慮する津波波圧は，それぞれの区間の下端における津波波圧とする。

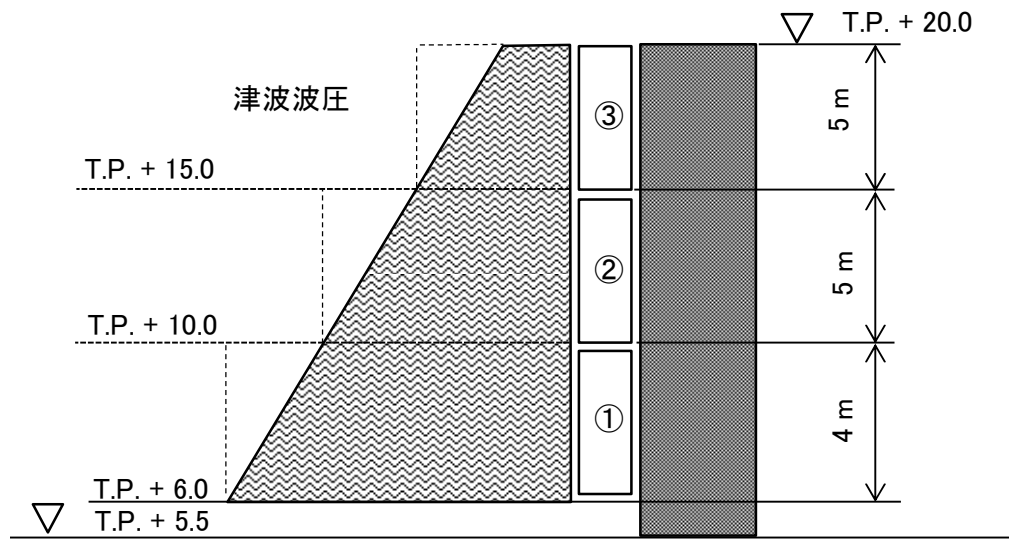


図 6.13.4-1 津波波圧

(f) 衝突荷重

衝突荷重として、表 6.13.4-1 に示す 0.69 t 車両の FEMA*式による漂流物荷重を考慮する。

表 6.13.4-1 FEMA*式による漂流物荷重

	漂流物荷重 (kN)
基準津波時	759
24 m 津波時	1035

* : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA p-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

(g) 余震荷重 (重畳時)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_a-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。
 余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。
 1次元応答解析モデルにおける地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

(h) 動水圧

余震と津波の「重畳時」は、余震による上記(g)の最大加速度に応じた水平震度に基づき算定される動水圧を考慮する。

b. 荷重の組合せ

地震時，津波時，重畳時の荷重の組合せを表 6.13.4-2 に，荷重概要図を図 6.13.4-2 示す。

表 6.13.4-2 (1) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器等は設置されないため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
		静止土圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		外水圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	○	・地震時は風荷重を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 S_e による水平・鉛直同時加振する。	
	鉛直地震動	○	・躯体慣性力を考慮する。	
	動水圧	—	・動水圧は考慮しない。	

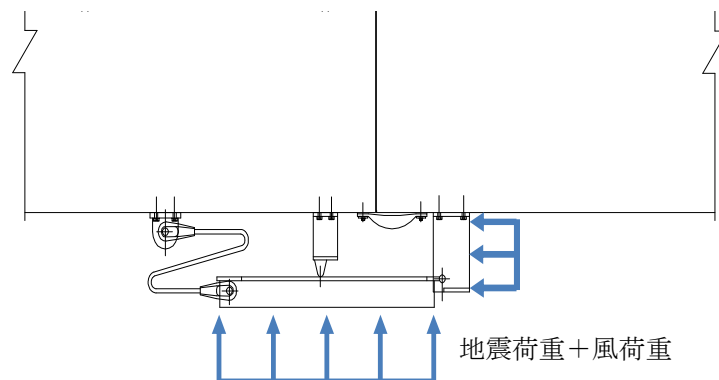


図 6.13.4-2 (1) 荷重概念図 (地震時)

表 6.13.4-1 (2) 荷重の組合せ (津波時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器等は設置されないため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・地中構造物はないので考慮しない。
	外水圧		—	・地中構造物はないので考慮しない。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		—	・風荷重は考慮しない。
	津波荷重		○	・基準津波及び敷地に遡上する津波を考慮する。
衝突荷重	漂流物荷重		○	・FEMA 式による漂流物荷重を考慮する。

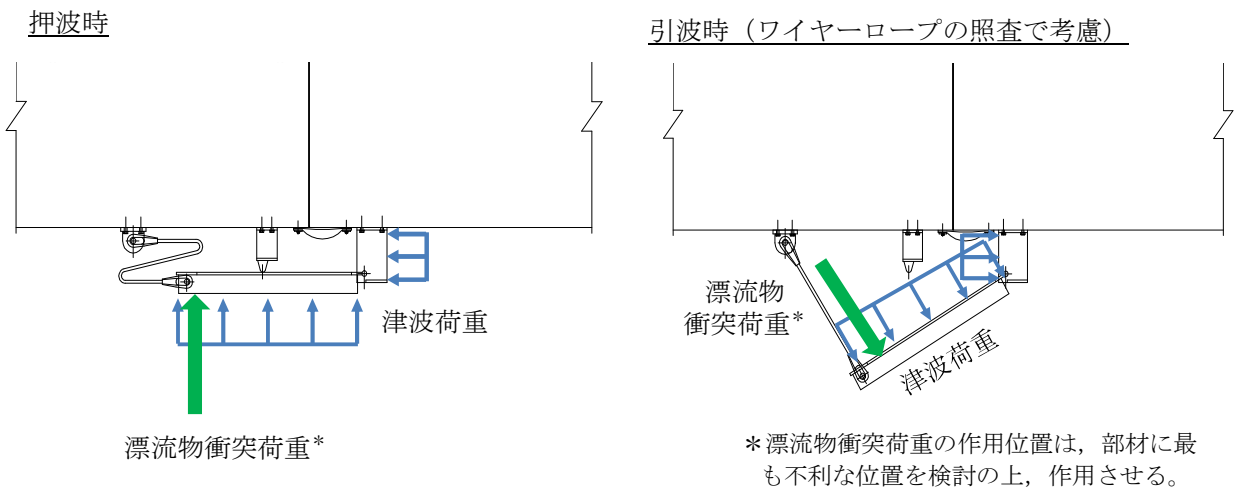


図 6.13.4-2 (2) 荷重概念図 (津波時)

表 6.13.4-1 (3) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器等は設置されないため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
		静止土圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		外水圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重は考慮しない。
		津波荷重	○	・基準津波及び敷地に遡上する津波を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	・弾性設計用地震動 S_d による水平・鉛直同時加振する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・津波による動水圧を考慮する。

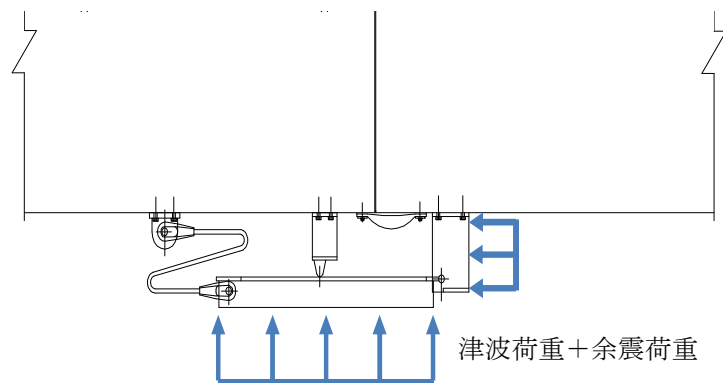


図 6.13.4-2 (3) 荷重概念図 (重畳時)

(3) 許容限界

鋼製防護部材の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し設定する。

a. 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書・同解説」（(社)日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表 6.13.4-2 に示す短期許容応力度とする。地震時及び基準津波時は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，敷地に遡上する津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 6.13.4-2 鋼材の許容限界

鋼材種別		許容限界 (N/mm ²)			
		地震時，基準津波時		敷地に遡上する津波時	
		圧縮，引張，曲げ	せん断	圧縮，引張，曲げ	せん断
SM570	$t \leq 40^*$	382.5	217.5	433.5	246.5
	$40 < t \leq 75^*$	367.5	210	416.5	238

注記 * : t 鋼材の板厚

b. 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」（(社)日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表 6.13.4-3 に示す短期許容応力度とする。地震時及び基準津波時は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，敷地に遡上する津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 6.13.4-3 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	許容限界 (N/mm ²)			
		地震時，基準津波時		敷地に遡上する津波時	
	強度区分	引張	せん断	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	705	405	799	459

c. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については，アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a : 引張力に対する許容限界 (N)

P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$ とする。

l_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d : アンカーボルト軸部の直径

D : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$P_a / A_o \leq f_n$$

P_a : アンカーボルト頭部の支圧力

A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積で， $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n : コンクリートの支圧強度で， $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$ とする。

ただし， $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

アンカーボルト径 : 52 mm (頭部直径 75 mm) 埋め込み長 $l_e = 250$ mm

$\sigma_y = 325$ N/mm² (SNR490B)

$s_c a = 1820$ mm²

コンクリート : $F_c = 40$ N/mm², $E_c = 26877$ N/mm²

上記より, $P_{a1} = 1.0 \times 325 \times 1820 = 591500$ N

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 250 \times (250 + 75) = 333636$$
 N

よって, $P_a = 333636$ N 短期許容応力は $333636/1820 = 183.32$ N/mm²

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 333636 / (\pi \times (75^2 - 52^2) / 4) = 145.4$$
 N/mm²

$$\sqrt{A_c \cdot A_o} = \sqrt{(\pi \times 250 \times (250 + 75)) / (\pi \times (75^2 - 52^2) / 4)} = 10.5$$
 より,

$$f_n = 6 \times 40 = 240$$
 N/mm²

より, $P_a/A_o \leq f_n$ が満たされる。

(b) せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a2} 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

A_c : コーン上破壊面の有効水平投影面積 $A_c = \pi l_e (l_e + D)$

D : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルト径：52 mm（頭部直径 75 mm）埋め込み長 $l_e=250$ mm

$$s \sigma_y = 325 \text{ N/mm}^2 \text{ (SNR490B)}$$

$$s_c a = 1820 \text{ mm}^2$$

コンクリート： $F_c=40 \text{ N/mm}^2$, $E_c=26877 \text{ N/mm}^2$

上記より， $q_{a1}=1.0 \times 0.7 \times 325 \times 1820=414050 \text{ N}$

$$q_{a2}=2/3 \times 0.5 \times \sqrt{40 \times 26877} \times 1820=629028 \text{ N}$$

q_{a3} は，へりあきがないため対象外

よって， $q_a=414050 \text{ N}$ 短期許容応力は $414050/1820=227.5 \text{ N/mm}^2$

埋め込み長に対しては，

$$s \sigma_{qa} \cdot s_c a = 0.7 \times 325 \times 1820 = 414050$$

$$c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 250 \times (250 + 75) = 500455$$

より， $s \sigma_{qa} \cdot s_c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$ が満たされる。

表 6. 13. 4-4 アンカーボルトの許容限界（引張）

項目	鋼材の降伏で決まる 短期許容引張力 P_{a1} (kN)	定着したコンクリート躯体の コーン破壊で決まる 短期許容引張力 P_{a2} (kN)	許容限界	
			(kN)	(kN/mm ²)
引張	592	334	334	183

表 6. 13. 4-5 アンカーボルトの許容限界（せん断）

項目	鋼材の耐力で決まる 短期許容せん断力 q_{a1} (kN)	コンクリートの 支圧強度で決まる 短期許容せん断力 q_{a2} (kN)	定着したコンクリート 躯体のコーン破壊で 決まる短期許容せん断力 q_{a3} (kN)	許容限界	
				(kN)	(kN/mm ²)
せん断	414	629	—	414	227

d. ワイヤロープ

ワイヤロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に記載される漂流物捕捉スクリーン材料に使用されるワイヤロープの降伏荷重に基づき, 「日本工業規格 (JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 を敷地に遡上する津波時の許容限界とする。地震時及び基準津波時は, 敷地に遡上する津波時の許容限界を 1.7 で除した許容応力度に対して, 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度を許容限界とする。表 6.13.4-6 に許容限界を示す。

表 6.13.4-6 ワイヤロープの許容限界

仕様		破断強度 (kN)	断面積 (mm ²)	破断応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	
					地震時, 基準津波時	敷地に遡上する 津波時
					引張	引張
構造用ストランド ロープ ST1670, 構成 7×37	φ 65	2890	2000	1445	955	1083
	φ 69	3250	2260	1438	951	1078

(4) 評価方法

a. 扉部

(a) 扉体

扉体は図に示すように単純梁としてモデル化する。津波時は衝突荷重の位置を図 6.13.4-2 のように 3 箇所を想定する。曲げモーメント及びせん断力は以下に示す式により計算する。また、目地部のずれを考慮して、支点間距離を変更したケースも検討する。

