

(2) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-21 に示す。

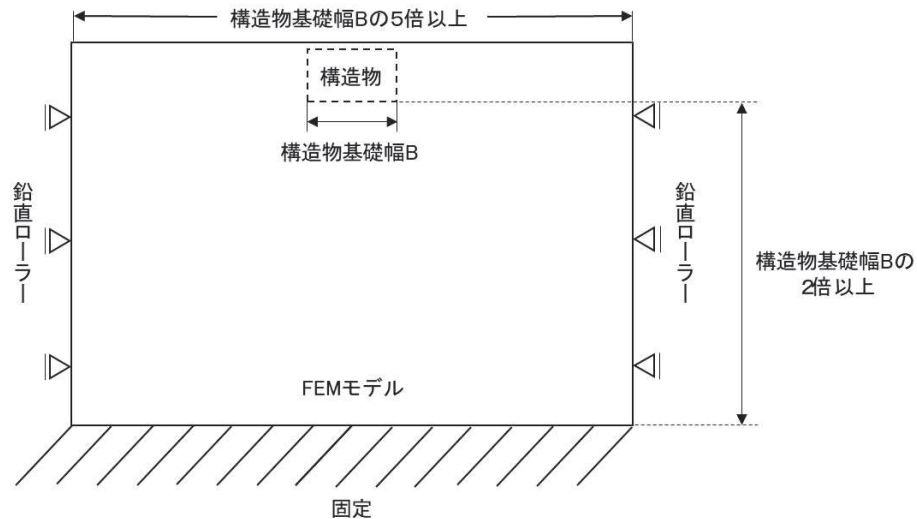


図 2-21 初期応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、2次元有限要素法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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

7.3 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。なお、ケース④における隣接構造物については、第2号機海水ポンプ室相当の物性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。表2-7及び表2-8に材料の物性値を、図2-22に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表2-7 材料の物性値（線形はり要素）

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	2.8×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.0×10^5	0.3

表2-8 材料の物性値（平面ひずみ要素）

ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
7.625×10^2	0.2

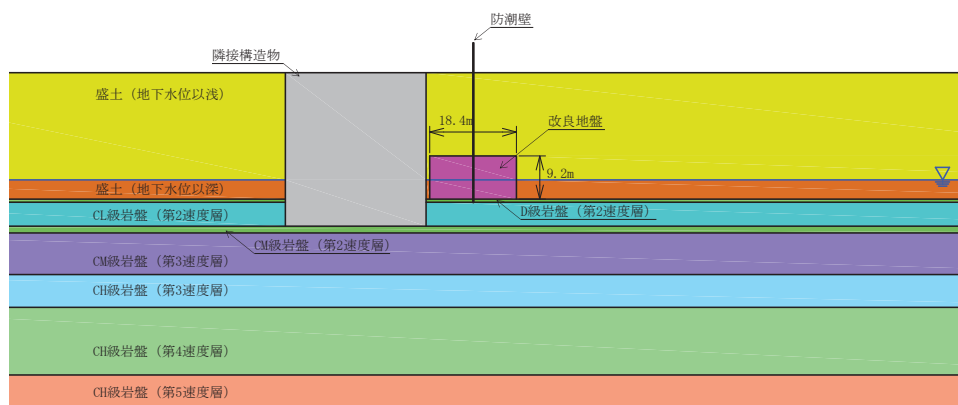


図2-22 隣接構造物のモデル化概要図

7.4 地盤のモデル化

地盤は、D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、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。

7.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh 減衰を考慮する。

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha = 0$) を考慮する。係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$ に設定する。

なお、杭基礎構造防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh 減衰を部材別に設定する。部材別の係数 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき、表 2-9 に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた一次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

$$\beta = \frac{h}{\pi \cdot f}$$

ここで、 β ：減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

h ：各材料の減衰定数

f ：固有値解析により求められた一次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数 β を表 2-10 に示す。また、一次固有モードの変形形状を図 2-23 に示す。

表 2-9 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 2-10 一次固有周期と β の値

	鋼板・鋼製支柱	鋼管杭	フーチング
一次固有周期 (s)	0.87	0.87	0.87
減衰定数	0.02 (上部工・鋼材)	0.03 (下部工・鋼材)	0.05 (下部工・鉄筋コンクリート部材)
β	0.005	0.008	0.013

(一次固有周期 : 0.87s)

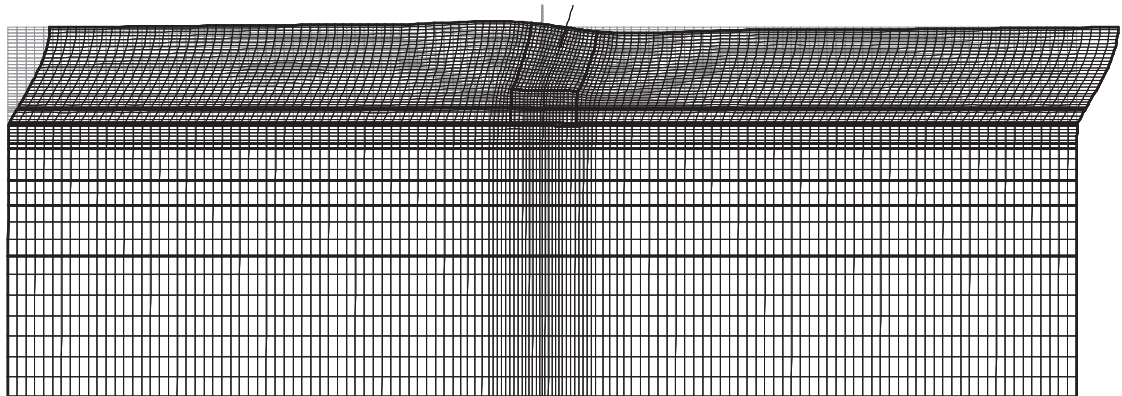


図 2-23 一次固有モードの変形形状

(参考資料3) 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるゴム支承は、鋼桁と RC 支柱間に設置し、鋼桁の鉛直並びに水平荷重を RC 支柱に伝達しつつ、地震時における鋼桁の鋼桁軸方向の変位に伴うせん断変形に追従する設計とする。ゴム支承の種類は、水平力分散型ゴム支承で、道路橋支承にも一般的に広く用いられる構造とする。

よって、ゴム支承の設計にあたっては、基本設計段階において、道路橋支承の設計において広く用いられ、構造類似性の観点で適用性があると考えられる「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、各種設計を行うと共に経年劣化等に対して設計への反映を行うこととしていた。

本書では、上記について詳細設計段階で具体化した内容を示す。具体的な項目を以下に示す。

- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化による地震時応答への影響確認
- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化を踏まえた等価減衰定数の設定
- ・経年劣化に伴う変形性能の低下を踏まえた許容限界（せん断ひずみ）の確認
- ・耐久性に係る維持管理方針（曝露試験）の検討

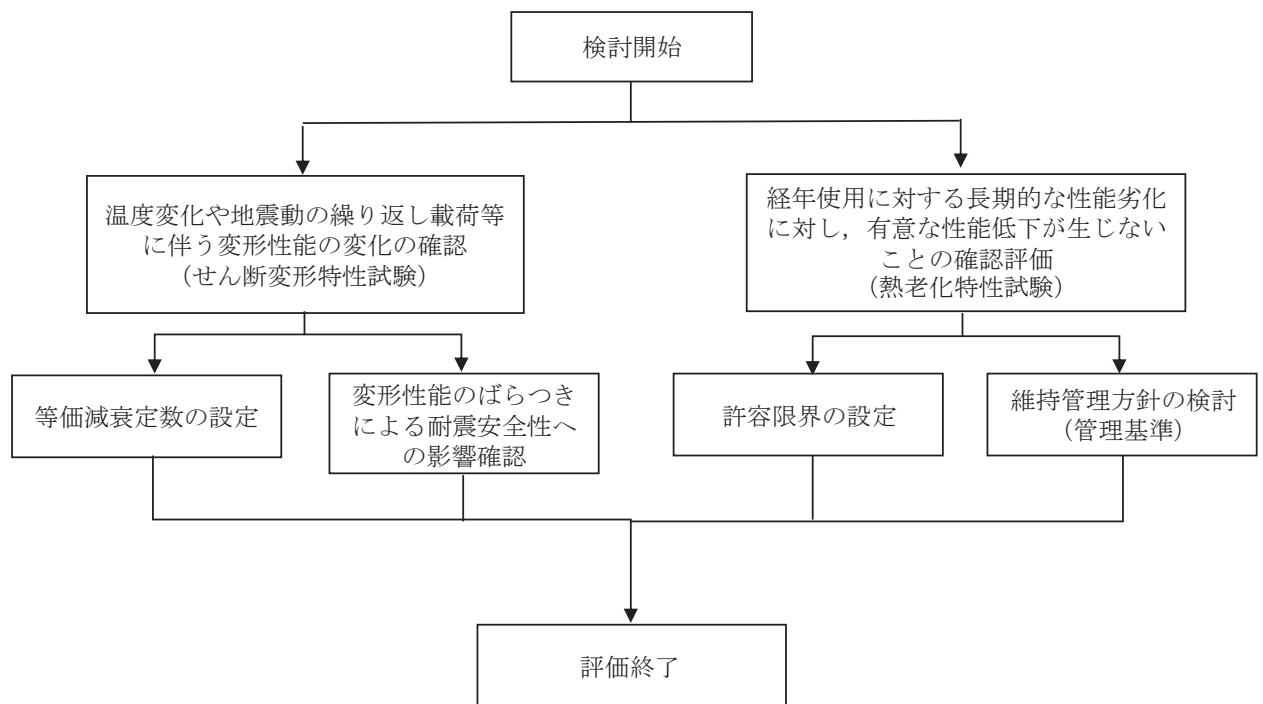


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

2. ゴム支承の構造概要

鋼桁の設置位置を図 2-1、鋼桁の構造を図 2-2、ゴム支承の構造図を図 2-3～図 2-4、ゴム支承の据え付け概要を図 2-5、及び構造諸元を表 2-1～表 2-2 に示す。また、ゴム支承に使用するゴム材料の基本特性を表 2-3 に示す。