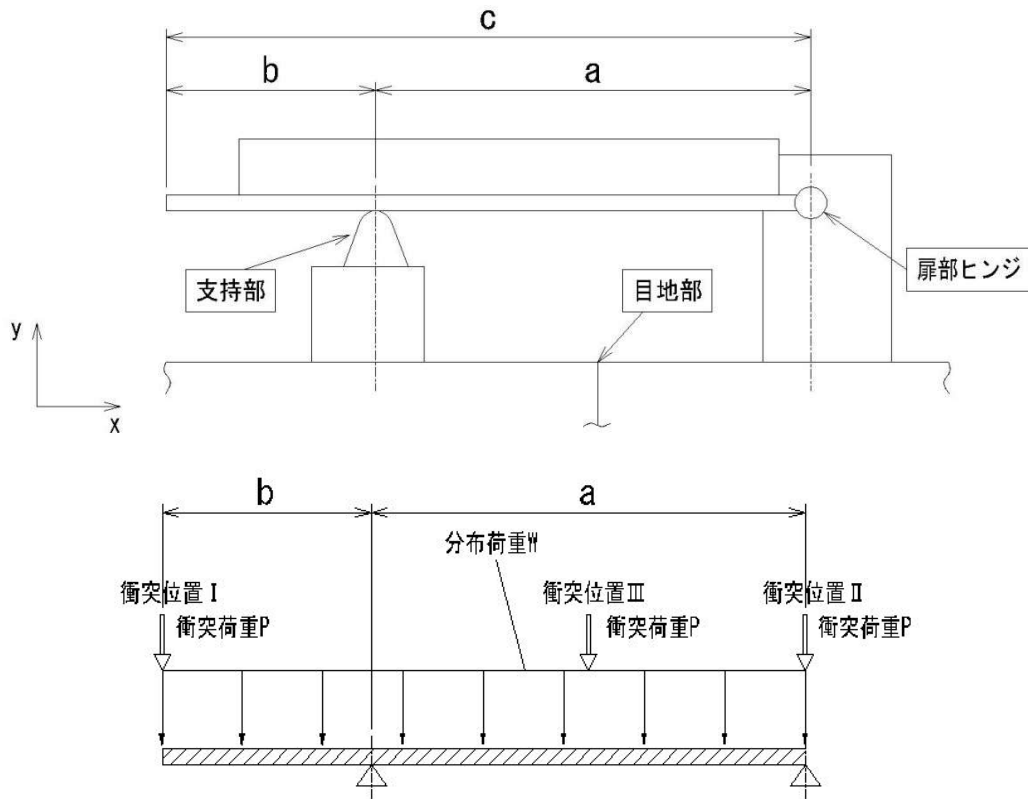


図 6.13.4-2 扉体モデル図

表 6.13.4-7 衝突荷重の作用位置の違いによる扉体の最大曲げモーメント及び最大せん断力

衝突位置	最大曲げモーメント M	最大せん断力 S
I	$W \cdot b^2 / 2 + P_c \cdot b$	$W \cdot (a^2 + b^2) / 2a + P \cdot (a + b) / a$
II	$(W \cdot (a^2 - b^2)^2) / 8a^2$	$W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P$
III	$(W \cdot (a^2 - b^2)^2) / 8a^2 + P \cdot a / 4$	$a \cdot W / 2 + W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P / 2$

曲げ応力度 $\sigma = M / Z$

ここで、Z：断面係数 (cm³)

せん断応力度 $\tau = S / A_w$

ここで、A_w：ウェブ断面積 (cm²)

(b) 回転軸

扉体と同様にモデル化し、発生するせん断力を単位長さあたりに含まれるヒンジの数で割り回転軸に発生するせん断力を計算する。

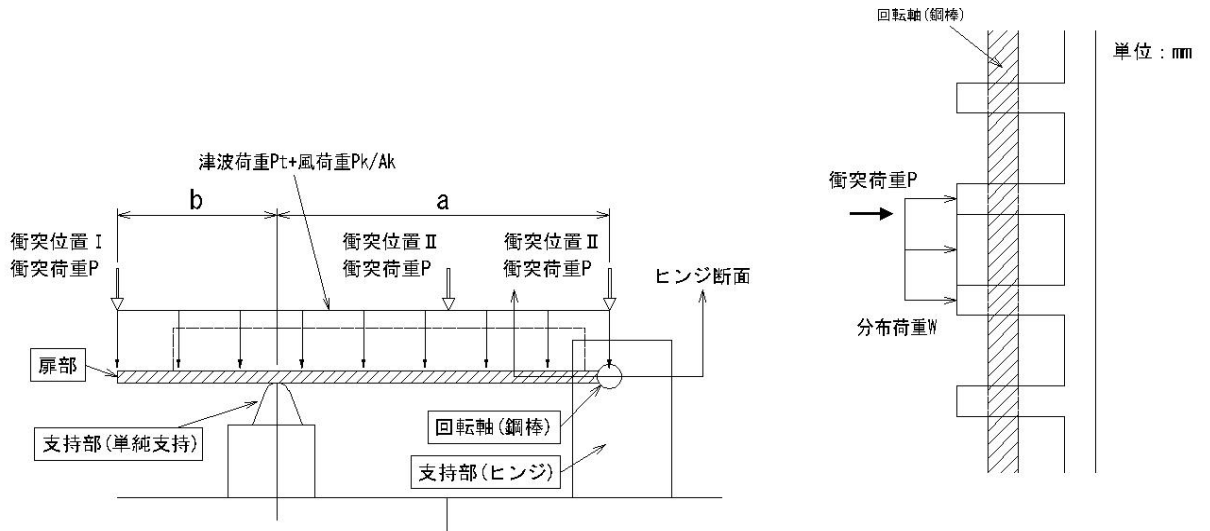


図 6.13.4-3 回転軸への荷重作用図

表 6.13.4-8 衝突荷重の作用位置の違いによる回転軸に作用する最大せん断力

衝突位置	最大せん断力 S
I	$(W \cdot (a^2 + b^2) / 2a + P \cdot (a + b) / a) / n$
II	$(W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P) / n$
III	$(a \cdot W / 2 + W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P / 2) / n$

n : 単位長さあたりのヒンジの数

せん断応力度 $\tau = S / A$

ここで, A : 回転軸断面積 (cm²)

(c) 扉部ヒンジ

扉部に鉛直下向きの荷重が作用した場合の支持鋼板の押し抜きせん断について照査する。

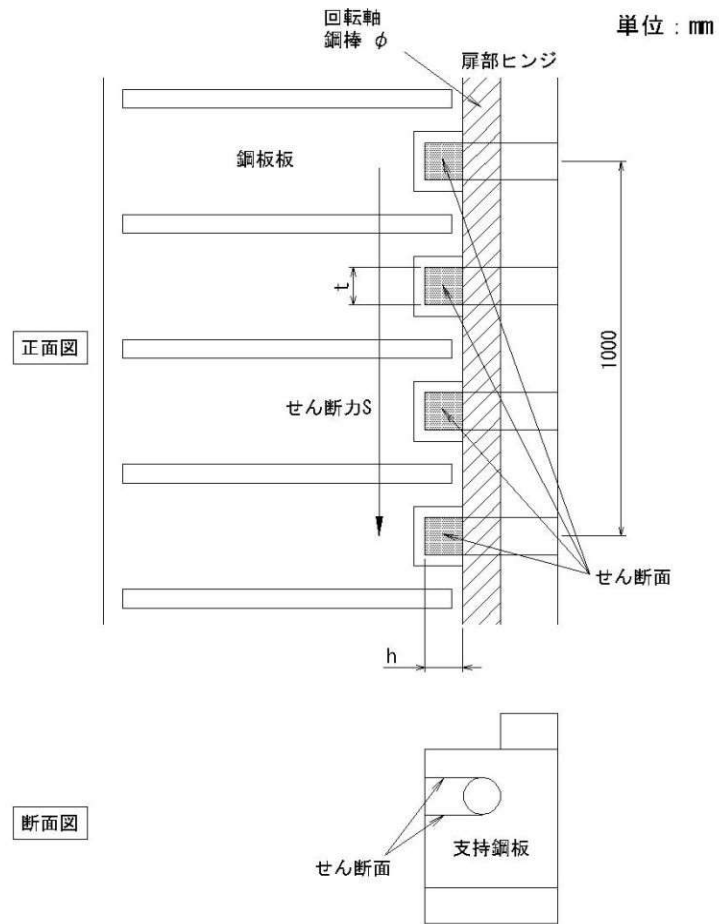


図 6.13.4-4 扉部ヒンジ荷重作用図

$$S = V_1 \times (kv + 1)$$

ここで、S : せん断力

V_1 : 扉体重量 + 積雪重量

kv : 鉛直静的設計震度

$$\tau = S / (t \cdot h)$$

- (d) 扉体支持部アンカーボルト
 イ. 鉛直方向

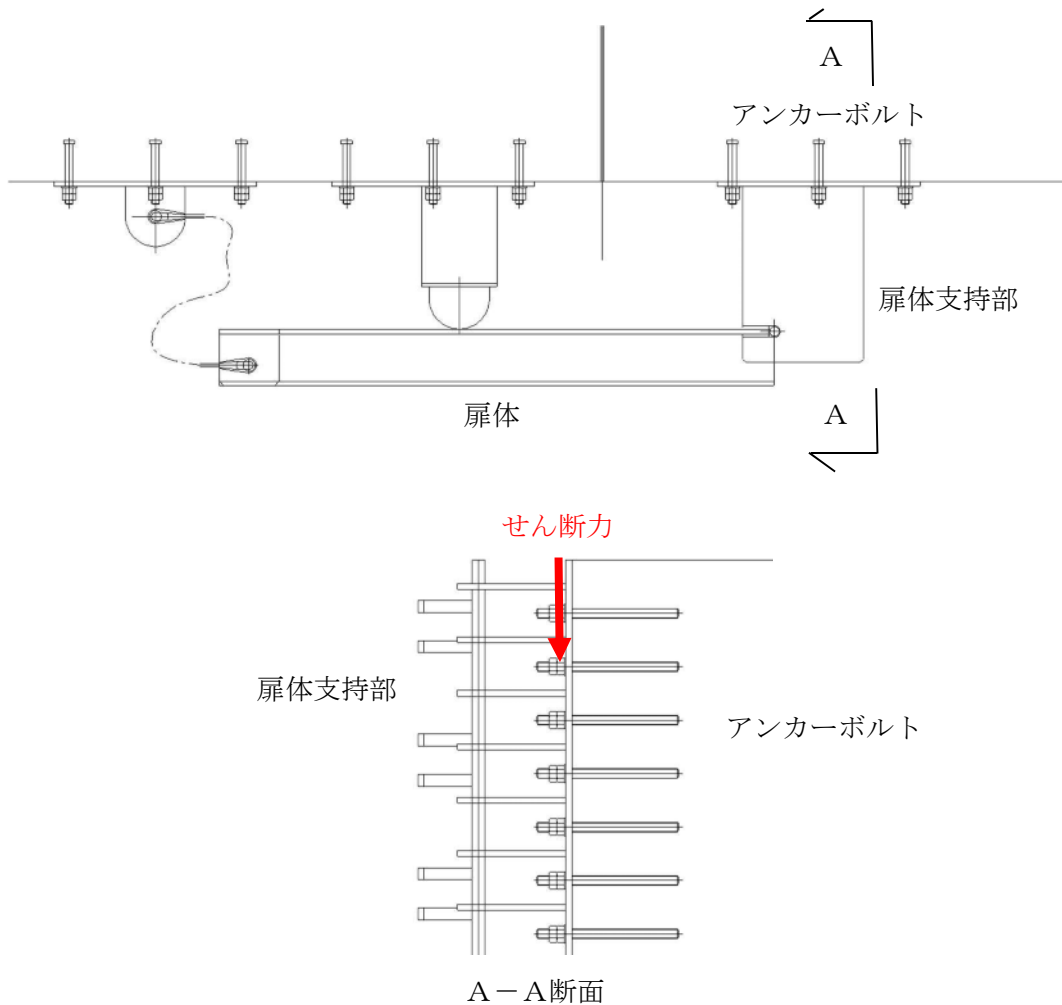


図 6. 13. 4-5 扉体支持部アンカーボルトの荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトのせん断応力について照査する。発生するせん断力を以下の式により計算する。

$$S = (V_1 + V_2) \times (kv + 1)$$

ここで、 V_1 : 扉体重量 + 積雪重量

V_2 : 扉体支持部重量

kv : 鉛直静的設計震度

せん断応力度 $\tau = S/A$

ここで、 A : アンカーボルト断面積 (cm²)

ロ. 水平方向

水平方向の扉体支持部アンカーボルトの照査は、図 6.13.4-6 のようにブロック間がずれた時も考慮して算出する。また、津波時の漂流物荷重の作用位置も図 6.13.4-6 に示す2ケースを考慮し、その最大値で照査する。扉体支持部アンカーボルト位置に発生する最大断面力は、以下の式により計算する。

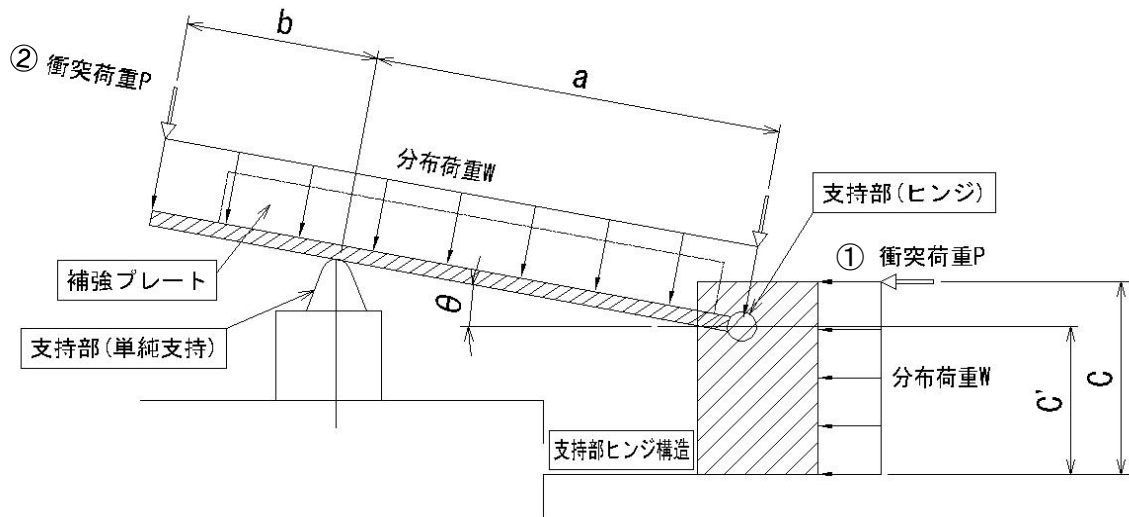


図 6.13.4-6 扉体支持部アンカーボルト水平方向照査時の荷重作用図

$$M = \text{MAX} \left(\begin{array}{l} \text{①} : W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot c + W \cdot C^2 / 2, \\ \text{②} : -W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot b / a \cdot \sin \theta \cdot C' \end{array} \right)$$

$$S = \text{MAX} \left(\begin{array}{l} \text{①} W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta + P + W \cdot C, \\ \text{②} -W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta + P \cdot b / a \cdot \sin \theta \end{array} \right)$$

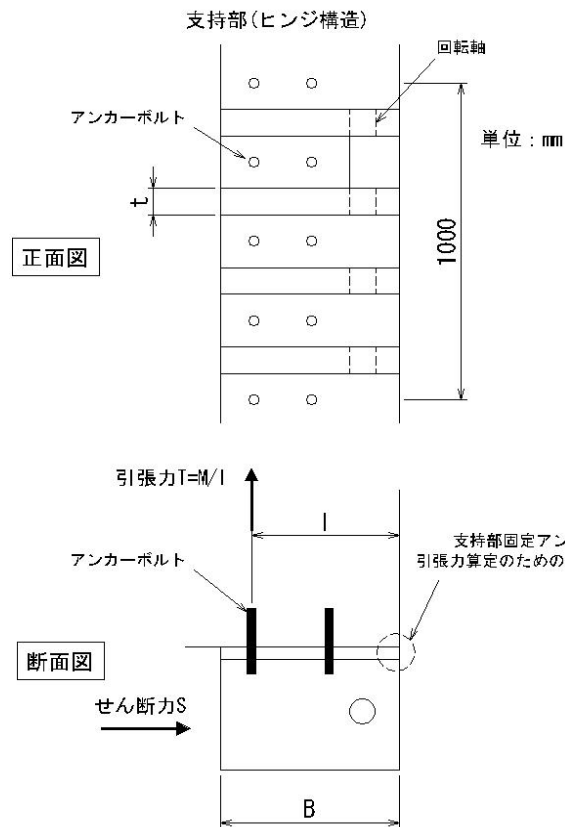


図 6.13.4-7 扉体支持部アンカーボルト荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトに作用する荷重は以下の式により計算する。

$$T = M / I$$

ここで、T：引張力 (kN/m)

I：扉体支持部アンカーボルト引張力算定のための支点位置からアンカーボルトまでの距離 (m)

$$\tau = S / A$$

ここで、A：アンカーボルト断面積 (cm²)

b. ワイヤロープ部

(a) ワイヤロープ本体

ワイヤロープ本体の照査は図のように、ワイヤロープ部の評価において保守的になるように引波時に扉体の背面に衝突物荷重がかかるケースで照査する。

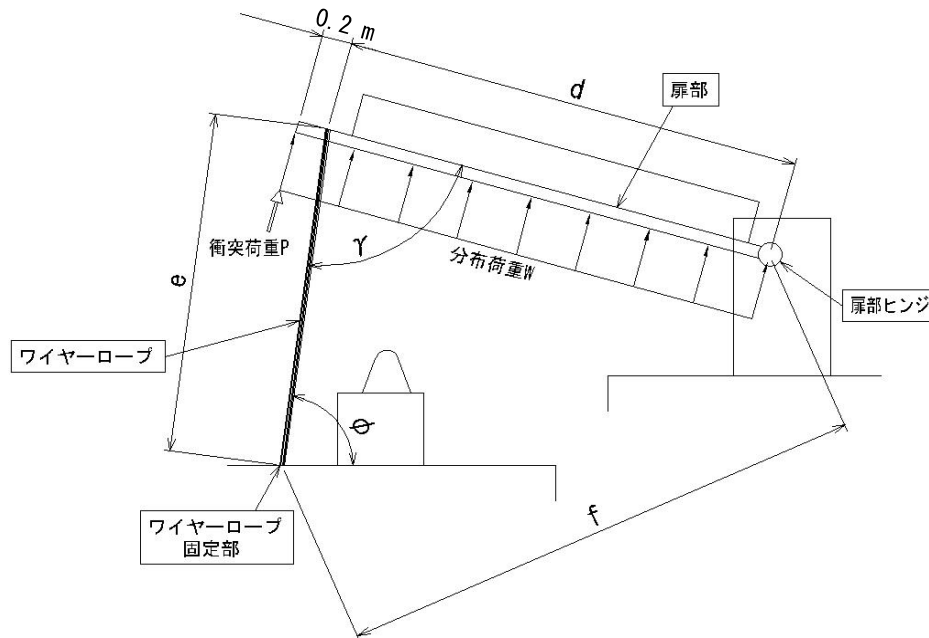


図 6. 13. 4-8 ワイヤロープ本体荷重作用図

ワイヤロープ部に作用する荷重は次式により計算する。

$$R_{pw} = W \cdot (d + 0.20)^2 / (2d)$$

$$R_{ps1} = P \cdot (d + 0.20) / d$$

$$T_w = (R_{pw} + R_{ps1}) / \sin \gamma$$

(0.20m は扉部ワイヤロープ取付位置から扉体端部までの張出長)

ここで、 R_{pw} : 津波荷重により扉部のワイヤロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

R_{ps1} : 衝突荷重により扉部のワイヤロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

T_w : 津波荷重+衝突荷重によるワイヤロープ張力 (kN/m)

また、 T_w を鉛直成分 R_v 及び水平成分 R_H に分解し、以下の式より算定する。

$$R_v = T_w \cdot \sin \phi$$

$$R_H = T_w \cdot \cos \phi$$

R_v 及び R_H を 1m あたりのワイヤロープの本数で除したものが、ワイヤロープ一本あたりに作用する荷重となる。

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤロープ取付ボルトに発生する最大発生断面力を以下の式により計算する。

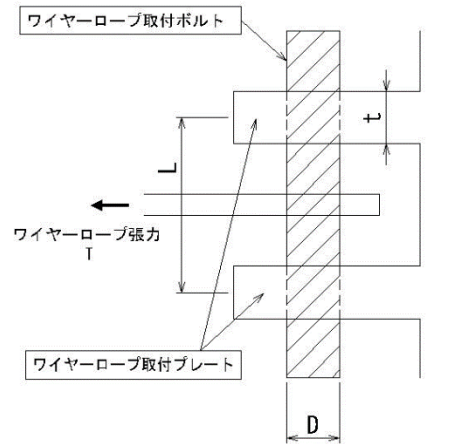


図 6.13.4-9 ワイヤロープ取付ボルト荷重作用図

$$M = T \cdot L / 8$$

$$S = T$$

ここで、 M : 最大曲げモーメント (kN・m)

S : 最大せん断力 (kN)

T : ワイヤロープ張力 (kN)

(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤロープ取付プレートに発生する最大発生断面力を以下の式により計算する。

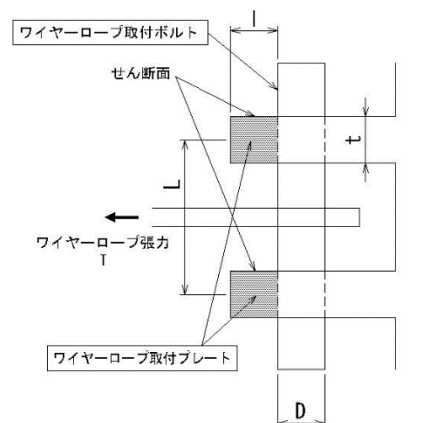


図 6.13.4-10 取付けプレート荷重作用図

$$S = T$$

ここで、 S : 最大せん断力 (kN)

T : ワイヤロープ張力 (kN)

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

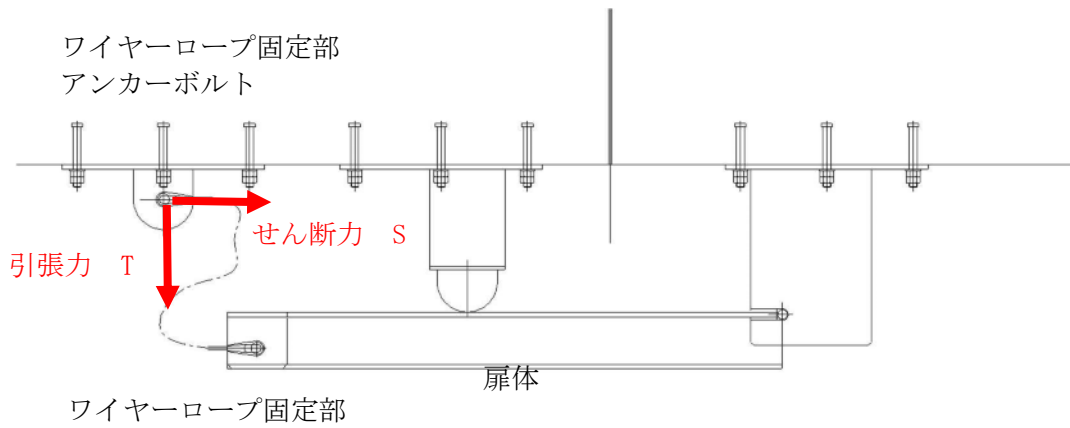


図 6.13.4-11 ワイヤロープ固定部荷重作用図

$$T = R_V / n$$

$$S = R_H / n$$

ここで、 T : ワイヤロープ固定部に作用する最大引張力 (kN)

S : ワイヤロープ固定部に作用する最大せん断力 (kN)

R_V : ワイヤロープ張力 T_w の鉛直成分 (kN)

R_H : ワイヤロープ張力 T_w の水平成分 (kN)

6.13.5 評価結果

(1) 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面①及び断面②の基準地震動における最大応答加速度を表 6.13.5-1～表 6.13.5-4 に示す。

a. 断面①

表 6.13.5-1 地震時の最大応答加速度 (断面①)

検討 ケース	地震動		応答加速度 (cm/s ²)
⑤	S _s -D 1	H+, V+	H: 734.3, V: 417.5
		H+, V+	H: 727.3, V: 407.6
		H+, V+	H: 696.4, V: 406.8
		H+, V+	H: 699.4, V: 411.3
	S _s -1 1		H: 686.2, V: 344.6
	S _s -1 2		H: 553.4, V: 362.3
	S _s -1 3		H: 516.9, V: 370.1
	S _s -1 4		H: 441.7, V: 301.5
	S _s -2 1		H: 687.2, V: 460.1
	S _s -2 2		H: 687.1, V: 449.8
	S _s -3 1	H+, V+	H: 580.9, V: 173.9
		H+, V+	H: 531.3, V: 171.4
	④	S _s -2 1	H: 556.5, V: 463.7
⑥	S _s -2 1	H: 790.0, V: 485.8	

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 6.13.5-2 重畳時の最大応答加速度 (断面①)

地盤	地震動	応答加速度 (cm/s ²)
⑤	S _d -D 1	H: 239.0, V: 207.8
④		H: 92.22, V: 207.7
⑥		H: 237.6, V: 207.1

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. 断面②

表 6.13.5-3 最大応答加速度 (断面②)

検討 ケース	地震動		応答加速度 (cm/s ²)
⑤	S _s -D 1	H+, V+	H: 794.9, V: 416.1
		H+, V+	H: 872.1, V: 411.8
		H+, V+	H: 858.7, V: 411.6
		H+, V+	H: 815.1, V: 415.2
	S _s -1 1		H: 595.5, V: 365.5
	S _s -1 2		H: 464.3, V: 372.8
	S _s -1 3		H: 474.9, V: 374.7
	S _s -1 4		H: 644.7, V: 297.4
	S _s -2 1		H: 859.4, V: 446.4
	S _s -2 2		H: 903.1, V: 457.3
	S _s -3 1	H+, V+	H: 785.6, V: 186.3
		H+, V+	H: 765.9, V: 187.0
	④	S _s -2 2	
⑥	S _s -2 2		H: 854.4, V: 539.0

注記 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 6.13.5-4 重畳時の最大応答加速度 (断面②)

地盤	地震動	応答加速度 (cm/s ²)
⑤	S _d -D 1	H: 230.8, V: 203.8
④		H: 91.25, V: 204.3
⑥		H: 229.3, V: 203.1

注記 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

以上より、地震時及び重畳時の設計用震度を表 6.13.5-5 に示す。

表 6.13.5-5 最大応答加速度

	最大応答加速度 (cm/s ²)		水平震度 kH	鉛直震度 kV
	水平方向	鉛直方向		
地震時	903.1	545.5	0.93	0.56
重畳時	239.0	207.8	0.25	0.22

(2) TYPE-A (1500) の照査結果

a. 扉部

(a) 扉体

扉体の長さに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-1 に示す。図 6.13.5-1 より扉体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、扉体の照査を行う。