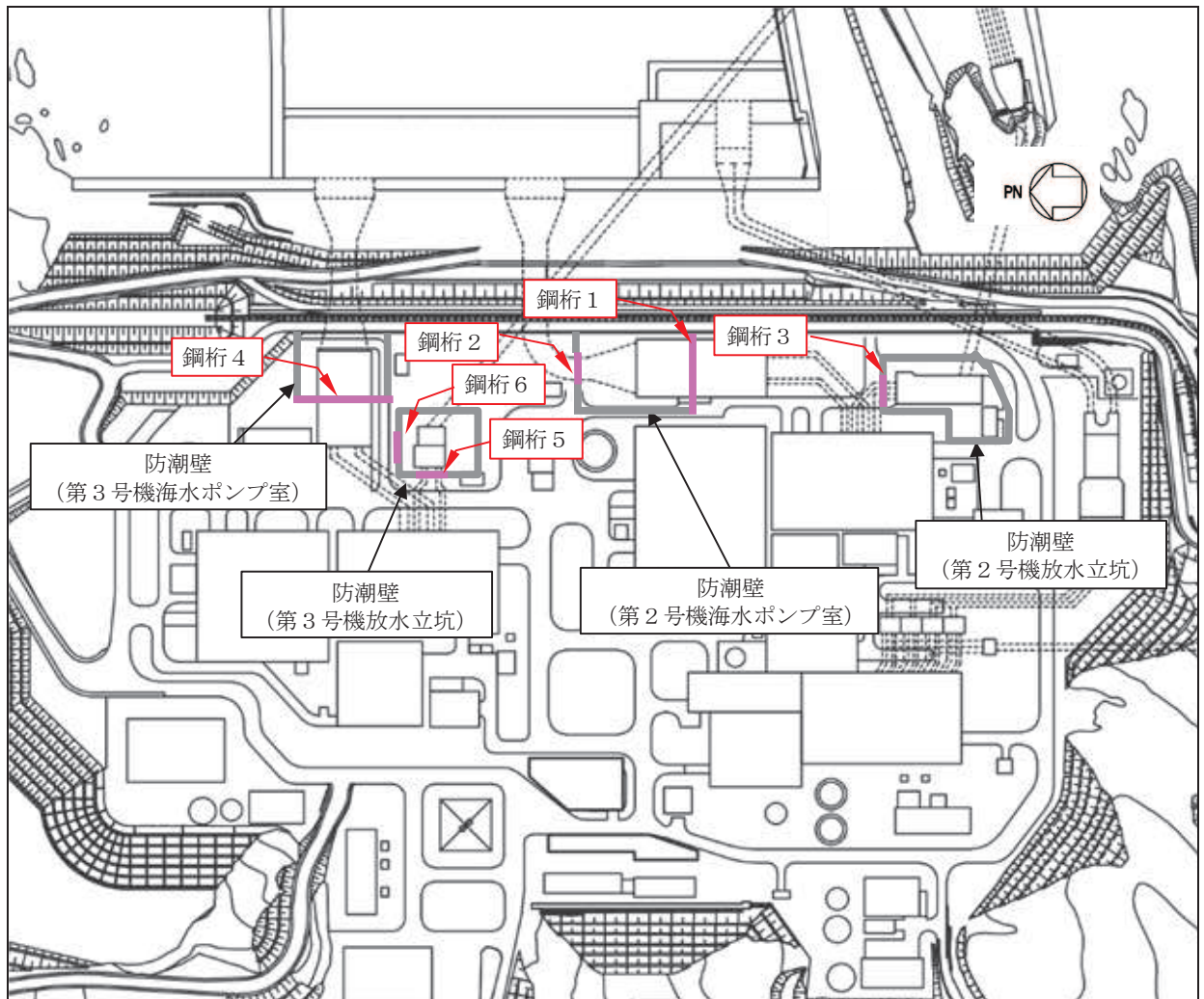


図 2-1 鋼桁設置位置

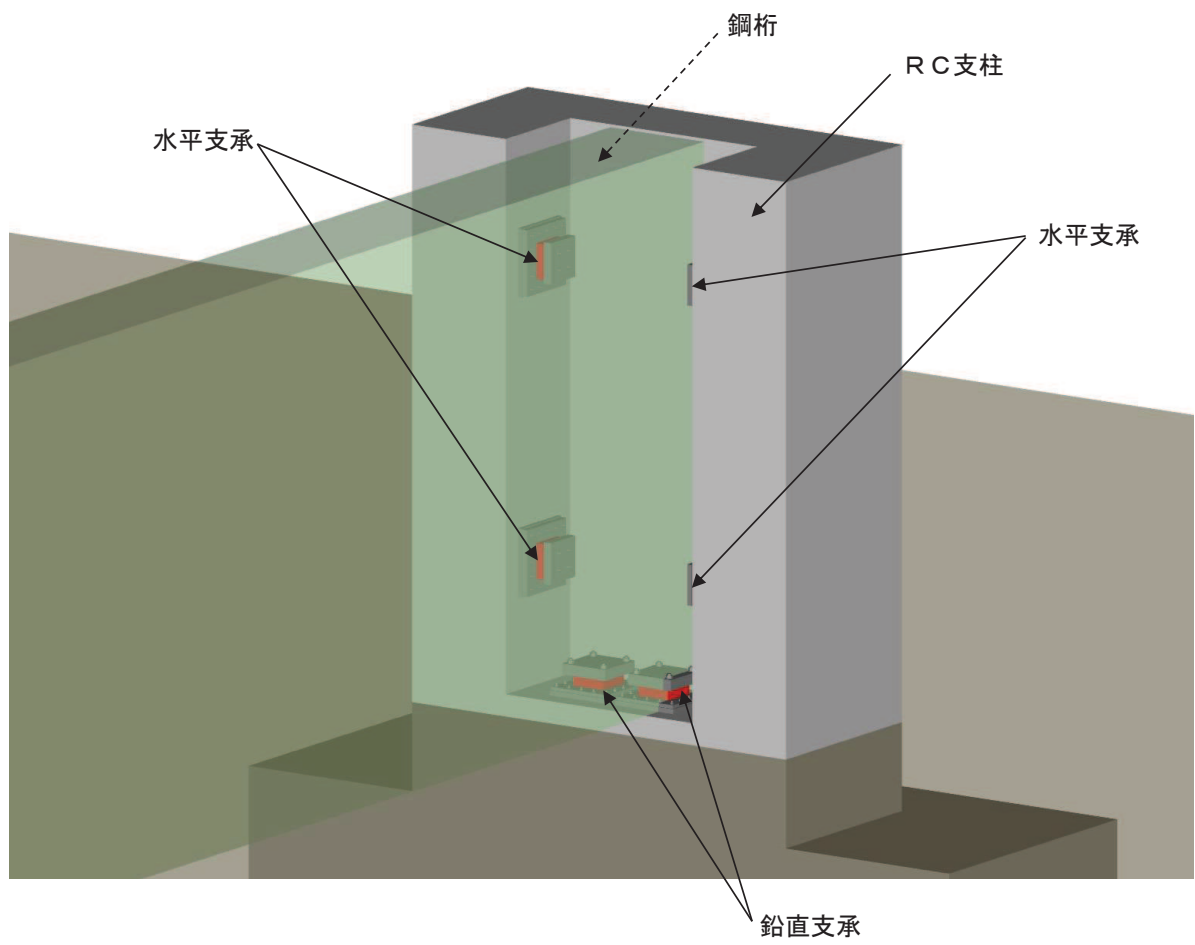


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

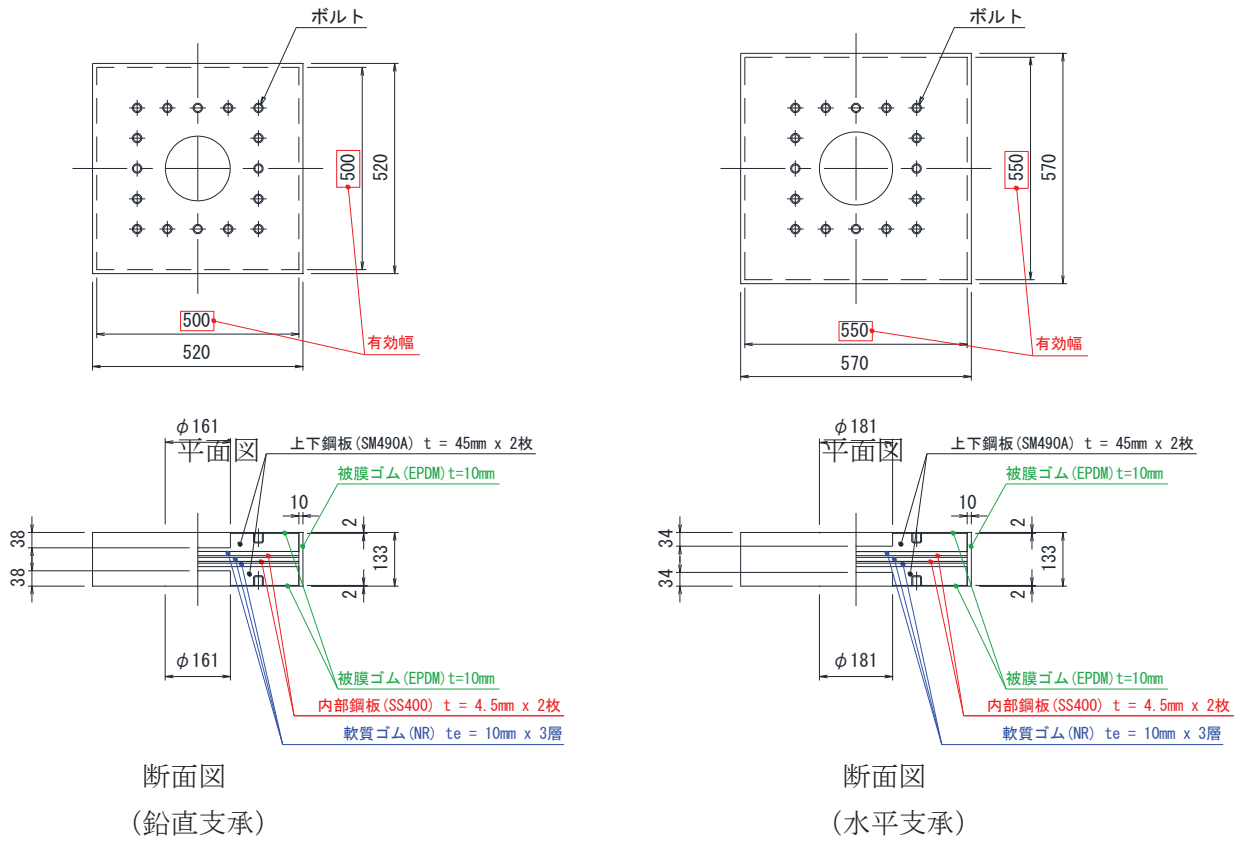


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

表 2-1 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 1, 4)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム(NR)	
ゴム体有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	12.50	13.75
二次形状係数*2	16.67	18.33
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム1層当たりの受圧面積と自由面積(側面積)の比