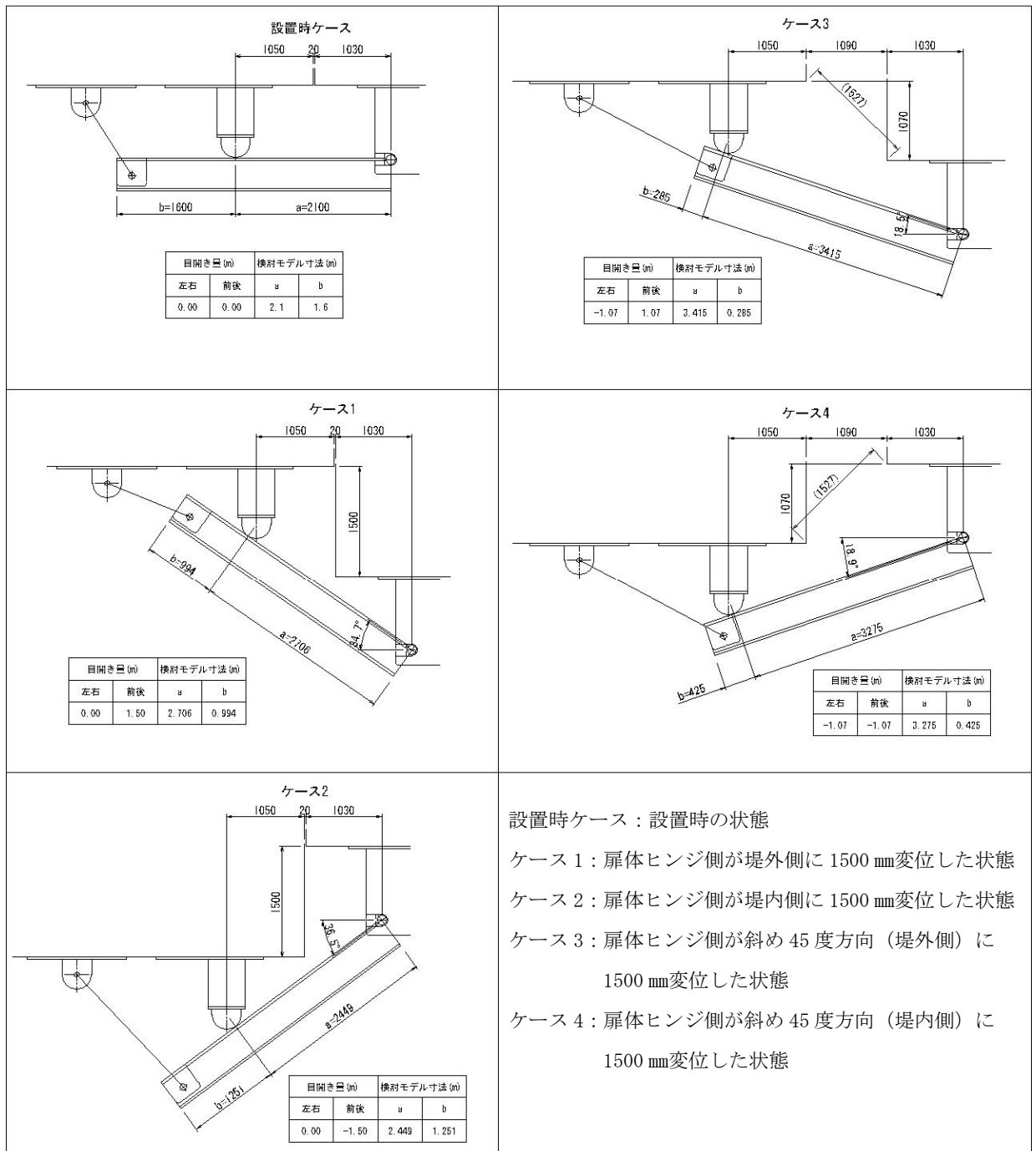


図 6.13.5-1 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価

扉体に作用する断面力を図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、地震時、津波時、重畳時における曲げモーメント及びせん断力の計算結果を表 6.13.5-6～表 6.13.5-10 に示す。

扉体重量計算（高さ 1mあたり）

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 22×3700 1 枚
 $0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$

補強プレート 1 PL 22×328×3700 1.75 枚 (@571)
 $0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 3.59 \text{ kN}$

補強プレート 2 PL 25×300×3700 1.75 枚 (@571)
 $0.025 \times 0.3 \times 3.7 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 3.74 \text{ kN}$

プレート PL 60×340×400 3 枚 (@571 1箇所 2枚)
 $0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3 \times 7.85 \times 9.8 = 1.88 \text{ kN}$

回転軸 ϕ 65 1本
 $\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$

合計 : $6.26 + 3.59 + 3.74 + 1.88 + 0.26 = 15.73 \text{ kN}$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 22×3700 1 枚
 $0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$

補強プレート 1 PL 22×328×3700 1.6 枚 (@625)
 $0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.29 \text{ kN}$

補強プレート 2 PL 25×320×3700 1.6 枚 (@625)
 $0.025 \times 0.32 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.64 \text{ kN}$

プレート PL 60×340×400 3.2 枚 (@625 1箇所 2枚)
 $0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.0 \text{ kN}$

回転軸 ϕ 65 1本
 $\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$

合計 : $6.26 + 3.29 + 3.64 + 2.0 + 0.26 = 15.45 \text{ kN}$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 22×3700 1枚

$$0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$$

補強プレート1 PL 22×328×3700 1.6枚 (@625)

$$0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.29 \text{ kN}$$

補強プレート2 PL 25×305×3700 1.6枚 (@625)

$$0.025 \times 0.305 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.47 \text{ kN}$$

プレート PL 60×340×400 3.2枚 (@625 1箇所2枚)

$$0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.0 \text{ kN}$$

回転軸 ϕ 65 1本

$$\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 6.26 + 3.29 + 3.47 + 2.0 + 0.26 = 15.28 \text{ kN}$$

扉体支持部重量計算 (高さ1mあたり)

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.5枚 (@667)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.5 \times 7.85 \times 9.8 = 6.5 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.5 = 9.82 \text{ kN}$$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.6枚 (@625)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.9 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.9 = 10.22 \text{ kN}$$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.6枚 (@625)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.9 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.9 = 10.22 \text{ kN}$$

作用荷重

・地震時

鋼製防護部材①：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 6.7 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{風荷重 } W2 = \rho \cdot Ud^2 \cdot Cd \cdot G/2$$

$$= 1.23 \times 30^2 \times 1.6 \times 1.9/2 = 1683 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$$

合計水平荷重

$$\text{鋼製防護部材①} : W = 6.7 + 1.7 = 8.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : W = 7.7 + 1.7 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : W = 7.7 + 1.7 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-6 扉体に作用する断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	12 (設置時ケース)	17 (ケース3)
	II	14 (ケース3)	16 (ケース3)
	III	14 (ケース3)	33 (ケース3)
鋼製防護部材②	I	13 (設置時ケース)	17 (ケース3)
	II	14 (ケース3)	17 (ケース3)
鋼製防護部材③	III	14 (ケース3)	33 (ケース3)

・津波時

津波荷重（基準津波時）

基準津波高さ T.P+17.9 m

地表面高さ T.P+4.0 m（1.5mの地盤沈下を考慮）

扉部下端高さ T.P+6.0 m

設計浸水深 6.95 m

鋼製防護部材①： $(6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②： $(6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③： $(6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 759 kN

表 6.13.5-7 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1458（設置時ケース）	1653（設置時ケース）
	II	274（ケース3）	1082（ケース3）
	III	922（ケース3）	1027（ケース3）
鋼製防護部材②	I	1406（設置時ケース）	1586（設置時ケース）
	II	216（ケース3）	1013（ケース3）
	III	864（ケース3）	890（ケース3）
鋼製防護部材③	I	1342（設置時ケース）	1502（設置時ケース）
	II	143（ケース3）	928（ケース3）
	III	791（ケース3）	718（ケース3）

津波荷重（敷地に遡上する津波時）

敷地に遡上する津波高さ T.P+24.0 m

地表面高さ T.P+4.0 m

設計浸水深 10.0 m

扉部下端高さ T.P+6.0 m

鋼製防護部材①： $(10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②： $(10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③： $(10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 1035 kN

表 6.13.5-8 扉体に作用する断面力（敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2018 (設置時ケース)	2293 (設置時ケース)
	II	407 (ケース 3)	1515 (ケース 3)
	III	1290 (ケース 3)	1480 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1966 (設置時ケース)	2226 (設置時ケース)
	II	348 (ケース 3)	1446 (ケース 3)
	III	1232 (ケース 3)	1342 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1902 (設置時ケース)	2142 (設置時ケース)
	II	276 (ケース 3)	1360 (ケース 3)
	III	1160 (ケース 3)	1171 (ケース 3)

・重畳時

津波荷重（基準津波時）

$$\text{鋼製防護部材①} : (6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 17.9 - T.P. + 4.0 = 13.9 \text{ m}$$

鋼製防護部材①：

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 6 = 11.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 11.9} = 28.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 190.4 + 28.4 + 1.7 = 220.5 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 10 = 7.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 7.9} = 23.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 150.0 + 23.2 + 1.7 = 174.9 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 15 = 2.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 2.9} = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 99.5 + 14.0 + 1.7 = 115.2 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-9 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	283 (設置時ケース)	380 (ケース 3)
	II	318 (ケース 3)	375 (ケース 3)
	III	318 (ケース 3)	752 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	224 (設置時ケース)	301 (ケース 3)
	II	252 (ケース 3)	297 (ケース 3)
	III	252 (ケース 3)	597 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	148 (設置時ケース)	199 (ケース 3)
	II	166 (ケース 3)	196 (ケース 3)
	III	166 (ケース 3)	394 (ケース 3)

津波荷重（敷地に遡上する津波時）

$$\text{鋼製防護部材①} : (10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 24.0 - T.P. + 4.0 = 20.0 \text{ m}$$

鋼製防護部材①：

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 6 = 18.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 18.0)} = 41.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 282.8 + 41.9 + 1.7 = 326.4 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 10 = 14.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 14.0)} = 37.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 242.4 + 37.0 + 1.7 = 281.8 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 15 = 9.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 9.0)} = 29.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 191.9 + 29.6 + 1.7 = 223.2 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-10 扉体に作用する断面力（敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	418 (設置時ケース)	562 (ケース 3)
	II	470 (ケース 3)	554 (ケース 3)
	III	470 (ケース 3)	1112 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	360 (設置時ケース)	484 (ケース 3)
	II	405 (ケース 3)	477 (ケース 3)
	III	405 (ケース 3)	958 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	286 (設置時ケース)	385 (ケース 3)
	II	322 (ケース 3)	379 (ケース 3)
	III	322 (ケース 3)	761 (ケース 3)

表 6.13.5-6～表 6.13.5-10 の結果から曲げモーメント及びせん断力の最大値を表 6.13.5-11 に示す。また、扉体の断面性能を表 6.13.5-12 に示す。

表 6.13.5-11 扉体に作用する断面力（最大値）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	2018 (設置時ケース)	2293 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1966 (設置時ケース)	2226 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1902 (設置時ケース)	2142 (設置時ケース)

ウェブ断面積

鋼製防護部材①：

$$\text{ベースプレート } 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1 } 22 \times 328 \times 1.75 = 12628$$

$$\text{補強プレート 2 } 25 \times 300 \times 1.75 = 13125$$

$$\text{合計 } 22000 + 12628 + 13125 = 47753 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは 4 m 高さに 7 枚あるので、 $7/4 = 1.75$ 枚/m になる。

鋼製防護部材②：

$$\text{ベースプレート } 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1 } 22 \times 328 \times 1.6 = 11545.6$$

$$\text{補強プレート 2 } 25 \times 320 \times 1.6 = 12800$$

$$\text{合計 } 22000 + 11545.6 + 12800 = 46345.6 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは 5 m 高さに 8 枚あるので、 $8/5 = 1.6$ 枚/m になる。

鋼製防護部材③：

$$\text{ベースプレート } 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1 } 22 \times 328 \times 1.6 = 11545.6$$

$$\text{補強プレート 2 } 25 \times 305 \times 1.6 = 12200$$

$$\text{合計 } 22000 + 11545.6 + 12200 = 45745.6 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは5 m 高さに8枚あるので、 $8/5 = 1.6$ 枚/mになる。

断面係数

鋼製防護部材①：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 300 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 571 \times 22/2) / \\ & (25 \times 300 + 22 \times 328 + 22 \times 571) = 153.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (300 \times (221.1^3 - 196.1^3) + 22 \times (196.1^3 - (-131.9)^3) + \\ & 571 \times ((-131.9)^3 - (-153.9)^3)) / 3 = 656095378 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$656095378 / 221.1 \times 1.75 = 5192697 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材②：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 320 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 625 \times 22/2) / \\ & (25 \times 320 + 22 \times 328 + 22 \times 625) = 151.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (320 \times (223.3^3 - 198.3^3) + 22 \times (198.3^3 - (-129.7)^3) + \\ & 625 \times ((-129.7)^3 - (-151.7)^3)) / 3 = 701849487 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$701849487 / 223.3 \times 1.6 = 5028369 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材③：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 305 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 625 \times 22/2) / \\ & (25 \times 305 + 22 \times 328 + 22 \times 625) = 148.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (226.1^3 - 204.1^3) + 22 \times (204.1^3 - (-126.9)^3) + \\ & 625 \times ((-126.9)^3 - (-148.9)^3)) / 3 = 684943693 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$684943693 / 226.1 \times 1.6 = 4847231 \text{ mm}^3$$

表 6. 13. 5-12 扉体の断面性能

	ウェブ断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼製防護部材①	47753	5192697
鋼製防護部材②	46346	5028369
鋼製防護部材③	45746	4847231

扉体の照査結果を表 6. 13. 5-13 に示す。

表 6. 13. 5-13 扉体の照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	曲げ応力	389	433.5	0.90
	せん断応力	48	246.5	0.19
鋼製防護部材②	曲げ応力	391	433.5	0.90
	せん断応力	48	246.5	0.19
鋼製防護部材③	曲げ応力	392	433.5	0.90
	せん断応力	47	246.5	0.19

(b) 回転軸

地震時，津波時，重畳時において回転軸に作用するせん断力を表 6.13.5-14～表 6.13.5-18 に示す。

回転軸径：φ65

ヒンジピッチ

鋼製防護部材①：1.5 個/m

鋼製防護部材②及び③：1.6 個/m

表 6.13.5-14 回転軸に作用するせん断力（地震時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	11 (ケース 3)
	II	11 (ケース 3)
	III	22 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	11 (ケース 3)
	II	10 (ケース 3)
	III	21 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	11 (ケース 3)
	II	10 (ケース 3)
	III	21 (ケース 3)

表 6.13.5-15 回転軸に作用するせん断力（津波時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1102 (設置時ケース)
	II	721 (ケース 3)
	III	685 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	991 (設置時ケース)
	II	633 (ケース 3)
	III	556 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	939 (設置時ケース)
	II	580 (ケース 3)
	III	449 (ケース 3)

表 6.13.5-16 回転軸に作用するせん断力（津波時：敷地に遡上する津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1529 (設置時ケース)
	II	1010 (ケース 3)
	III	987 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1391 (設置時ケース)
	II	904 (ケース 3)
	III	839 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1339 (設置時ケース)
	II	850 (ケース 3)
	III	732 (ケース 3)

表 6.13.5-17 回転軸に作用するせん断力（重畳時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	253 (ケース 3)
	II	250 (ケース 3)
	III	501 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	188 (ケース 3)
	II	186 (ケース 3)
	III	373 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	124 (ケース 3)
	II	123 (ケース 3)
	III	246 (ケース 3)

表 6.13.5-18 回転軸に作用するせん断力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	375 (ケース 3)
	II	370 (ケース 3)
	III	742 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	303 (ケース 3)
	II	298 (ケース 3)
	III	599 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	240 (ケース 3)
	II	237 (ケース 3)
	III	476 (ケース 3)

表 6.13.5-14～表 6.13.5-18 より，最大せん断力を表 6.13.5-19 に示す。

表 6.13.5-19 回転軸に作用する最大せん断力

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1529 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1391 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1339 (設置時ケース)

$$\text{断面積 (2断面)} : \pi \times 65^2 / 4 \times 2 = 6637 \text{ mm}^2$$

回転軸の照査結果を表 6.13.5-20 に示す。

表 6.13.5-20 回転軸の照査結果

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	230	238	0.97
鋼製防護部材②	210	238	0.89
鋼製防護部材③	202	238	0.85

(c) 扉部ヒンジ

扉部ヒンジに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分に大きい角度まで回転できることを、図 6.13.5-2 に示す。

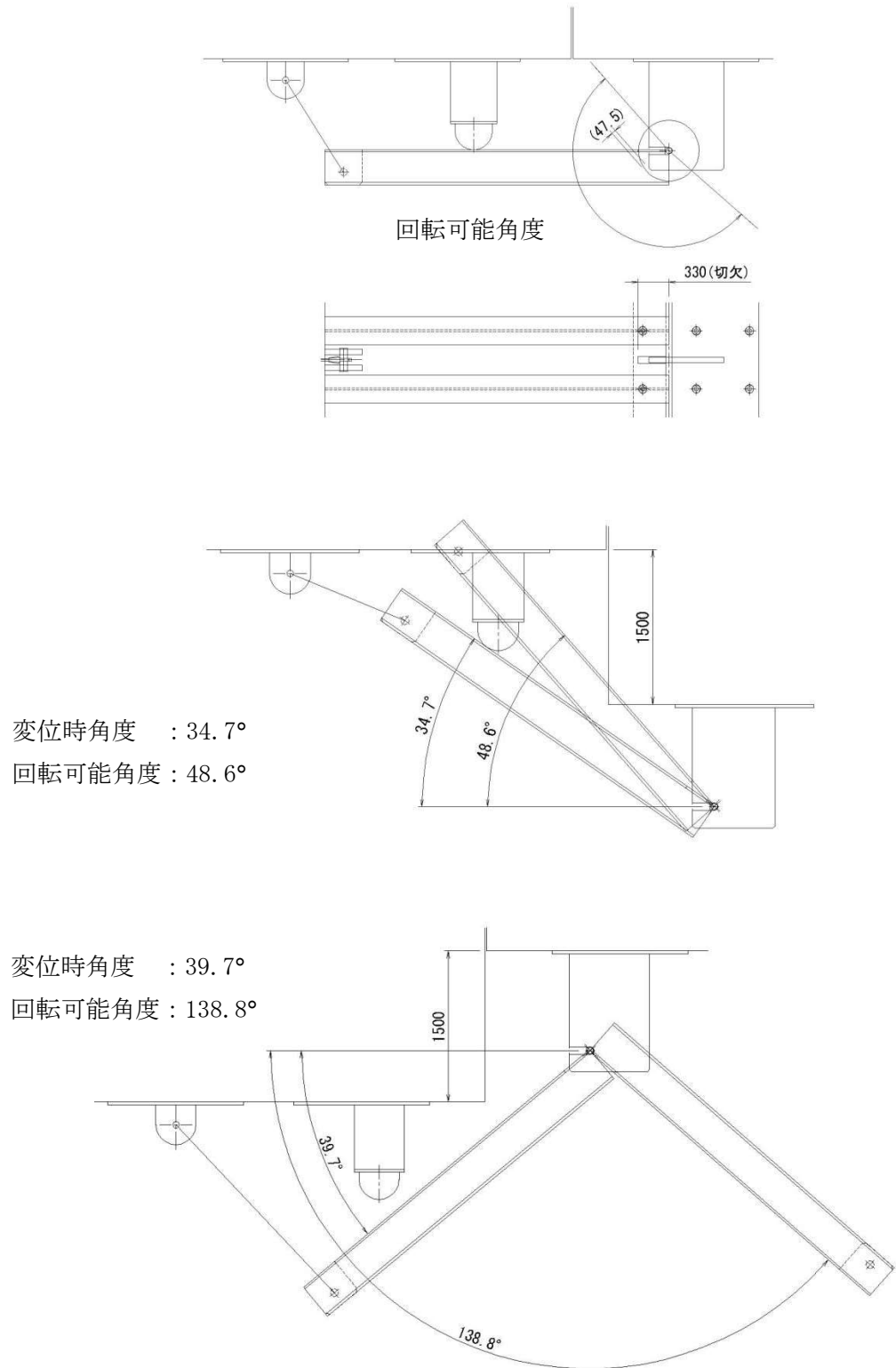


図 6.13.5-2 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉部ヒンジ評価

扉部ヒンジに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：15.73 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：16.02 kN

$S = 16.02 \times (1 + 0.56) = 25.0$ kN

鋼製防護部材②

扉体重量：15.45 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：15.74 kN

$S = 15.74 \times (1 + 0.56) = 24.6$ kN

鋼製防護部材③

扉体重量：15.28 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：15.57 kN

$S = 15.57 \times (1 + 0.56) = 24.3$ kN

扉部ヒンジの諸元を表 6.13.5-21 に示す。

表 6.13.5-21 扉部ヒンジの諸元

板厚 (mm)		60
回転軸から支持鋼板端までの最少長さ (mm)		170
支持鋼板の個数 (個/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

支持鋼板の2断面を考慮して扉部ヒンジの照査結果を表 6.13.5-22 に示す。

表 6.13.5-22 扉部ヒンジの照査結果

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	0.8	210	0.01
鋼製防護部材②	0.8	210	0.01
鋼製防護部材③	0.8	210	0.01

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

扉体支持部アンカーボルトに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：15.73 kN

扉体支持部重量：9.82 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：25.8 kN

$S = 25.8 \times (1 + 0.56) = 40.2$ kN

鋼製防護部材②

扉体重量：15.45 kN

扉体支持部重量：10.22 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：26.0 kN

$S = 26.0 \times (1 + 0.56) = 40.6$ kN

鋼製防護部材③

扉体重量：15.28kN

扉体支持部重量：10.22 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$ kN

合計：25.8 kN

$S = 25.8 \times (1 + 0.56) = 40.2$ kN

扉体支持部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-23 に示す。

表 6.13.5-23 扉体支持部アンカーボルトの諸元

アンカーボルト径 (mm)	52 (M52)	
アンカーボルト有効断面積 (mm ²)	1820	
アンカーボルト本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

扉体支持部アンカーボルトの照査結果 (鉛直方向) を表 6.13.5-24 に示す。

表 6.13.5-24 扉体支持部アンカーボルトの照査結果 (鉛直方向)

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	4.3	227	0.02
鋼製防護部材②及び③	4.8	227	0.03

ロ. 水平方向

図 6.13.5-1 に示した防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価ケースにおける、扉体支持部に作用する断面力を表 6.13.5-25～表 6.13.5-29 に示す。ここで扉体支持部の高さ $C=1200$ mm, ヒンジ部までの高さ $C'=991$ mm とする。

表 6.13.5-25 扉体支持部に作用する最大断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	6 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	7 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	7 (ケース 1)

表 6.13.5-26 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1149 (ケース 2)	1090 (ケース 2)
	②	330 (ケース 2)	333 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1099 (ケース 2)	1020 (ケース 2)
	②	309 (ケース 2)	311 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1036 (ケース 2)	932 (ケース 2)
	②	282 (ケース 2)	284 (ケース 2)

表 6.13.5-27 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1597 (ケース 2)	1527 (ケース 2)
	②	463 (ケース 2)	467 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1546 (ケース 2)	1456 (ケース 2)
	②	441 (ケース 2)	445 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1483 (ケース 2)	1369 (ケース 2)
	②	414 (ケース 2)	418 (ケース 2)

表 6.13.5-28 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	277 (ケース 2)	384 (ケース 2)
	②	146 (ケース 1)	147 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	220 (ケース 2)	305 (ケース 2)
	②	116 (ケース 1)	117 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	145 (ケース 2)	201 (ケース 2)
	②	76 (ケース 1)	77 (ケース 1)

表 6.13.5-29 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	410 (ケース 2)	568 (ケース 2)
	②	216 (ケース 1)	218 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	353 (ケース 2)	489 (ケース 2)
	②	186 (ケース 1)	188 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	280 (ケース 2)	389 (ケース 2)
	②	148 (ケース 1)	149 (ケース 1)

表 6.13.5-25～表 6.13.5-29 より，断面力の最大値を表 6.13.5-30 に示す。

表 6.13.5-30 扉体支持部に作用する最大断面力

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1597 (ケース 2)	1527 (ケース 2)
鋼製防護部材②	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1546 (ケース 2)	1456 (ケース 2)
鋼製防護部材③	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1483 (ケース 2)	1369 (ケース 2)

扉体支持部の諸元を表 6.13.5-31 に示す。

表 6.13.5-31 扉体支持部の諸元

支点位置から支持部固定アンカー ボルトまでの距離 (mm)	1250
----------------------------------	------

鋼製防護部材①

$$T = 1597 \times 1000 / 1250 = 1277.6 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1277.6 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 133.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1527 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 159.8 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$T = 1546 \times 1000 / 1250 = 1236.8 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1236.8 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 141.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1456 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 166.7 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$T = 1483 \times 1000 / 1250 = 1186.4 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1186.4 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 135.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1369 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 156.7 \text{ N/mm}^2$$

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）を表 6.13.5-32 に示す。

表 6.13.5-32 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	134	183	0.73
	せん断応力	160	227	0.71
鋼製防護部材②	引張応力	142	183	0.77
	せん断応力	167	227	0.74
鋼製防護部材③	引張応力	136	183	0.74
	せん断応力	157	227	0.70

b. ワイヤーロープ部

(a) ワイヤーロープ本体

ワイヤーロープ本体の長さについて、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-3 に示す。図 6.13.5-3 よりワイヤーロープ本体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-3 に示す 5 ケースにおいて、ワイヤーロープの照査を行う。

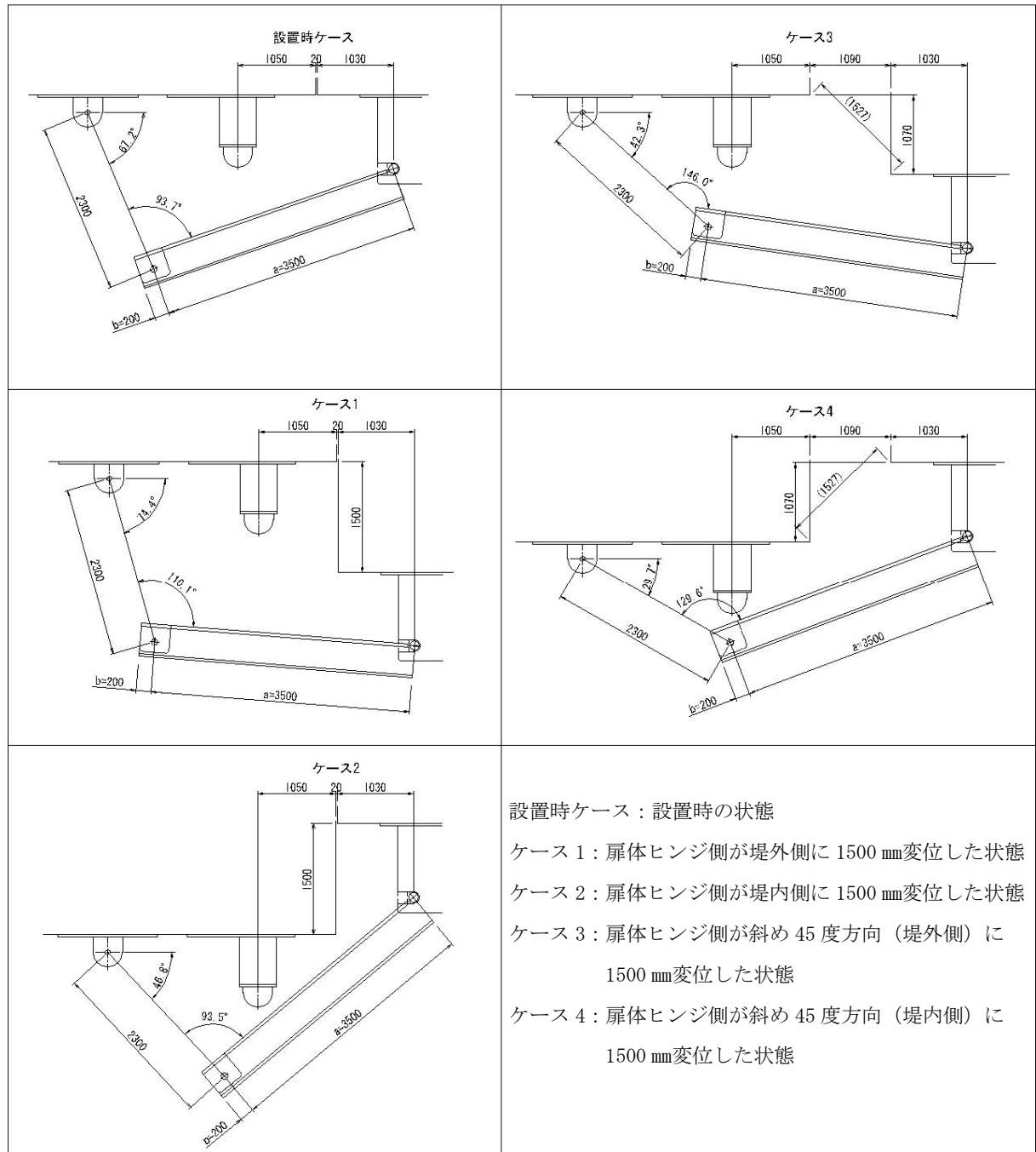


図 6.13.5-3 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時のワイヤーロープ本体評価

ワイヤーロープ本体に作用する断面力を表 6.13.5-33～表 6.13.5-37 に示す。

表 6.13.5-33 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（地震時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)
鋼製防護部材②	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)
鋼製防護部材③	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)