注記*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

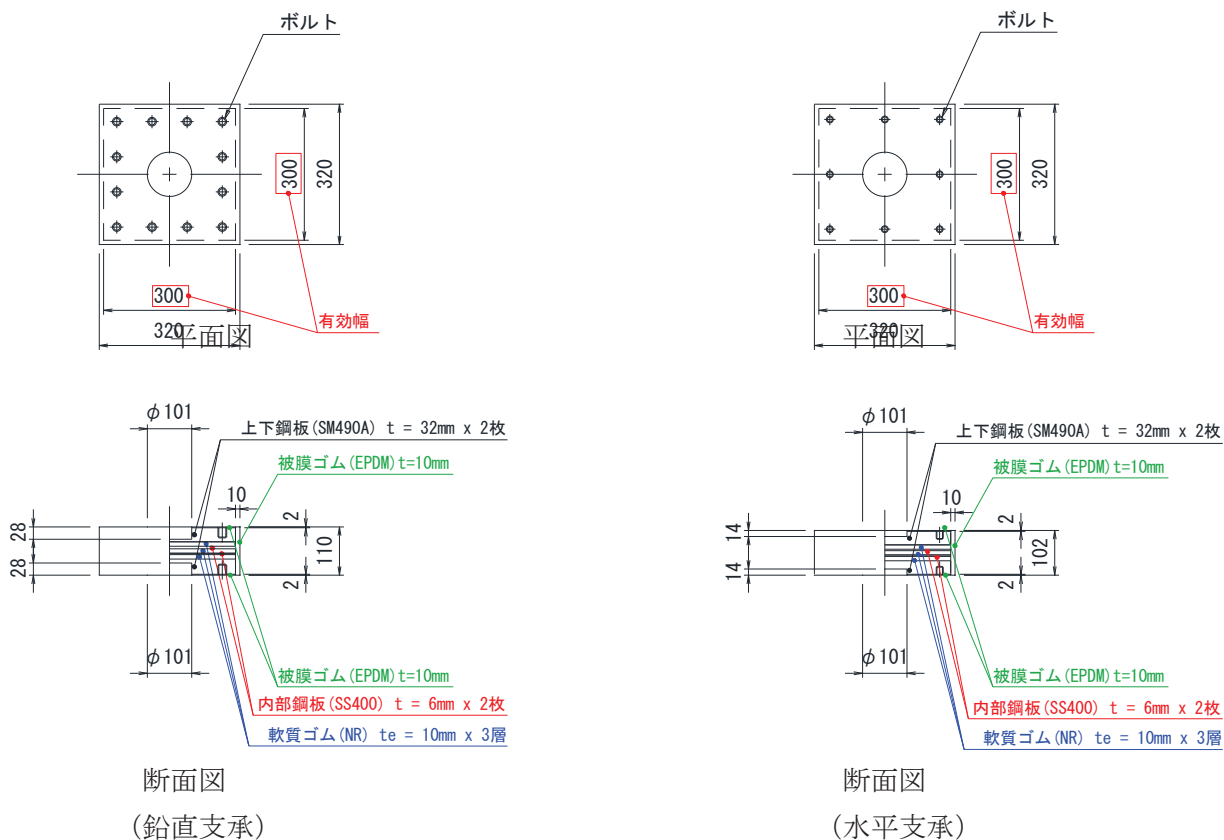


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

表 2-2 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	300mm×300mm	300mm×300mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	7.50	7.50
二次形状係数*2	10.00	10.00
水平剛性	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	1103kN/mm	1103kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

注記*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

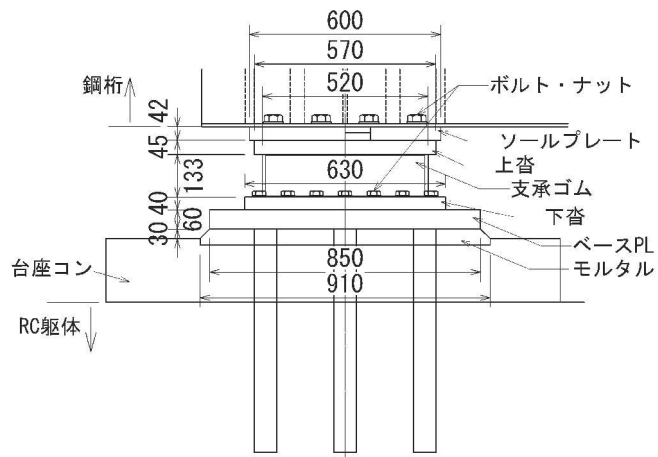


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

表 2-3 ゴム材料の基本特性

項目	材料の種類	弾性係数の呼び	破断伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	試験方法
基本特性	天然ゴム (NR)	G14	450 以上	15 以上	引張試験 JIS K 6251

3. せん断変形特性試験

ゴム支承は、熱老化、環境温度の変化、及び地震による繰り返し荷重等の各種要因によって材料特性（せん断剛性や等価減衰定数等）に変化が生じるため、各種依存性試験を実施しせん断剛性及び等価減衰定数の変化率を確認する。

(1) せん断剛性

a. せん断剛性の各種確認試験

ゴム支承は温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 3-1 のとおりとする。

表 3-1 せん断特性試験項目（JIS K 6411 に基づく）

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰り返し数依存性	地震時の繰り返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

b. せん断剛性の試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみ、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化においてせん断剛性のばらつきが確認された。

なお、試験結果の詳細は別紙に示す。

表 3-2 せん断剛性の試験結果

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
圧縮応力度	+1.6%	-2.3%
振動数	+0.5%	-4.7%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—

(2) 等価減衰定数

「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」では、使用するゴム支承の減衰特性を十分に把握した上で適切な等価減衰定数を設定するのがよいとされていることから、今回、熱老化特性試験及び各種依存性試験において実施したせん断特性試験の結果に基づき、設計で用いる等価減衰定数を設定する。

等価減衰定数は測定した試験結果から次式によって求められる。

$$h_{eq} = \Delta W / 2\pi W$$

ここに

h_{eq} : 等価減衰定数

W : 弾性エネルギー（図3-1に示す三角形面積）

ΔW : 吸収エネルギー（図3-1に示す履歴曲線で囲まれる面積）

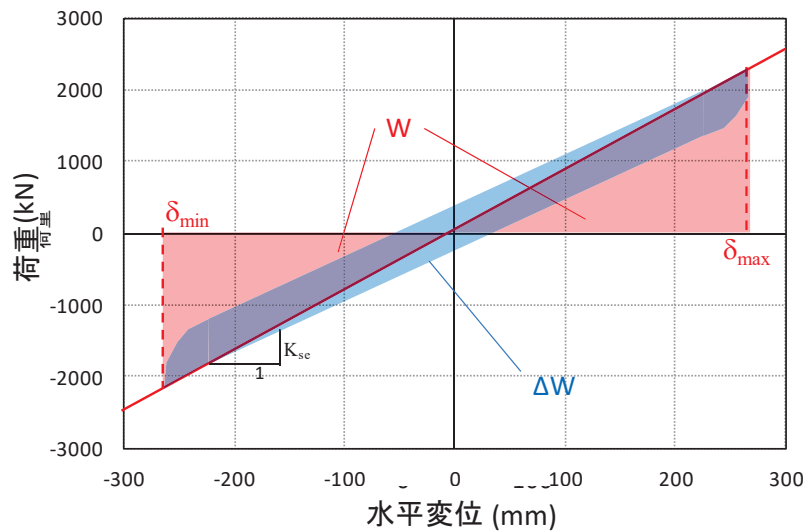


図3-1 等価減衰定数の算出の例

減衰定数の算定結果を図3-1に示す。今回の試験結果から、設計条件並びにばらつきを考慮した条件のいずれにおいても6.0%以上の等価減衰定数が得られていることを踏まえ5.5%を適用する。

減衰については、実機へ使用するゴム支承の製品検査においてせん断特性試験を行うことで、その妥当性を検証する。

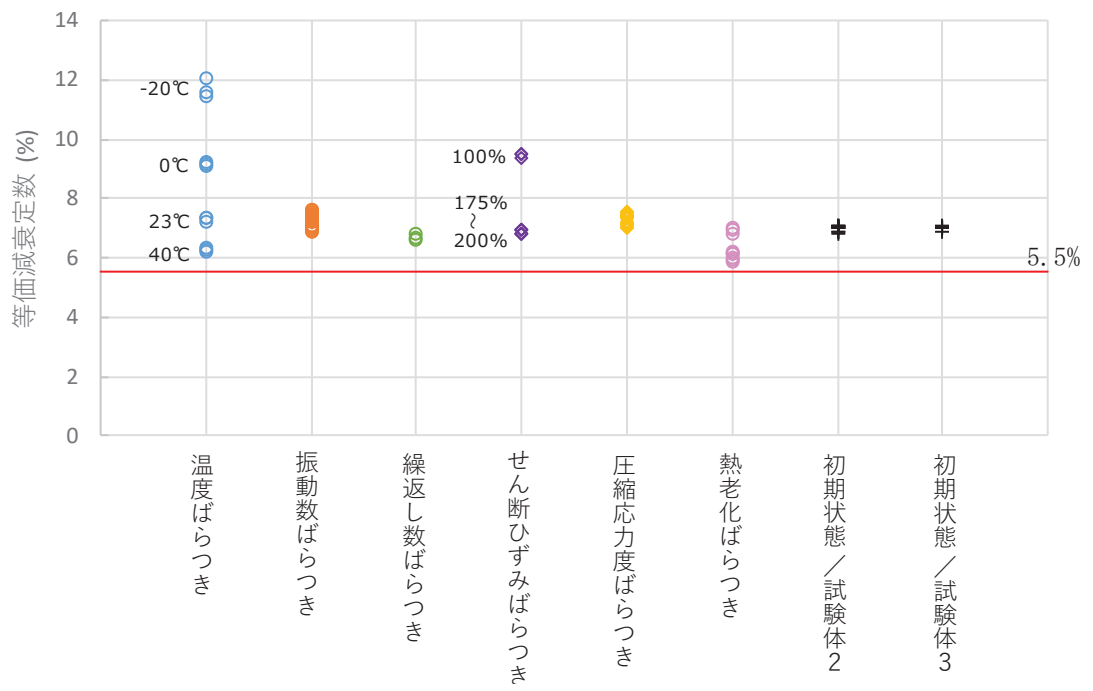


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

(3) せん断剛性のばらつきによる影響評価

a. 影響評価用のせん断剛性のばらつき

試験結果より得られたせん断剛性の変化率を考慮して、地震時の応答へ与える影響の確認を行う。

3. (1).b 項の試験結果より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化が挙げられる。

ここで、当該ゴム支承は、鋼桁下部や側部に設置し、被覆ゴムに囲われ直接的に性能確認ができないこと等を踏まえ、試験で得られたゴム支承のせん断剛性のばらつきを安全側にプラス側とマイナス側でそれぞれ重畳させる。これにより、物性が大きく変動している状況においても耐震性が確保されることを示すこととする。

影響評価用のせん断剛性の設定結果を表 3-3 に示す。

せん断ひずみに応じた剛性の変化率として、ひずみ依存性試験の結果から+10.2%及び-18.2%の変化率を考慮する。

地震による繰返しせん断ひずみを受けた後の剛性の変化率として、繰返し数依存性試験の結果から-8.6%の変化率を考慮する。

環境条件（温度）によるせん断剛性の変化率は、女川の屋外環境条件が-15℃～36℃であることを考慮し、温度依存性試験の結果から+37.5%及び-6%の変化率を考慮する。

経年変化によるせん断剛性の変化率として、熱老化特性試験結果から+12%の変化率を考慮する。

また、ゴム支承は製品初期ばらつきとして±10%以内であることを製品試験で確認することとしているが、そのばらつきも最大値として±10%の変化を考慮する。

以上の各項目のばらつき設定を積算し、保守的に繰り上げた値として+75%から-45%をばらつきの設定として考慮する。

表 3-3 せん断剛性のばらつき設定

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—
初期ばらつき	+10%	-10%
積算値	+69.7%	-42.8%
影響確認用	+75%	-45%

b. せん断剛性のばらつきによる影響確認結果

前述の表 4-2 に示すゴム支承のせん断剛性のばらつき設定を踏まえ、ゴム支承のせん断剛性を+75%と-45%にばらつかせた場合において、各部材に対する影響を確認する。