表 6.13.5-34 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2101 (ケース 3)	1414 (ケース 3)	1554 (ケース 3)
鋼製防護部材②	1959 (ケース 3)	1319 (ケース 3)	1449 (ケース 3)
鋼製防護部材③	1783 (ケース 3)	1200 (ケース 3)	1319 (ケース 3)

表 6.13.5-35 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：敷地に遡上する津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2946 (ケース 3)	1983 (ケース 3)	2179 (ケース 3)
鋼製防護部材②	2804 (ケース 3)	1887 (ケース 3)	2074 (ケース 3)
鋼製防護部材③	2628 (ケース 3)	1769 (ケース 3)	1944 (ケース 3)

表 6.13.5-36 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	773 (ケース 3)	520 (ケース 3)	572 (ケース 3)
鋼製防護部材②	613 (ケース 3)	413 (ケース 3)	454 (ケース 3)
鋼製防護部材③	405 (ケース 3)	272 (ケース 3)	299 (ケース 3)

表 6.13.5-37 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1143 (ケース 3)	769 (ケース 3)	846 (ケース 3)
鋼製防護部材②	985 (ケース 3)	663 (ケース 3)	728 (ケース 3)
鋼製防護部材③	783 (ケース 3)	527 (ケース 3)	579 (ケース 3)

ワイヤーロープの断面性能を表 6.13.5-38 に示す。

表 6.13.5-38 ワイヤーロープの断面性能

		断面性能
直径 (mm)		69
断面積 (mm ²)		2260
ピッチ (本/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

ワイヤーロープ本体の照査結果を表 6.13.5-39 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2946 \times 1000 / 2260 / 1.5 = 869 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2804 \times 1000 / 2260 / 1.6 = 775.4 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2628 \times 1000 / 2260 / 1.6 = 726.8 \text{ N/mm}^2$$

表 6.13.5-39 ワイヤーロープ本体の照査結果

評価項目	引張応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	869	1078	0.81
鋼製防護部材②	776	1078	0.72
鋼製防護部材③	727	1078	0.67

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ取付ボルトの諸元を表 6. 13. 5-40 に示す。

表 6. 13. 5-40 ワイヤロープ取付ボルトの諸元

プレートスパン (mm)	170
プレート厚 (mm)	60
軸径 (mm)	φ 80
断面積 (mm ²)	5027
断面係数 (mm ³)	50265

ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力を表 6. 13. 5-41 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{曲げモーメント } M = 2946 / 1.5 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 27.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2946 / 1.5 = 1964 \text{ kN}$$

鋼製防護部材②

$$\text{曲げモーメント } M = 2804 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2804 / 1.6 = 1752.5 \text{ kN}$$

鋼製防護部材③

$$\text{曲げモーメント } M = 2628 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 22.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2628 / 1.6 = 1642.5 \text{ kN}$$

表 6. 13. 5-41 ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力

	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	27	1964
鋼製防護部材②	24	1753
鋼製防護部材③	23	1642

ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果を表 6. 13. 5-42 に示す。

表 6. 13. 5-42 ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	537	799	0.67
	せん断応力	391	459	0.85
鋼製防護部材②	引張応力	479	799	0.60
	せん断応力	349	459	0.76
鋼製防護部材③	引張応力	449	799	0.56
	せん断応力	327	459	0.71

(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力を表 6.13.5-43 に、ワイヤロープ取付プレートの諸元を表 6.13.5-44 に示す。

表 6.13.5-43 ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力

	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1964
鋼製防護部材②	1753
鋼製防護部材③	1642

表 6.13.5-44 ワイヤロープ取付プレートの諸元

	諸元
プレート厚 (mm)	60
プレートせん断長さ (mm)	165
せん断面積 (mm ²)	9900

ワイヤロープ取付プレートの照査結果を表 6.13.5-45 に示す。

表 6.13.5-45 ワイヤロープ取付プレートの照査結果

評価項目	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	198	238	0.84
鋼製防護部材②	177	238	0.75
鋼製防護部材③	166	238	0.70

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

ワイヤロープ固定部アンカーボルトに作用するせん断力を表 6.13.5-46 に、ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-47 に示す。

鋼製防護部材①

$$T=R_V/n=1983/1.5=1322$$

$$S=R_H/n=2179/1.5=1452.7$$

鋼製防護部材②

$$T=R_V/n=1887/1.6=1179.4$$

$$S=R_H/n=2074/1.6=1296.3$$

鋼製防護部材③

$$T=R_V/n=1769/1.6=1105.6$$

$$S=R_H/n=1944/1.6=1215$$

表 6.13.5-46 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの最大せん断力

	引張力 T (kN)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1322	1453
鋼製防護部材②	1180	1296
鋼製防護部材③	1105	1215

表 6.13.5-47 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元

直径 (mm)		52 (M52)
有効断面積 (mm ²)		1820
本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

ワイヤロープ固定部アンカーボルトの照査結果を表 6.13.5-48 に示す。

表 6.13.5-48 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	138	183	0.75
	せん断応力	152	227	0.67
鋼製防護部材②	引張応力	135	183	0.74
	せん断応力	148	227	0.66
鋼製防護部材③	引張応力	127	183	0.69
	せん断応力	139	227	0.62

(3) TYPE-B (2000) の照査結果

a. 扉部

(a) 扉体

扉体の長さに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-4 に示す。図 6.13.5-4 より扉体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-4 に示す 5 ケースにおいて、扉体の照査を行う。

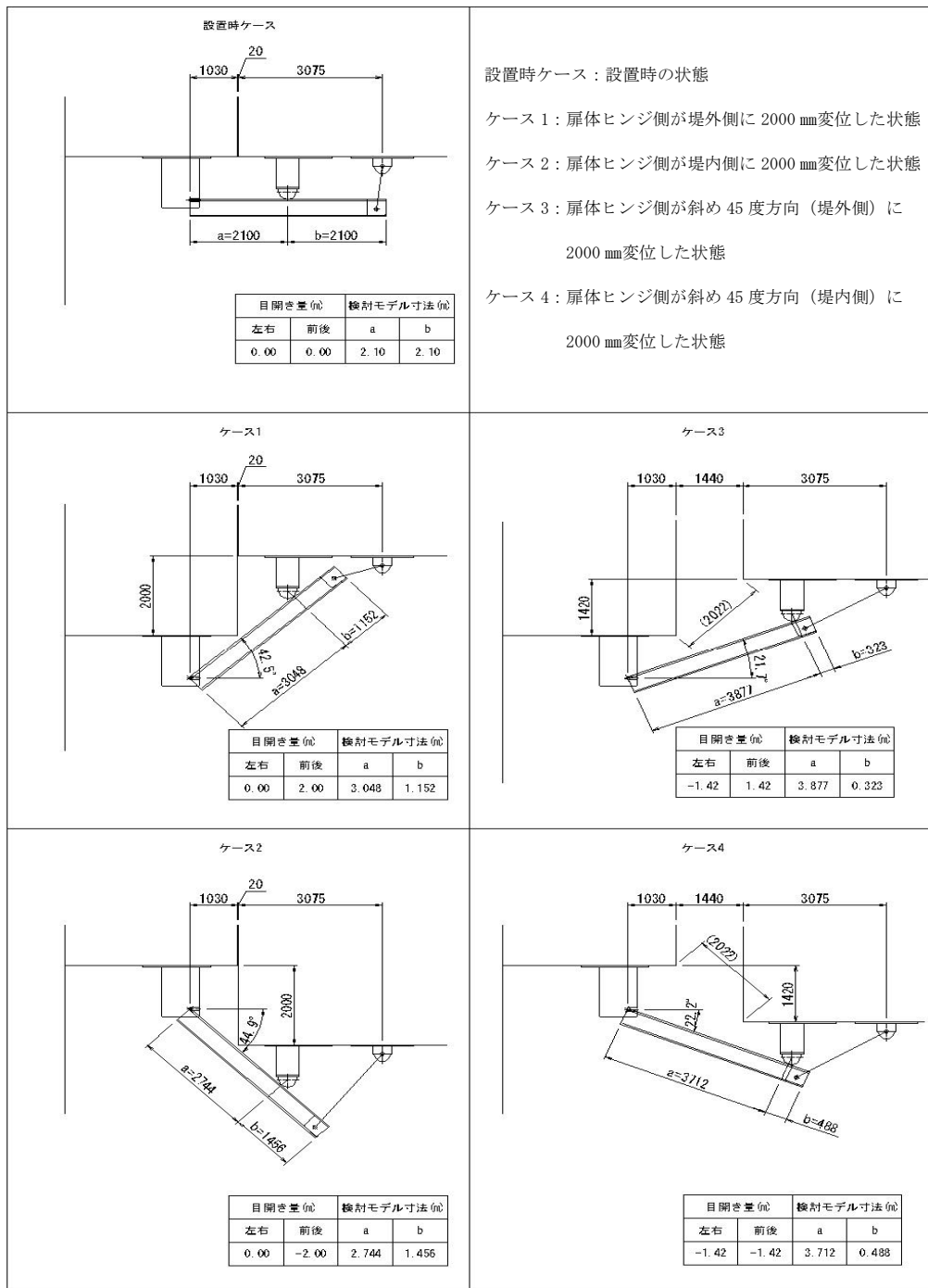


図 6.13.5-4 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価

扉体に作用する断面力を図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、地震時、津波時、重畳時における曲げモーメント及びせん断力の計算結果を表 6.13.5-49～表 6.13.5-53 に示す。

扉体重量計算（高さ 1mあたり）

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×4200 1 枚
 $0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$

補強プレート 1 PL 32×336×4.20 1.75 枚 (@571)
 $0.032 \times 0.336 \times 4.2 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$

補強プレート 2 PL 32×305×4200 1.75 枚 (@571)
 $0.032 \times 0.305 \times 4.2 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 5.52 \text{ kN}$

プレート PL 60×350×400 3 枚 (@571 1箇所 2枚)
 $0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3 \times 7.85 \times 9.8 = 1.93 \text{ kN}$

回転軸 ϕ 75 1 本
 $\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$

合計：10.33+6.08+5.52+1.93+0.34=24.2 kN

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×4200 1 枚
 $0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$

補強プレート 1 PL 32×336×4200 1.6 枚 (@625)
 $0.032 \times 0.338 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$

補強プレート 2 PL 32×325×4200 1.6 枚 (@625)
 $0.032 \times 0.325 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 5.38 \text{ kN}$

プレート PL 60×350×400 3.2 枚 (@625 1箇所 2枚)
 $0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.07 \text{ kN}$

回転軸 ϕ 75 1 本
 $\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$

合計：10.33+6.08+5.38+2.07+0.34=24.2 kN

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×4200 1枚
 $0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$

補強プレート1 PL 32×336×4200 1.6枚 (@625)
 $0.032 \times 0.338 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$

補強プレート2 PL 32×305×4200 1.6枚 (@625)
 $0.032 \times 0.305 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 5.05 \text{ kN}$

プレート PL 60×350×400 3.2枚 (@625 1箇所2枚)
 $0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.07 \text{ kN}$

回転軸 $\phi 75$ 1本
 $\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$

合計 : $10.33 + 6.08 + 5.05 + 2.07 + 0.34 = 23.87 \text{ kN}$

扉体支持部重量計算 (高さ1mあたり)

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×1450 1枚
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.5枚 (@667)
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.5 \times 7.85 \times 9.8 = 7.2 \text{ kN}$

合計 : $3.56 + 7.2 = 10.76 \text{ kN}$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×1450 1枚
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.6枚 (@625)
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 7.68 \text{ kN}$

合計 : $3.56 + 7.68 = 11.24 \text{ kN}$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×1450 1枚
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.6枚 (@625)
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 7.68 \text{ kN}$

合計 : $3.56 + 7.68 = 11.24 \text{ kN}$

作用荷重

・地震時

鋼製防護部材①：

$$\text{分布荷重 } W1 = (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{分布荷重 } W1 = (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{分布荷重 } W1 = (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{風荷重 } W2 = \rho \cdot Ud^2 \cdot Cd \cdot G/2$$

$$= 1.23 \times 30^2 \times 1.6 \times 1.9/2 = 1683 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$$

合計水平荷重

$$\text{鋼製防護部材①} : W = 9.3 + 1.7 = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : W = 9.4 + 1.7 = 11.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : W = 9.3 + 1.7 = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-49 扉体に作用する断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	44 (ケース3)
鋼製防護部材②	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	44 (ケース3)
鋼製防護部材③	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	43 ケース3)

・津波時

津波荷重（基準津波時）

基準津波高さ T.P+17.9 m

地表面高さ T.P+4.0 m（1.5mの地盤沈下を考慮）

扉部下端高さ T.P+6.0 m

設計浸水深 6.95 m

鋼製防護部材①： $(6.95 \times 3 - 1) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②： $(6.95 \times 3 - 0.5 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③： $(6.95 \times 3 - 0.5 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 759 kN

表 6.13.5-50 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2014（設置時ケース）	1918（設置時ケース）
	II	353（ケース3）	1126（ケース3）
	III	1088（ケース3）	1115（ケース3）
鋼製防護部材②	I	1925（設置時ケース）	1833（設置時ケース）
	II	278（ケース3）	1048（ケース3）
	III	1014（ケース3）	959（ケース3）
鋼製防護部材③	I	1813（設置時ケース）	1727（設置時ケース）
	II	184（ケース3）	951（ケース3）
	III	920（ケース3）	764（ケース3）