(a) 評価対象断面

各鋼桁の寸法、剛性を表 3-4 に示す。

ゴム支承の剛性ばらつきによる影響は、ゴム支承の寸法・剛性値に比例して大きくなるものと考えられることから、鋼桁 1, 4 より評価対象断面を選定する。

表 3-4 各鋼桁の寸法、剛性

項目	鋼桁 1, 4		鋼桁 2, 3, 5, 6	
	鉛直支承	水平支承	鉛直支承	水平支承
ゴム体有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm	300mm×300mm	300mm×300mm
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm	1103kN/mm	1103kN/mm

また、ゴム支承の剛性ばらつきの影響は、ゴム支承の本体、並びに躯体全体に及ぶものと考えられることから、それぞれにおいて照査値の厳しい断面を選定し評価する。

鋼桁 1, 4 における地震時の照査において、VI-2-10-2-3-2「杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼桁））の耐震性についての計算書」における支承の照査値最大及び躯体の照査値最大（曲げ・軸力系の破壊、せん断系の破壊のうち最大）を表 3-5 に示す。

表 3-5 より照査値は、ゴム支承は鋼桁 1 が大きく、躯体の照査は鋼桁 4 が大きいことから、評価断面として、それぞれ鋼桁 1, 鋼桁 4 を選定する。

表 3-5 鋼桁 1, 4 のせん断照査、並びに躯体の照査値最大

鋼桁	ゴム支承の照査結果 せん断ひずみの照査		躯体の照査結果 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (杭の曲げ)	
	照査値	地震動	照査値	地震動
鋼桁 1	<u>0.54</u>	S s - D 2 (-+)	0.88	S s - D 2 (++)
鋼桁 4	0.35	S s - D 1 (-+)	<u>0.89</u>	S s - N 1 (++)

(b) ばらつき影響評価ケース

ゴム支承の対象は鋼桁1とし、地震波は支承ゴム照査値最大ケース（せん断ひずみ照査値 0.54）となる S s - D 2 (-+) とする。RC 支柱、フーチング、杭への影響確認に関しては、鋼桁1と鋼桁4の基本ケースにて RC 支柱、フーチング、杭の照査値最大ケース（杭の曲げ照査値 0.89）となる鋼桁4につき実施する。地震動は、杭に最大照査値を発生させる S s - N 1 (++) とする。検討のケースについて表 3-6 に整理する。

表3-6 検討ケース一覧

検討対象断面	対象部位	評価項目	地震波	加振方向	ケース
鋼桁1	支承ゴム	せん断ひずみ	S s - D 2 (-+)	桁軸	①基本 ②剛性ばらつき+75% ③剛性ばらつき-45%
鋼桁4	RC支柱	曲げ・せん断照査	S s - N 1 (++)		
	フーチング	曲げ・せん断照査			
	杭	曲げ・せん断照査			

(c) ばらつき影響を考慮したせん断剛性・設計水平震度

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを前述のとおり+75%及び-45%とし、桁軸方向の動的解析を実施して桁軸方向の設計水平震度を算出する。

算出結果を表 3-7 に示す。

表 3-7 ばらつき影響を考慮したせん断剛性・設計水平震度

ケース	せん断剛性 (kN/mm)			桁軸方向 水平震度
	水平支承	鉛直支承	基礎あたり*	
① 基本	14.117	11.667	79.802	3.1
② 剛性ばらつき +75%	24.705	20.417	139.654	4.4
③ 剛性ばらつき -45%	7.764	6.417	43.890	2.4

注記*：基礎1箇所あたりのせん断剛性は、水平支承4基、鉛直支承2基の合計

(d) ゴム支承の照査結果（せん断ひずみ及び座屈応力度）

ゴム支承は、表 3-4 に示す支承寸法に対して、ゴム支承のせん断剛性をばらつかせた設計水平震度により発生するせん断ひずみ及び座屈応力度が許容値を満足していることを確認する。

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合のせん断ひずみを表 3-8 に、座屈応力度を表 3-9, 表 3-10 に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、せん断ひずみは

110%～191%の範囲内であり地震時の限界値である 250%以下となっていることを確認した。座屈応力度についても許容値以下となっていることを確認した。

表3-8 せん断ひずみの照査結果

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
死荷重反力	Rdmax (kN)	523	523	523
地震時水平移動量	ΔLe (mm)	40.6	33.0	57.2
ゴム厚	Σte (mm)	30	30	30
せん断ひずみ	$\Delta Le / \Sigma te$ (%)	135	110	191
	許容値 (%)	250	250	250
	照査値	0.54	0.44	0.77

表3-9 座屈応力度の照査結果 (水平支承/軸方向)

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	8771	8771	8771
地震時水平移動量	ΔLe (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2802	0.2844	0.2710
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	32	31	33
	許容値 (N/mm ²)	235	235	235
	照査値	0.14	0.14	0.15

表3-10 座屈応力度の照査結果（鉛直支承／軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	4491	4491	4491
地震時水平移動量	ΔL_e (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2297	0.2335	0.2214
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	20	20	21
	許容値 (N/mm ²)	194	194	194
	照査値	0.11	0.11	0.11

(e) RC 支柱の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（RC支柱）の照査結果を表3-11，表3-12，表3-13に示す。

支承剛性を基本値より+75%～-45%にばらつかせたケースにおいても，照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-11 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: -9973	4688	2.0	16.5	0.13
		桁軸	+75%	My: -11054	4860	2.3	16.5	0.14
		桁軸	-45%	My: -11540	4904	2.3	16.5	0.14
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: 8283	5725	1.5	16.5	0.10
		桁軸	+75%	My: 10216	6092	1.9	16.5	0.12
		桁軸	-45%	My: -9803	5966	1.9	16.5	0.12

表3-12 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		引張応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -9973	-1614	123	294	0.42
		桁軸	+75%	D35@ 150	My: -11054	-1862	138	294	0.47
		桁軸	-45%	D35@ 150	My: -11540	-1830	142	294	0.49
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -8283	-981	98	294	0.34
		桁軸	+75%	D35@ 150	My: -10216	-1171	121	294	0.42
		桁軸	-45%	D35@ 150	My: -9803	-1161	116	294	0.40

表3-13 RC支柱のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査 値 (a/b)
					せん断力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D29@300	2667	2801	13901	0.21
		桁軸	+75%	D29@300	2661	2795	13868	0.21
		桁軸	-45%	D29@300	3040	3192	13915	0.23
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D29@300	3116	3272	13901	0.24
		桁軸	+75%	D29@300	3844	4037	13868	0.30
		桁軸	-45%	D29@300	3547	3725	13915	0.27

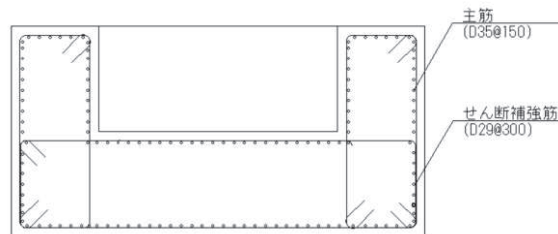


図3-3 RC支柱配筋概要図

(f) フーチングの照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（フーチング）の照査結果を表3-14、表3-15、表3-16に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-14 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:3813 Mz:5849	150	1.7	24.0	0.08
			+75%	My:3804 Mz:6053	158	1.8	24.0	0.08
			-45%	My:4407 Mz:6129	157	1.9	24.0	0.08
基礎2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:14839 Mz:37099	1545	3.8	24.0	0.16
			+75%	My:16838 Mz:38363	1595	4.0	24.0	0.17
			-45%	My:16811 Mz:37562	1548	3.9	24.0	0.17

表3-15 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D41@ 150	My:3813 Mz:5849	-3	56	435	0.13
		桁軸	+75%	D41@ 150	My:3804 Mz:6053	-3	57	435	0.14
		桁軸	-45%	D41@ 150	My:4407 Mz:6129	-3	60	435	0.14
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:14839 Mz:37099	-28	125	435	0.29
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:16838 Mz:38363	-30	130	435	0.30
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:16811 Mz:37562	-28	128	435	0.30

表3-16 フーチングのせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力	照査用せん断力	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
					せん断力 (kN)	(kN) (a)		
基礎 1	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	3542	3720	33039	0.12
		桁軸	+75%	D19@300	3686	3871	33039	0.12
		桁軸	-45%	D19@300	3669	3853	33039	0.12
基礎 2	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	11207	11768	71574	0.17
		桁軸	+75%	D19@300	11471	12045	71574	0.17
		桁軸	-45%	D19@300	11325	11892	71574	0.17

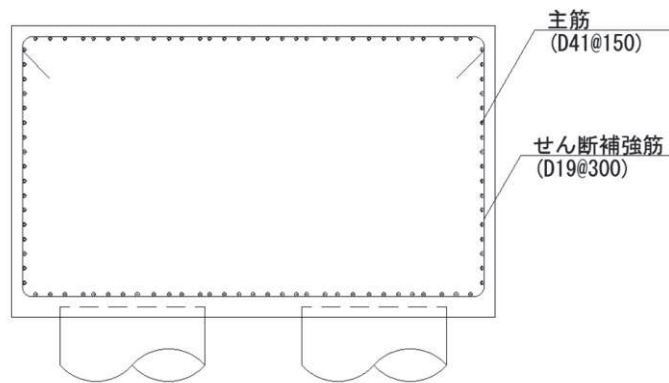


図3-4 フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎1)

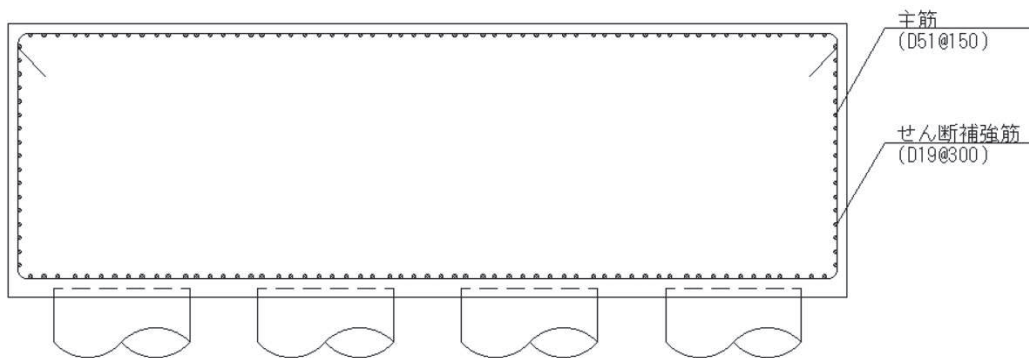


図3-5 フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎2)

(g) 鋼管杭の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（鋼管杭）の照査結果を表3-17～表3-19に示す。

支承剛性を基本値より+75%～-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-17 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1	S s - N 1 (++)	杭3	杭体	桁軸	基本	10935	5312	14764	0.75
		杭3	杭体		+75%	10960	5099	14841	0.74
		杭3	杭体		-45%	10890	5478	14704	0.75
基礎 2	S s - N 1 (++)	杭5	上杭	桁軸	基本	10517	7129	11900	0.89
		杭5	下杭			7588	4487	9147	0.83
		杭5	上杭	桁軸	+75%	10528	7290	11842	0.89
		杭5	下杭			7590	4423	9170	0.83
		杭5	上杭	桁軸	-45%	10837	7582	11735	0.93
		杭5	下杭			6809	7248	8132	0.84

表3-18 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭番号	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力	降伏曲げモーメント	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m) (a)	(kN・m) (b)	
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	桁軸	基本	8234	14137	0.59
		杭5		+75%	8072	14137	0.58
		杭5		-45%	8202	14137	0.59
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	桁軸	基本	10540	14137	0.75
		杭2		+75%	10556	14137	0.75
		杭2		-45%	10874	14137	0.77

表3-19 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース	発生断面力 せん断力 (kN)	せん断応 力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置						
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	杭体	桁軸	基本	6444	127	260	0.49
		杭1	杭体		+75%	6449	127	260	0.49
		杭5	杭体		-45%	6446	127	260	0.49
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	上杭	桁軸	基本	1368	31	260	0.12
		杭14	下杭			5577	171	260	0.66
		杭2	上杭		+75%	1392	32	260	0.13
		杭14	下杭			5575	171	260	0.66
		杭2	上杭		-45%	1459	34	260	0.14
		杭14	下杭			5581	171	260	0.66

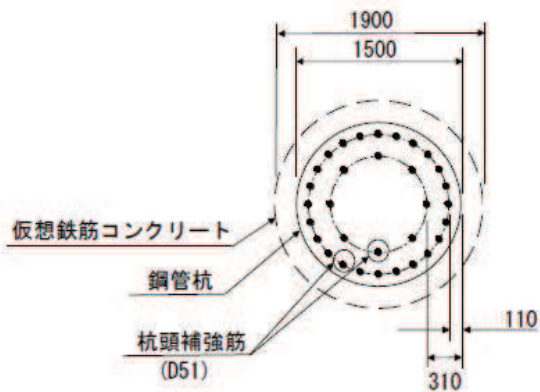
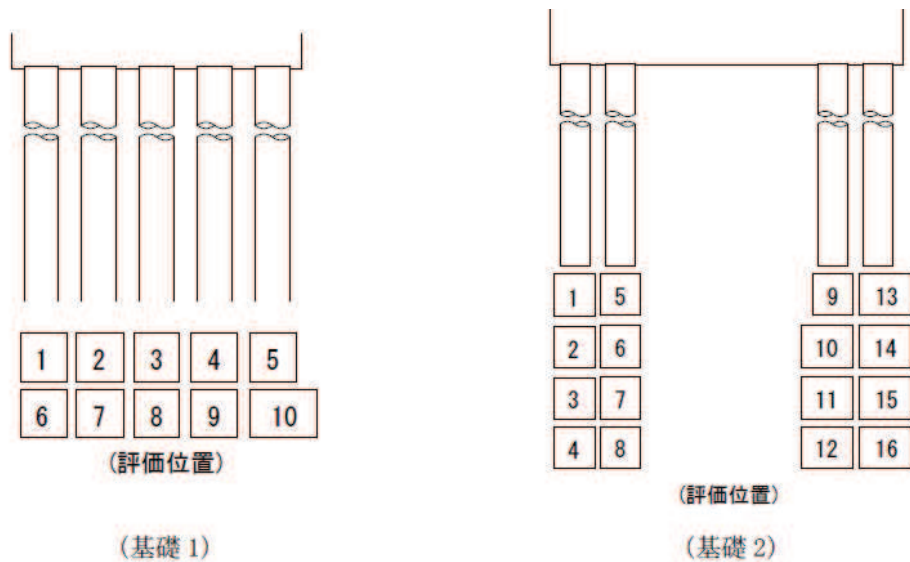


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

(参考) 3-25

4. 耐久性について

供用段階において、経年劣化によるゴム支承の変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認するため、定期的に外観点検及びゴム支承と同材質の別置き試験体による曝露試験を行い、設計値内に収まっていることを確認する。曝露試験では、試験体を用い定量的に性能を把握し、経年劣化による変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認する。

以下に、耐久性確保の方針及び経年変化を踏まえた許容限界の妥当性、維持管理方針（案）について示す。

なお、熱老化によるゴム支承の力学的特性（せん断変形特性、等価減衰定数）の変化については、「3. せん断変形特性試験」において別途確認済みであるため、本章では省略する。

(1) 耐久性確保に関する方針

「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、表 4-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、主要部材であるゴムには天然ゴムを使用し、機能の低下が生じないよう天然ゴムと同等以上の耐久性を有する被覆ゴムを設ける。被覆ゴムは側面及び上下面に施されるが、ゴム支承は上沓及び下沓に挟まれる状態で設置されるため、大気からの劣化要因は上下面から殆ど侵入せず側面由来が支配的である。このため、側面の被覆ゴムの厚さを、ゴム支承が機能低下しないよう基本設計段階において示していた厚さ 5mm 以上に対し、余裕をもって 10 mm とする。

表 4-1 ゴム支承の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンプラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

注記*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3号 p.109～p.115 を参照。

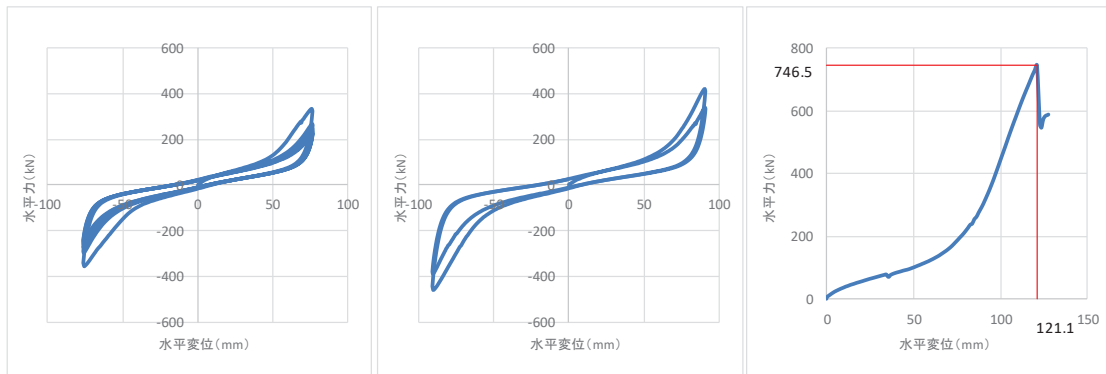
注記*3：ゴム材の低温ぜい化温度は-30℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は-2.6℃、日最低気温は-14.6℃）。

(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

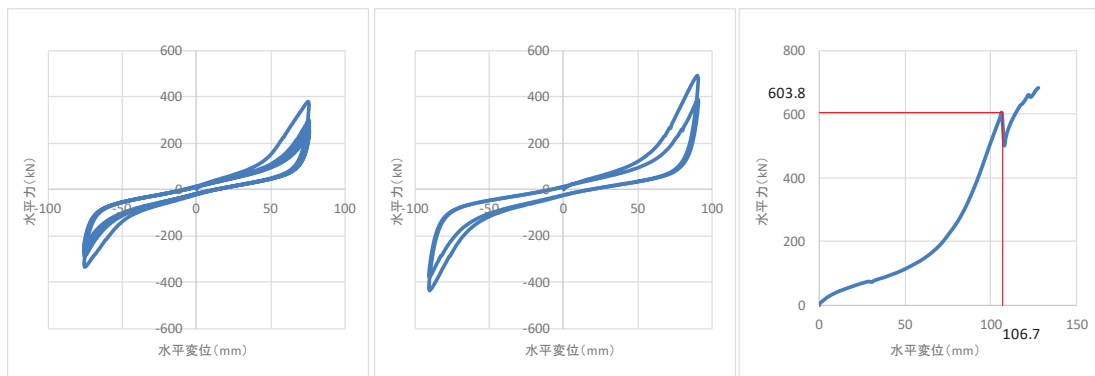
ゴム支承のせん断変形に対する許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。経年劣化に伴い、ゴムの伸び性能の低下が想定されることから、供用期間相当の熱老化をさせた試験体での破断せん断ひずみ等を確認し、許容限界の妥当性について確認した。

本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。試験は、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別はG14を適用する。試験項目、測定項目、試験体、及び試験結果を別紙に示す。

試験の結果（図4-1）、破断ひずみは許容ひずみ250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）
（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）
（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

図4-1 せん断変形性能試験結果
（参考）3-27

(3) 維持管理方針

a. 点検計画

ゴム支承の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、せん断変形特性等を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 4-2 に示す。点検周期等の策定に当たっては、今回設置するゴム支承と構造が類似しており、維持管理実績も豊富である道路橋等の支承を対象とした、橋梁定期点検要領（国土交通省）、道路橋定期点検要領（国土交通省）、支承便覧を参照した。

なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 4-2 ゴム支承の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/月	目視点検
		定期点検	1回/年	目視点検, 打音試験
	曝露試験*2		1回/5年	曝露試験体を用いたせん断変形試験

注記*1: 巡視点検（1回/月）、並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。

巡視点検では可視範囲で、定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し、劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに、必要に応じ試験等を行う。

*2: 曝露試験体のせん断剛性及び減衰定数を測定し、設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。なお、鋼桁に用いるゴム支承は一般的な橋梁で用いるものと、構造や設置環境に大きな相違はないものと考えられ、また、熱環境も一般的な範囲内でありゴム支承の熱老化試験結果からせん断剛性の変化が比較的緩速であることも踏まえ、曝露試験頻度は、一般橋梁における点検内容を定めている国土交通省「道路橋定期点検要領」が示す定期点検周期（1回/5年）とする。試験頻度の妥当性は(4)補修、取替えにて示す。

b. 管理基準値

補修，取替えについては，表 4-2 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。なお，詳細は本方針に従い，施設の供用開始前までに適切に策定する。

<曝露試験における管理基準値の設定方針（案）>

曝露試験は，経年による劣化度合いを推定するための促進試験として，JIS K 6411 に基づき熱老化特性試験を実施済であるため，現地においては，実際の環境要因を反映した曝露試験体にて同様の試験を行うことで，実施済の熱老化試験との比較を行い，健全性を確認する。

管理基準としては，試験により確認したせん断剛性が上昇率（12%）以内であること，等価減衰定数が設計値（5.5%）を確保していることを確認する。ここで，熱老化に対する試験は約 60 年相当の老化を想定した試験を行っているため，1 回/5 年の頻度で曝露試験を行うことで劣化に伴う性能低下については十分に管理が可能である。