津波荷重（敷地に遡上する津波時）

敷地に遡上する津波高さ T.P+24.0 m

地表面高さ T.P+4.0 m

設計浸水深 10.0 m

扉部下端高さ T.P+6.0 m

鋼製防護部材①： $(10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②： $(10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③： $(10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 1035 kN

表 6.13.5-51 扉体に作用する断面力（敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2797 (設置時ケース)	2664 (設置時ケース)
	II	524 (ケース 3)	1579 (ケース 3)
	III	1527 (ケース 3)	1610 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	2708 (設置時ケース)	2579 (設置時ケース)
	II	449 (ケース 3)	1502 (ケース 3)
	III	1452 (ケース 3)	1454 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	2597 (設置時ケース)	2473 (設置時ケース)
	II	356 (ケース 3)	1404 (ケース 3)
	III	1359 (ケース 3)	1259 (ケース 3)

・重畳時

津波荷重（基準津波時）

$$\text{鋼製防護部材①} : (6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 17.9 - T.P. + 4.0 = 13.9 \text{ m}$$

鋼製防護部材①：

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 6 = 11.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 11.9)} = 28.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 190.4 + 28.4 + 2.1 = 220.9 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 10 = 7.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 7.9)} = 23.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 150.0 + 23.2 + 2.1 = 175.3 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 15 = 2.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 2.9)} = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 99.5 + 14.0 + 2.1 = 115.6 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-52 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	488 (設置時ケース)	465 (設置時ケース)
	II	410 (ケース 3)	426 (ケース 3)
	III	410 (ケース 3)	855 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	388 (設置時ケース)	369 (設置時ケース)
	II	326 (ケース 3)	338 (ケース 3)
	III	326 (ケース 3)	679 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	256 (設置時ケース)	244 (設置時ケース)
	II	215 (ケース 3)	223 (ケース 3)
	III	215 (ケース 3)	449 (ケース 3)

津波荷重（敷地に遡上する津波時）

$$\text{鋼製防護部材①} : (10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 24.0 - T.P. + 4.0 = 20.0 \text{ m}$$

鋼製防護部材①：

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 6 = 18.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 18.0)} = 41.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 282.8 + 41.9 + 2.1 = 326.8 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 10 = 14.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 14.0)} = 37.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 242.4 + 37.0 + 2.1 = 282.2 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 15 = 9.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 9.0)} = 29.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 191.9 + 29.6 + 2.1 = 223.6 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-53 扉体に作用する断面力（敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	722 (設置時ケース)	687 (設置時ケース)
	II	607 (ケース 3)	630 (ケース 3)
	III	607 (ケース 3)	1265 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	622 (設置時ケース)	592 (設置時ケース)
	II	523 (ケース 3)	543 (ケース 3)
	III	523 (ケース 3)	1090 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	494 (設置時ケース)	471 (設置時ケース)
	II	415 (ケース 3)	431 (ケース 3)
	III	415 (ケース 3)	866 (ケース 3)

表 6.13.5-49～表 6.13.5-53 の結果から曲げモーメント及びせん断力の最大値を表 6.13.5-54 に示す。また、扉体の断面性能を表 6.13.5-55 に示す。

表 6.13.5-54 扉体に作用する断面力（最大値）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	2797 (設置時ケース)	2664 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	2708 (設置時ケース)	2579 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	2597 (設置時ケース)	2473 (設置時ケース)

ウェブ断面積

鋼製防護部材①：

$$\text{ベースプレート } 32 \times 1000 = 32000$$

$$\text{補強プレート 1 } 32 \times 336 \times 1.75 = 18816$$

$$\text{補強プレート 2 } 32 \times 305 \times 1.75 = 17080$$

$$\text{合計 } 32000 + 18816 + 17080 = 67896 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは 4 m 高さに 7 枚あるので、 $7/4 = 1.75$ 枚/m になる。

鋼製防護部材②：

$$\text{ベースプレート } 32 \times 1000 = 32000$$

$$\text{補強プレート 1 } 32 \times 336 \times 1.6 = 17203.2$$

$$\text{補強プレート 2 } 32 \times 325 \times 1.6 = 16640$$

$$\text{合計 } 32000 + 17203.2 + 16640 = 65843.2 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは 5 m 高さに 8 枚あるので、 $8/5 = 1.6$ 枚/m になる。

鋼製防護部材③：

$$\text{ベースプレート} \quad 32 \times 1000 = 32000$$

$$\text{補強プレート 1} \quad 32 \times 336 \times 1.6 = 17203.2$$

$$\text{補強プレート 2} \quad 32 \times 305 \times 1.6 = 15616$$

$$\text{合計} \quad 32000 + 17203.2 + 15616 = 64819.2 \text{ mm}^2$$

*補強プレートは5 m 高さに8枚あるので、 $8/5 = 1.6$ 枚/mになる。

断面係数

鋼製防護部材①：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 305 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 571 \times 32/2) / \\ & (32 \times 305 + 32 \times 336 + 32 \times 571) = 159.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (240.4^3 - 208.4^3) + 32 \times (208.4^3 - (-127.6)^3) + \\ & 571 \times ((-127.6)^3 - (-159.6)^3)) / 3 = 989634287 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$989634287 / 240.4 \times 1.75 = 7203070 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材②：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 325 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 625 \times 32/2) / \\ & (32 \times 320 + 32 \times 336 + 32 \times 625) = 157.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (325 \times (242.9^3 - 210.9^3) + 32 \times (210.9^3 - (-125.1)^3) + \\ & 625 \times ((-125.1)^3 - (-151.7)^3)) / 3 = 1057150758 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$1057150758 / 242.9 \times 1.6 = 6962847 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材③：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 305 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 625 \times 32/2) / \\ & (32 \times 305 + 32 \times 336 + 32 \times 625) = 153.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (246.5^3 - 214.5^3) + 32 \times (214.5^3 - (-130.5)^3) + \\ & 625 \times ((-130.5)^3 - (-153.5)^3)) / 3 = 1023619085 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$1023619085 / 246.5 \times 1.6 = 6643946 \text{ mm}^3$$

表 6. 13. 5－55 扉体の断面性能

	ウェブ断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼製防護部材①	67896	7203070
鋼製防護部材②	65843	6962847
鋼製防護部材③	64819	6643946

扉体の照査結果を表 6. 13. 5－56 に示す。

表 6. 13. 5－56 扉体の照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	曲げ応力	388	433.5	0.90
	せん断応力	39	246.5	0.16
鋼製防護部材②	曲げ応力	389	433.5	0.90
	せん断応力	39	246.5	0.16
鋼製防護部材③	曲げ応力	391	433.5	0.90
	せん断応力	38	246.5	0.15

(b) 回転軸

地震時，津波時，重畳時において回転軸に作用するせん断力を表 6.13.5-57～表 6.13.5-61 に示す。

回転軸径：φ75

ヒンジピッチ

鋼製防護部材①：1.5 個/m

鋼製防護部材②及び③：1.6 個/m

表 6.13.5-57 回転軸に作用するせん断力（地震時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	16 (設置時ケース)
	II	15 (ケース 3)
	III	29 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	15 (設置時ケース)
	II	14 (ケース 3)
	III	28 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	15 (設置時ケース)
	II	14 (ケース 3)
	III	27 (ケース 3)

表 6.13.5-58 回転軸に作用するせん断力（津波時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1279 (設置時ケース)
	II	750 (ケース 3)
	III	743 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1146 設置時ケース)
	II	655 (ケース 3)
	III	599 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1079 設置時ケース)
	II	594 (ケース 3)
	III	477 (ケース 3)

表 6.13.5-59 回転軸に作用するせん断力（津波時：敷地に遡上する津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1776 (設置時ケース)
	II	1053 (ケース 3)
	III	1073 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1612 (設置時ケース)
	II	939 (ケース 3)
	III	909 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1546 (設置時ケース)
	II	878 (ケース 3)
	III	787 (ケース 3)

表 6.13.5-60 回転軸に作用するせん断力（重畳時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	310 (ケース 3)
	II	284 (ケース 3)
	III	570 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	231 (ケース 3)
	II	212 (ケース 3)
	III	424 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	152 (ケース 3)
	II	140 (ケース 3)
	III	280 (ケース 3)

表 6.13.5-61 回転軸に作用するせん断力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	458 (ケース 3)
	II	420 (ケース 3)
	III	843 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	370 (ケース 3)
	II	339 (ケース 3)
	III	681 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	294 (ケース 3)
	II	270 (ケース 3)
	III	541 (ケース 3)

表 6.13.5-57～表 6.13.5-61 より，最大せん断力を表 6.13.5-62 に示す。

表 6.13.5-62 回転軸に作用する最大せん断力

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1776 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1612 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (敷地に遡上する津波時)	1546 (設置時ケース)

断面積 (2断面) : $\pi \times 75^2 / 4 \times 2 = 8836 \text{ mm}^2$

回転軸の照査結果を表 6.13.5-63 に示す。

表 6.13.5-63 回転軸の照査結果

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	201	238	0.85
鋼製防護部材②	182	238	0.77
鋼製防護部材③	175	238	0.74

(c) 扉部ヒンジ

扉部ヒンジに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分に大きい角度まで回転できることを、図 6.13.5-5 に示す。

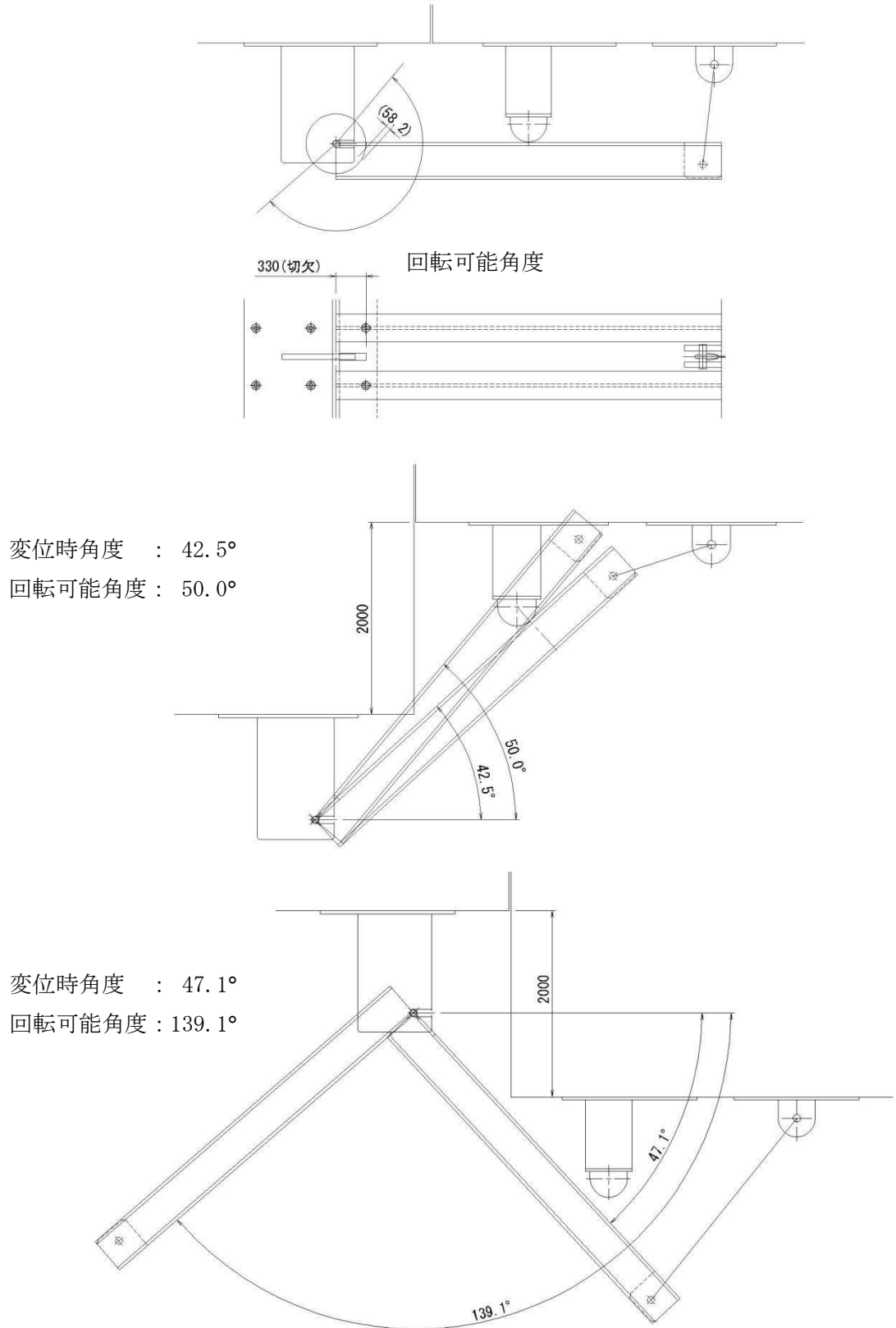


図 6.13.5-5 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉部ヒンジ評価

扉部ヒンジに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：24.2 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：24.55 kN

$S = 24.55 \times (1 + 0.56) = 38.3$ kN

鋼製防護部材②

扉体重量：24.2 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：24.55 kN

$S = 24.55 \times (1 + 0.56) = 38.3$ kN

鋼製防護部材③

扉体重量：23.87 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：24.22 kN

$S = 24.22 \times (1 + 0.56) = 37.8$ kN

扉部ヒンジの諸元を表 6.13.5-64 に示す。

表 6.13.5-64 扉部ヒンジの諸元

板厚 (mm)		60
回転軸から支持鋼板端までの最少長さ (mm)		160
支持鋼板の個数 (個/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

支持鋼板の2断面を考慮して扉部ヒンジの照査結果を表 6.13.5-65 に示す。

表 6.13.5-65 扉部ヒンジの照査結果

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	1.4	210	0.01
鋼製防護部材②	1.3	210	0.01
鋼製防護部材③	1.2	210	0.01