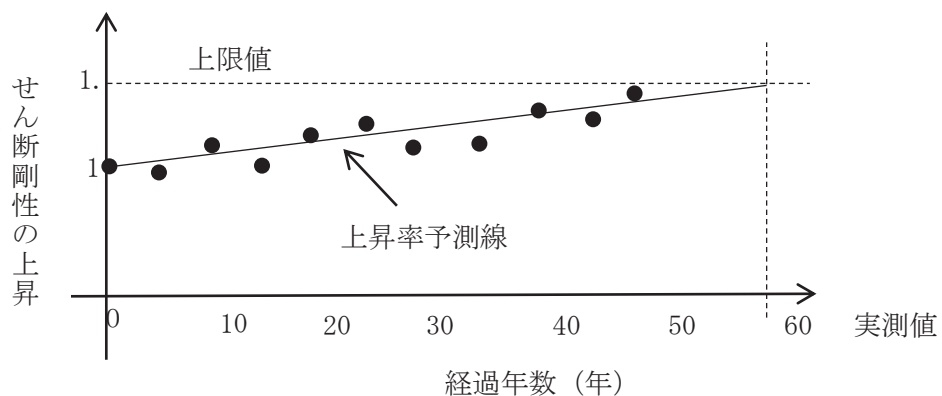


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙)

1. せん断剛性の各種確認試験

ゴム支承は使用温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 1 のとおりとする。

表 1 せん断特性試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰返し数依存性	地震時の繰返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

a. 試験方法

各種依存性試験及び熱老化特性試験について、試験方法を以下に示す。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。試験項目、測定項目及び試験体を表 2 に示す。

表 2 せん断特性試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断 弾性係数
各種依存性試験 ・せん断ひずみ ・圧縮応力 ・繰返し数 ・せん断変形 (終局特性)	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数 せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6 層)	G14 1.4N/mm ²
各種依存性試験 ・振動数 ・温度 熱老化特性試験 ・経年変化	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数 せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6 層)	G14 1.4N/mm ²

注記* : JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

(a) せん断ひずみ依存性試験

試験体に複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重相当を包絡する圧縮応力度 6.0N/mm^2 の鉛直荷重*を載荷した状態で、各せん断ひずみにおける正負繰返し加振を3回行い、3回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、せん断ひずみ175%の測定値を基準として各せん断ひずみとの変化率を求める。

注記*：試験においてゴム支承へ負荷する圧縮応力は固定荷重に余裕を考慮した 6.0N/mm^2 を適用している。この数値は以下に示す、固定荷重による圧縮応力の計算結果より検討した数値である。

表3 固定荷重によるゴム支承の圧縮応力

支承	場所	支点反力 (kN) a	有効平面寸法 (mm)		常時変位* (mm) ΔL	有効面積 (mm ²) $d = c \times (b - \Delta L)$	圧縮応力度 (N/mm ²) ($a/d \times 1000$)
			橋軸 (mm) b	橋直 (mm) c			
鉛直	鋼桁 1	523	500	500	12.2	243900	2.14
	鋼桁 2	103	300	300	4.8	88560	1.16
	鋼桁 3	95	300	300	4.5	88650	1.07
	鋼桁 4	741	500	500	13.8	243100	3.04
	鋼桁 5	102	300	300	4.7	88590	1.15
	鋼桁 6	102	300	300	4.7	88590	1.15

注記* : 女川の屋外環境条件が-15℃~36℃であることを考慮し、保守的に振れ幅を±50℃とした鋼桁の移動量

表4 ゴム支承の常時変位

支承	場所	桁長 (m) a	支間長 (m) b	温度変化 (℃) c	線膨張係数 d	常時移動量 (mm) $e = b \times c \times d / 2 \times 1000$
鉛直	鋼桁 1	41.85	40.65	50	12×10^{-6}	12.2
	鋼桁 2	16.7	15.9	50	12×10^{-6}	4.8
	鋼桁 3	15.7	14.9	50	12×10^{-6}	4.5
	鋼桁 4	47.1	45.9	50	12×10^{-6}	13.8
	鋼桁 5	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7
	鋼桁 6	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7

(b) 圧縮応力依存性試験

試験体に複数の圧縮応力を与えたときのせん断特性の依存性を求める。複数の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重－水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と(e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、固定荷重相当の圧縮応力 6.0N/mm² 時の測定値を基準として各圧縮応力との変化率を求める。

(c) 振動数依存性試験

試験体に複数の振動数を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で、各種振動数にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重－水平変位データよりせん断剛性と等価減衰

定数を算出する。

試験温度は (e) 温度依存性試験より求めた温度補正式によって、基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、基準振動数 0.5Hz 時の測定値を基準として各振動数との変化率を求める。

(d) 繰返し数依存性試験

試験体に繰返し水平加振 50 回を与えたときのせん断特性の変化を求める。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を連続 50 回行い、初期の載荷前温度まで冷却し、50 回繰返し加振前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、50 回繰返し加振前の測定値を基準として 50 回繰返し加振後との変化率を求める。

(e) 温度依存性試験

試験体に複数の温度条件を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、各種温度にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。恒温槽で各試験温度に保持した試験体を取り出し試験を行う。せん断剛性は、基準温度 (23°C) 時の測定値を基準として各温度条件との変化率を求める。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験より求めた振動数補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) 相当に補正したものを測定値とする。

(f) 熱老化特性試験

熱老化前後におけるせん断特性 (せん断剛性、等価減衰定数) の変化と、熱老化させた試験体のせん断変形性能 (破断せん断ひずみ) を確認する。熱老化は基準温度 23°C で 60 年に相当する試験条件とする。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、恒温槽で試験条件の熱老化をさせ、熱老化前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、熱老化前の測定値を基準として熱老化後との変化率を求める。

b. 試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より得られたせん断特性結果を図2に示す。以下にその結果を記載する。

(a) せん断ひずみ依存性試験

図2の(a)に示すせん断ひずみ依存性試験の結果より、せん断剛性はせん断ひずみ100%で最小になり、100%以上のひずみレベルでは、せん断剛性は上昇傾向にあることが確認された。

(b) 圧縮応力依存性試験

図2の(b)に示す圧縮応力依存性試験の結果より、圧縮応力度の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(c) 振動数依存性試験

図2の(c)に示す振動数依存性試験の結果より、振動数の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(d) 繰返し数依存性試験

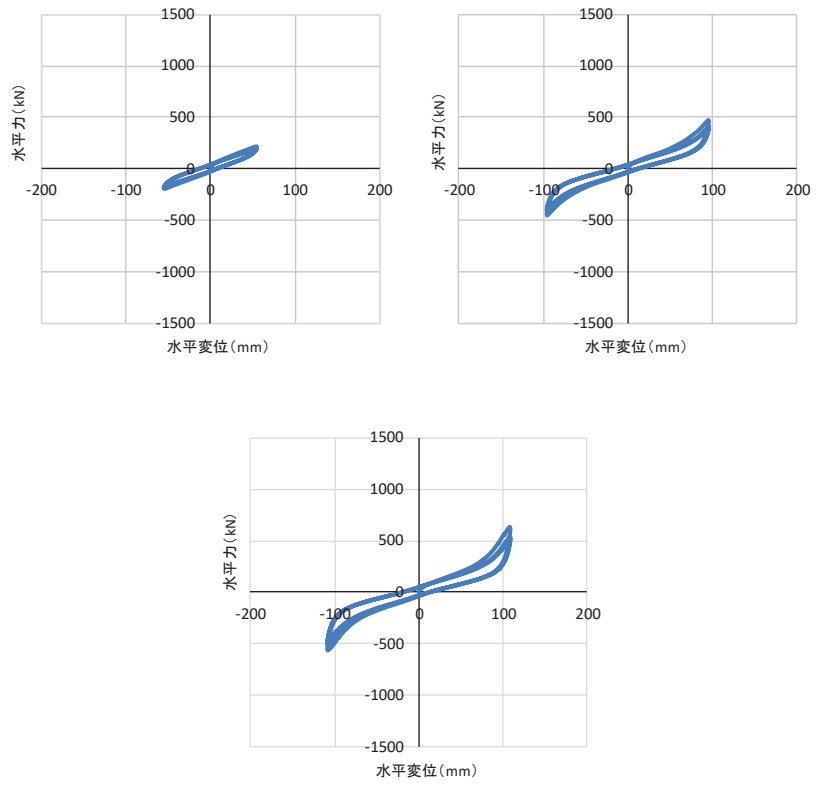
図2の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ175%による50回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

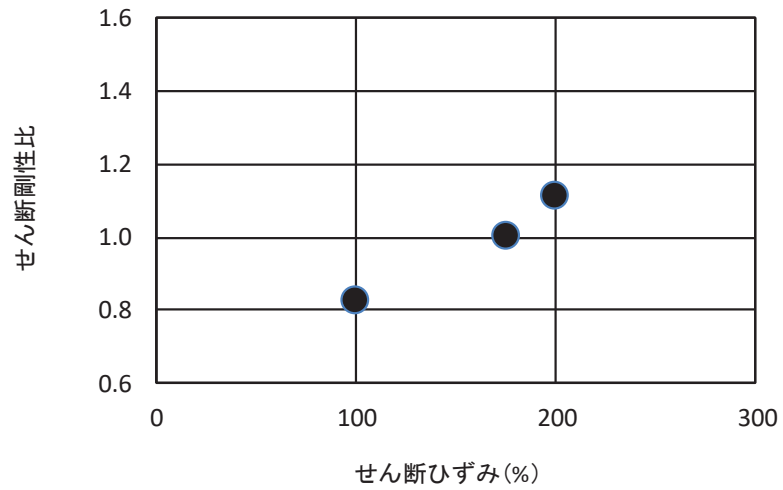
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図2の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川2号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(f) 熱老化特性試験

図2の(f)に示す熱老化特性試験の結果より、熱老化によってせん断剛性が増加する傾向が確認された。使用期間60年相当の熱老化に対するせん断剛性の変化率は最大+12%程度となることが分かった。



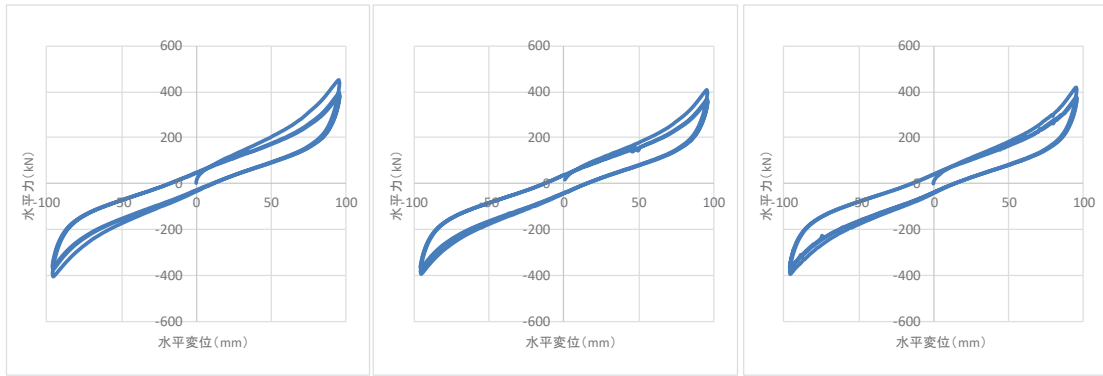
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



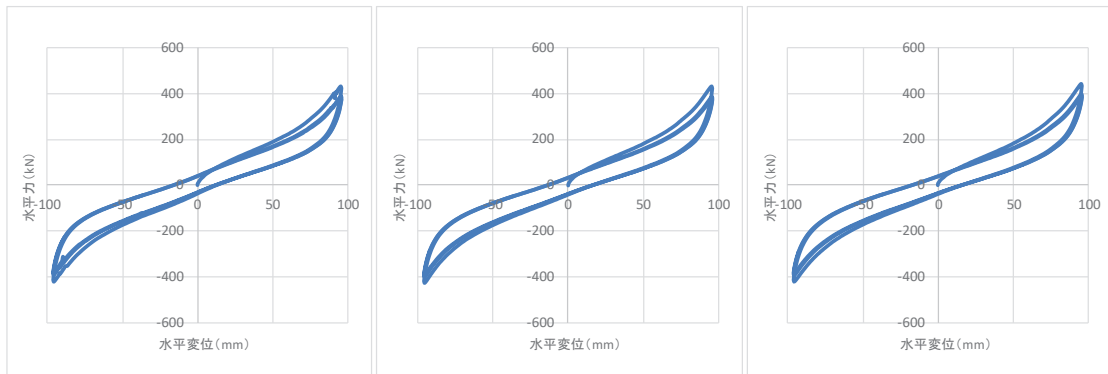
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

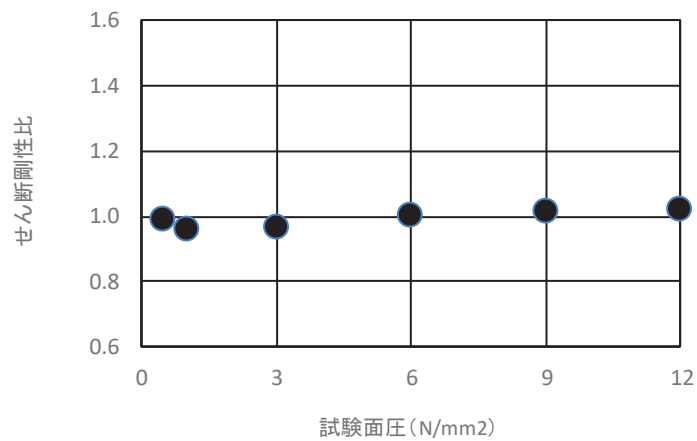
図1 せん断特性試験結果 (1/6)
(参考) 3-36



荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：0.5N/mm²，中図：1.0 N/mm²，右図：3.0 N/mm²）



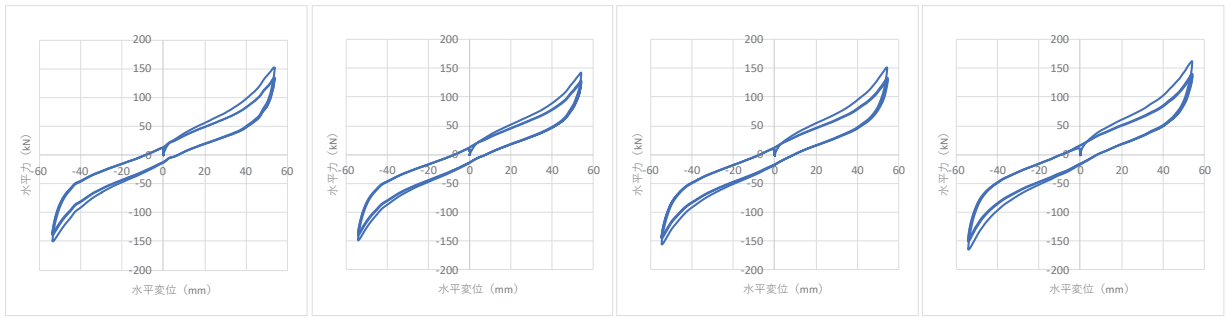
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：6.0N/mm²基準）

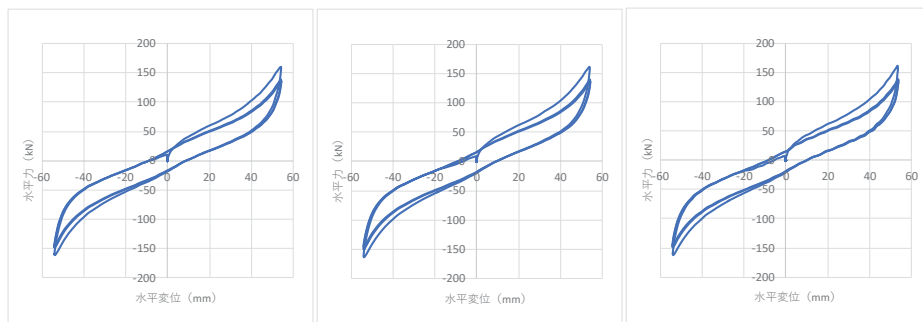
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



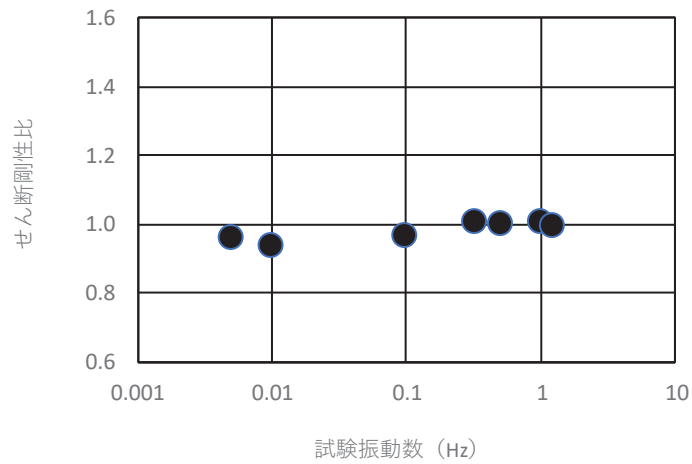
荷重-変位曲線

(左図：振動数 0.005Hz, 左中図：0.01 Hz, 右中図：0.1Hz, 右図：0.5Hz)



荷重-変位曲線

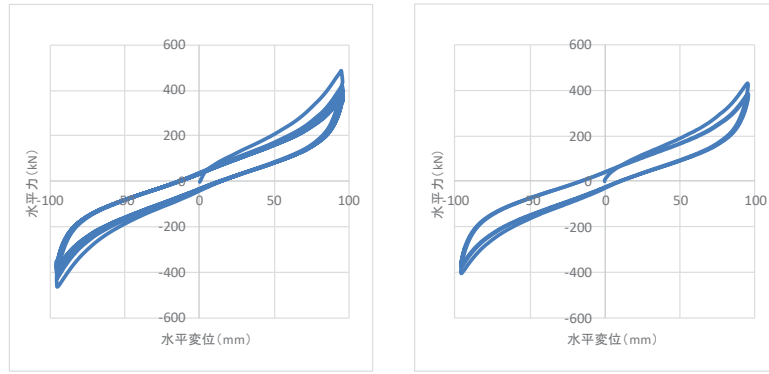
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



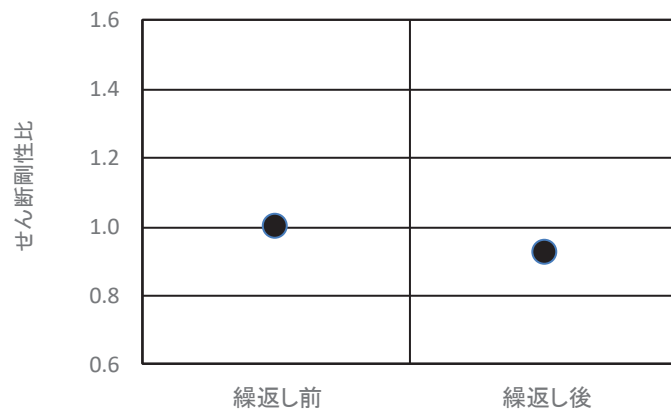
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



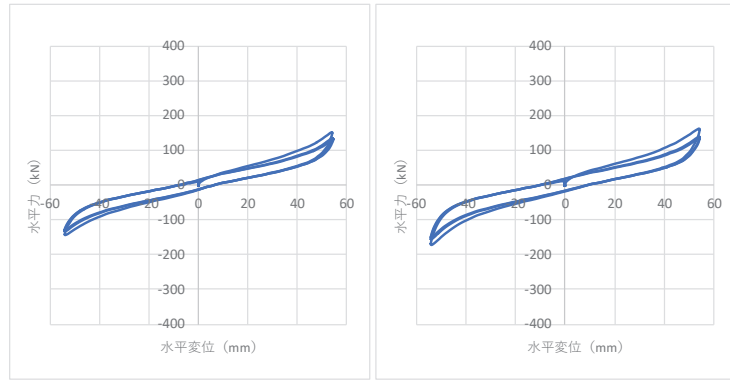
荷重-変位曲線 (左図：繰返し前, 右図：繰返し後)



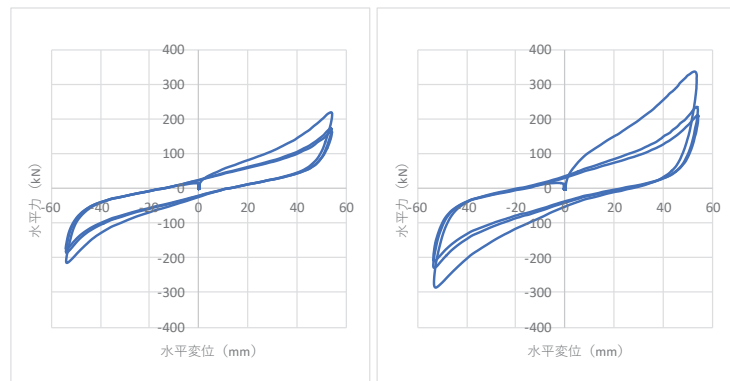
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：繰返し前基準)

(d) 繰返し数依存性試験

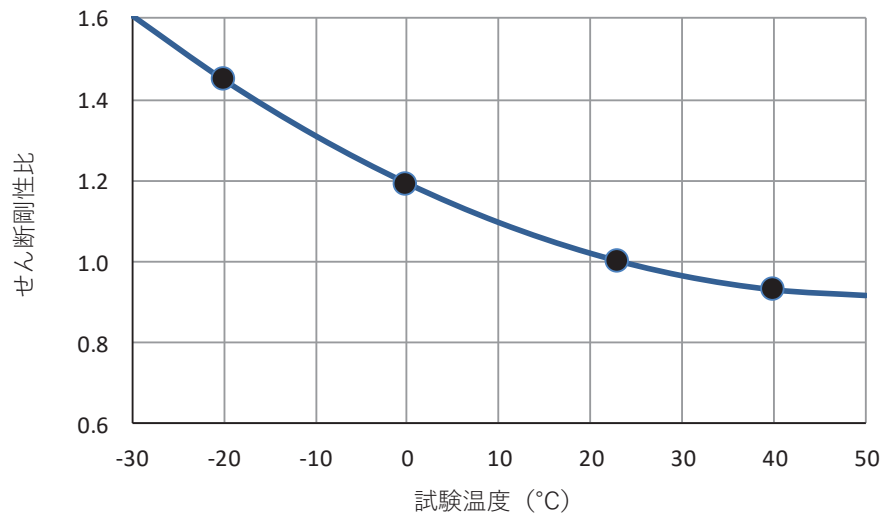
図1 せん断特性試験結果 (4/6)