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

扉体支持部アンカーボルトに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：24.2 kN

扉体支持部重量：10.76 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：35.3 kN

$S = 35.3 \times (1 + 0.56) = 55.1$ kN

鋼製防護部材②

扉体重量：24.2 kN

扉体支持部重量：11.24 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：35.8 kN

$S = 35.8 \times (1 + 0.56) = 57.3$ kN

鋼製防護部材③

扉体重量：23.87kN

扉体支持部重量：11.24 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$ kN

合計：35.5 kN

$S = 35.5 \times (1 + 0.56) = 55.4$ kN

扉体支持部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-66 に示す。

表 6.13.5-66 扉体支持部アンカーボルトの諸元

アンカーボルト径 (mm)		52 (M52)
アンカーボルト有効断面積 (mm ²)		1820
アンカーボルト本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（鉛直方向）を表 6.13.5-67 に示す。

表 6.13.5-67 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（鉛直方向）

	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	5.9	227	0.03
鋼製防護部材②	6.6	227	0.03
鋼製防護部材③	6.4	227	0.03

ロ. 水平方向

図 6.13.5-1 に示した防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価ケースにおける、扉体支持部に作用する断面力を表 6.13.5-68～表 6.13.5-72 に示す。ここで扉体支持部の高さ $C=1300$ mm, ヒンジ部までの高さ $C'=1096$ mm とする。

表 6.13.5-68 扉体支持部に作用する最大断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	18 (ケース 2)	23 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	19 (ケース 2)	23 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	18 (ケース 2)	22 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)

表 6.13.5-69 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1293 (ケース 2)	1139 (ケース 2)
	②	457 (ケース 2)	417 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1228 (ケース 2)	1058 (ケース 2)
	②	426 (ケース 2)	389 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1147 (ケース 2)	958 (ケース 2)
	②	387 (ケース 2)	354 (ケース 2)

表 6.13.5-70 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1800 (ケース 2)	1599 (ケース 2)
	②	641 (ケース 2)	584 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1735 (ケース 2)	1519 (ケース 2)
	②	610 (ケース 2)	556 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1654 (ケース 2)	1418 (ケース 2)
	②	571 (ケース 2)	521 (ケース 2)

表 6.13.5-71 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	356 (ケース 2)	442 (ケース 2)
	②	214 (ケース 1)	195 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	283 (ケース 2)	351 (ケース 2)
	②	170 (ケース 1)	155 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	187 (ケース 2)	232 (ケース 2)
	②	112 (ケース 1)	102 (ケース 1)

表 6.13.5-72 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	526 (ケース 2)	653 (ケース 2)
	②	317 (ケース 1)	289 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	453 (ケース 2)	563 (ケース 2)
	②	273 (ケース 1)	249 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	360 (ケース 2)	447 (ケース 2)
	②	217 (ケース 1)	198 (ケース 1)

表 6.13.5-68～表 6.13.5-72 より，断面力の最大値を表 6.13.5-73 に示す。

表 6.13.5-73 扉体支持部に作用する最大断面力

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1800 (ケース 2)	1599 (ケース 2)
鋼製防護部材②	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1735 (ケース 2)	1519 (ケース 2)
鋼製防護部材③	津波時 (敷地に遡上する津波時)	1654 (ケース 2)	1418 (ケース 2)

扉体支持部の諸元を表 6.13.5-74 に示す。

表 6.13.5-74 扉体支持部の諸元

支点位置から支持部固定アンカー ボルトまでの距離 (mm)	1325
----------------------------------	------

鋼製防護部材①

$$T = 1800 \times 1000 / 1325 = 1358.5 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1358.5 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 142.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1599 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 167.3 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$T = 1735 \times 1000 / 1325 = 1309.4 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1309.4 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 149.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1519 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 173.9 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$T = 1654 \times 1000 / 1325 = 1248.3 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1248.3 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 142.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1418 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 162.3 \text{ N/mm}^2$$

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）を表 6.13.5-75 に示す。

表 6.13.5-75 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	142	183	0.78
	せん断応力	167	227	0.74
鋼製防護部材②	引張応力	150	183	0.82
	せん断応力	174	227	0.77
鋼製防護部材③	引張応力	143	183	0.78
	せん断応力	162	227	0.72

b. ワイヤロープ部

(a) ワイヤロープ本体

ワイヤロープ本体の長さについて、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-6 に示す。図 6.13.5-6 よりワイヤロープ本体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-6 に示す 5 ケースにおいて、ワイヤロープの照査を行う。

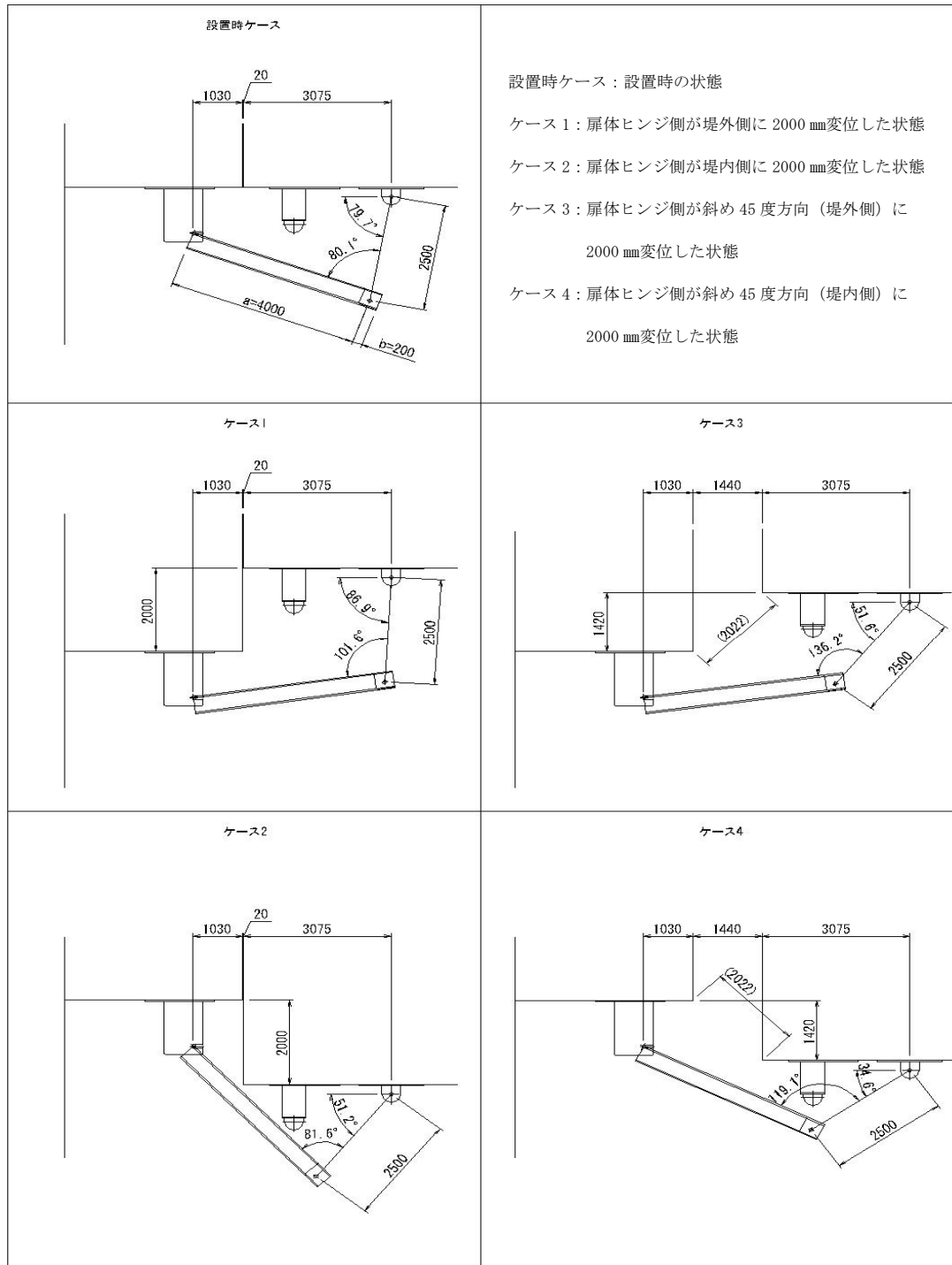


図 6.13.5-6 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時のワイヤロープ本体評価

ワイヤーロープ本体に作用する断面力を表 6.13.5-76～表 6.13.5-80 に示す。

表 6.13.5-76 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（地震時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	36 (ケース 3)	28 (ケース 3)	24 (ケース 4)
鋼製防護部材②	37 (ケース 3)	29 (ケース 3)	24 (ケース 4)
鋼製防護部材③	36 (ケース 3)	28 (ケース 3)	23 (ケース 4)

表 6.13.5-77 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1758 (ケース 3)	1378 (ケース 3)	1146 (ケース 4)
鋼製防護部材②	1629 (ケース 3)	1277 (ケース 3)	1062 (ケース 4)
鋼製防護部材③	1468 (ケース 3)	1151 (ケース 3)	957 (ケース 4)

表 6.13.5-78 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：敷地に遡上する津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2471 (ケース 3)	1937 (ケース 3)	1611 (ケース 4)
鋼製防護部材②	2342 (ケース 3)	1836 (ケース 3)	1527 (ケース 4)
鋼製防護部材③	2182 (ケース 3)	1710 (ケース 3)	1422 (ケース 4)

表 6.13.5-79 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	705 (ケース 3)	553 (ケース 3)	460 (ケース 4)
鋼製防護部材②	560 (ケース 3)	439 (ケース 3)	365 (ケース 4)
鋼製防護部材③	370 (ケース 3)	290 (ケース 3)	241 (ケース 4)

表 6.13.5-80 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：敷地に遡上する津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1043 (ケース 3)	817 (ケース 3)	680 (ケース 4)
鋼製防護部材②	898 (ケース 3)	704 (ケース 3)	586 (ケース 4)
鋼製防護部材③	714 (ケース 3)	560 (ケース 3)	466 (ケース 4)

ワイヤーロープの断面性能を表 6.13.5-81 に示す。

表 6.13.5-81 ワイヤーロープの断面性能

		断面性能
直径 (mm)		65
断面積 (mm ²)		2000
ピッチ (本/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

ワイヤーロープ本体の照査結果を表 6.13.5-82 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2471 \times 1000 / 2000 / 1.5 = 823.7 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2342 \times 1000 / 2000 / 1.6 = 731.9 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2182 \times 1000 / 2000 / 1.6 = 681.9 \text{ N/mm}^2$$

表 6.13.5-82 ワイヤーロープ本体の照査結果

評価項目	引張応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	824	1083	0.76
鋼製防護部材②	732	1083	0.68
鋼製防護部材③	682	1083	0.63

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ取付ボルトの諸元を表 6. 13. 5-83 に示す。

表 6. 13. 5-83 ワイヤロープ取付ボルトの諸元

プレートスパン (mm)	170
プレート厚 (mm)	60
軸径 (mm)	φ 80
断面積 (mm ²)	5027
断面係数 (mm ³)	50265

ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力を表 6. 13. 5-84 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{曲げモーメント } M = 2471 / 1.5 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 22.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2471 / 1.5 = 1647.3 \text{ kN}$$

鋼製防護部材②

$$\text{曲げモーメント } M = 2342 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 20.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2342 / 1.6 = 1463.8 \text{ kN}$$

鋼製防護部材③

$$\text{曲げモーメント } M = 2182 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 18.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2182 / 1.6 = 1363.8 \text{ kN}$$

表 6. 13. 5-84 ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力

	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	23	1647
鋼製防護部材②	20	1464
鋼製防護部材③	19	1363

ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果を表 6. 13. 5-85 に示す。

表 6. 13. 5-85 ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	451	799	0. 56
	せん断応力	328	459	0. 71
鋼製防護部材②	引張応力	400	799	0. 50
	せん断応力	291	459	0. 63
鋼製防護部材③	引張応力	373	799	0. 47
	せん断応力	271	459	0. 59

(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力を表 6.13.5-86 に、ワイヤロープ取付プレートの諸元を表 6.13.5-87 に示す。

表 6.13.5-86 ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力

	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1647
鋼製防護部材②	1464
鋼製防護部材③	1363

表 6.13.5-87 ワイヤロープ取付プレートの諸元

	諸元
プレート厚 (mm)	60
プレートせん断長さ (mm)	160
せん断面積 (mm ²)	9600

ワイヤロープ取付プレートの照査結果を表 6.13.5-88 に示す。

表 6.13.5-88 ワイヤロープ取付プレートの照査結果

評価項目	せん断応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	172	238	0.73
鋼製防護部材②	153	238	0.65
鋼製防護部材③	142	238	0.60

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

ワイヤロープ固定部アンカーボルトに作用するせん断力を表 6.13.5-89 に、ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-90 に示す。

鋼製防護部材①

$$T=R_V/n=1937/1.5=1291.3$$

$$S=R_H/n=1611/1.5=1074$$

鋼製防護部材②

$$T=R_V/n=1836/1.6=1147.5$$

$$S=R_H/n=1527/1.6=954.43$$

鋼製防護部材③

$$T=R_V/n=1710/1.6=1068.8$$

$$S=R_H/n=1422/1.6=888.8$$

表 6.13.5-89 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの最大せん断力

	引張力 T (kN)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1291	1074
鋼製防護部材②	1147	955
鋼製防護部材③	1069	889

表 6.13.5-90 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元

	直径 (mm)	52 (M52)
	有効断面積 (mm ²)	1820
本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果を表 6.13.5-91 に示す。

表 6.13.5-91 ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	135	183	0.74
	せん断応力	112	227	0.50
鋼製防護部材②	引張応力	131	183	0.72
	せん断応力	109	227	0.49
鋼製防護部材③	引張応力	122	183	0.67
	せん断応力	102	227	0.45

6.13.6 まとめ

「6.13.5 評価結果」による全ての評価項目において、鋼製防護部材の評価対象部位に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。