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



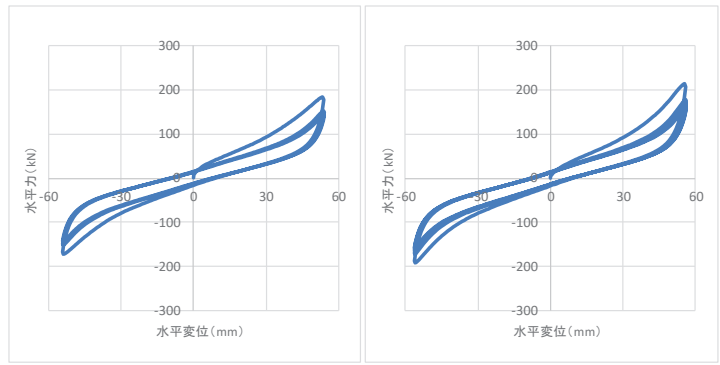
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



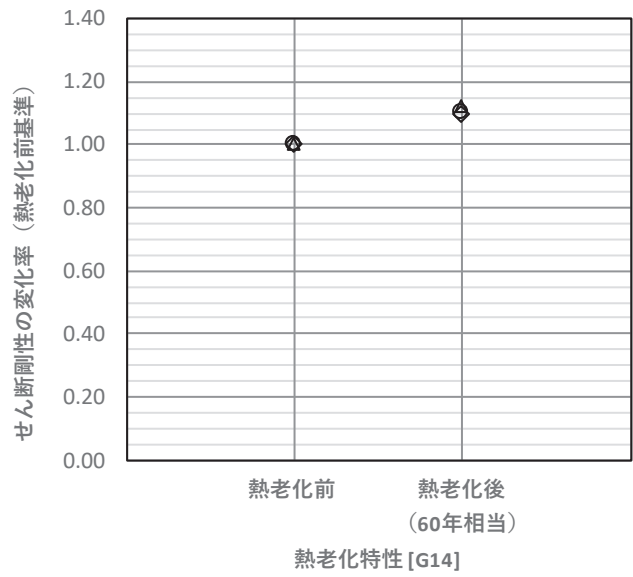
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(e) 温度依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (5/6)



荷重-変位曲線（左図：熱老化前，右図：熱老化後）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：熱老化前基準）

(f) 熱老化特性試験

図1 せん断特性試験結果 (6/6)

2. せん断変形性能

ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。本設定の妥当性を確認するため、せん断変形性能試験を実施する。

試験は、「1. せん断剛性の各種確認試験」に示す各種依存性試験と同様に、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別は G14 を適用する。試験項目、測定項目及び試験体を表 5 に示す。

表 5 せん断変形性能試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断弾性係数
せん断変形性能試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6層)	G14 1.4N/mm ²
熱老化特性試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ（熱老化なし、あり）	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6層)	G14 1.4N/mm ²

注記* : JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

a. 試験方法

(a) せん断変形性能試験

せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、せん断特性を確認する。その後、許容せん断ひずみに相当する±250%の繰返しを 6 回、300%の繰返しを 2 回行った後、単調載荷を行い、破断せん断ひずみを確認する。

(b) 熱老化特性試験

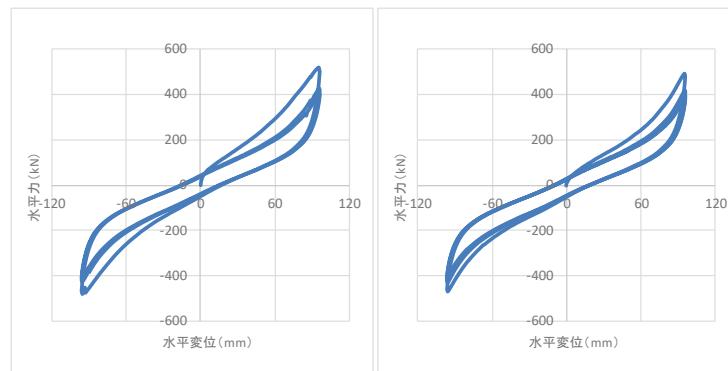
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

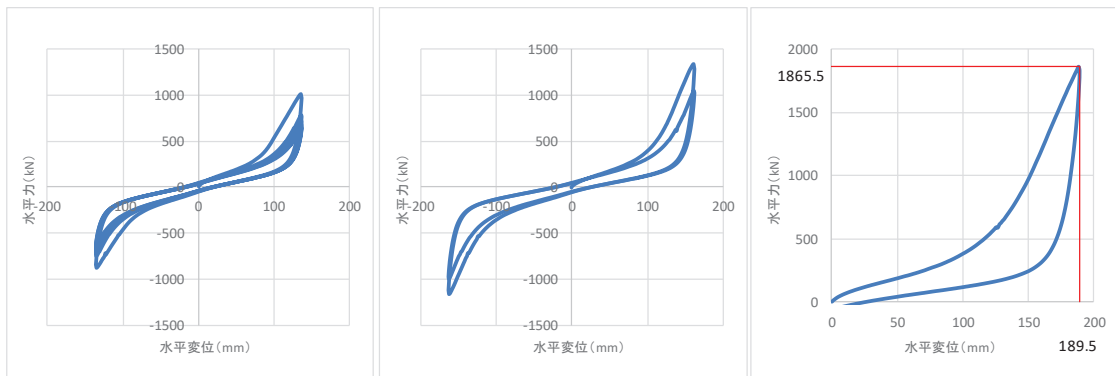
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図1及び図2に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図3に示す。

なお、ここでは、同条件で3体実施した中の1体の結果を代表として記載する。

これらの結果より、175%時のせん断剛性が品質管理試験の結果と相違ないこと、破断ひずみは許容ひずみ250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。

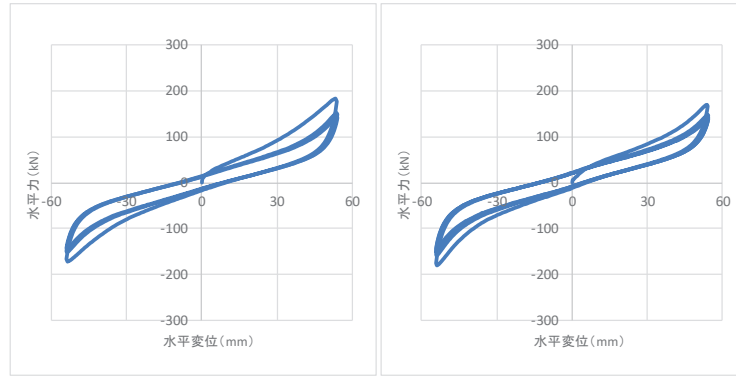


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験）、右図：175%）

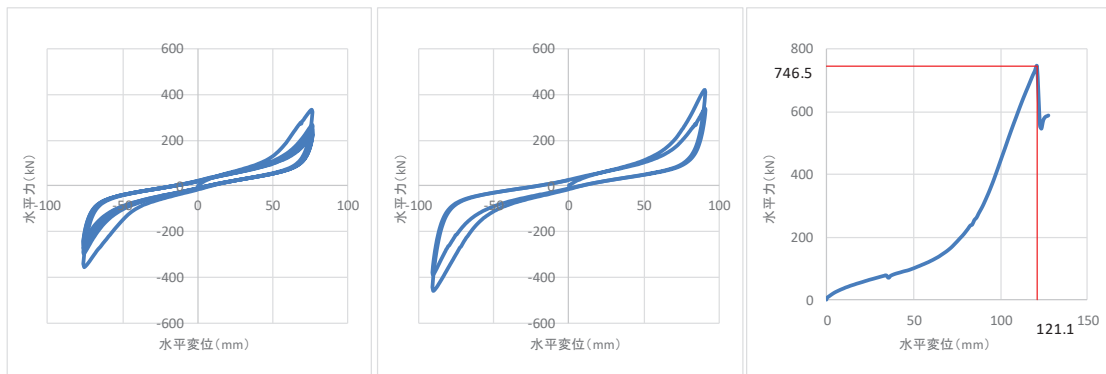


荷重-変位曲線（左図：250%、中図：300%、右図：350%）

図2 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 3, 熱老化無し）

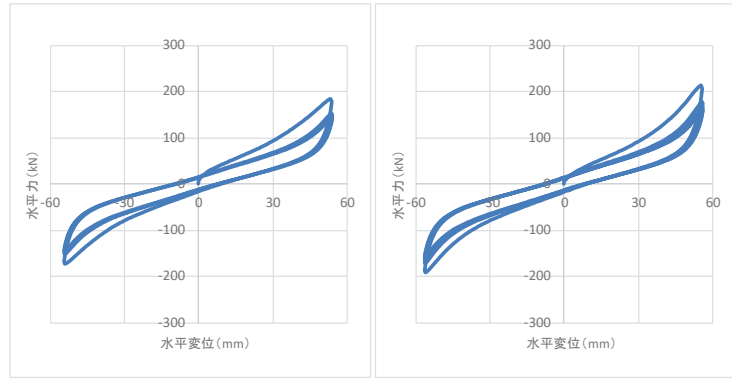


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

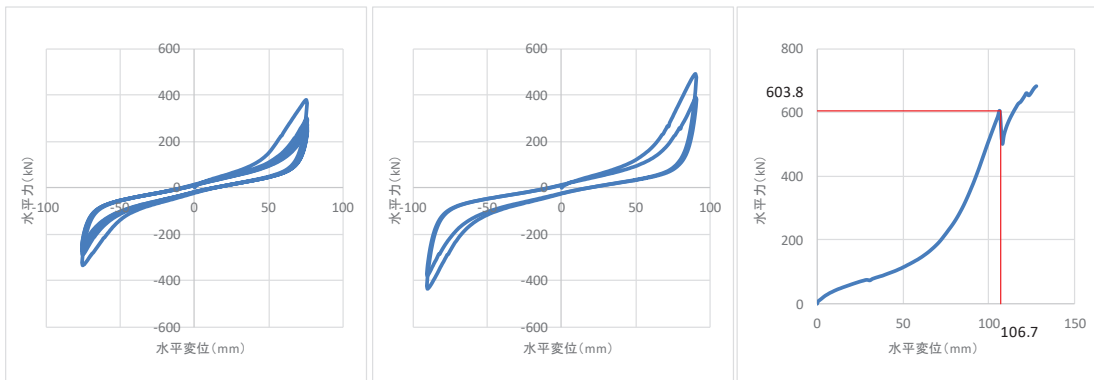


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図4 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

(参考資料4) 地中部からの津波の回り込み (ボイリング) 対策について

1. 概要

ボイリングは、図1-1に示すような飽和した地盤において、山留壁前後の水頭差により下流側の地盤に浸透力が作用し、地盤の水中自重と比べて大きくなると浸透破壊する現象であり、今回設置する防潮壁は、図1-2に示すような上部工とフーチング、矢板等により構成されていることから、津波時にはボイリングの発生に留意する必要がある。

これに対し、防潮壁が設置される箇所は地下水位低下設備の機能により常時、地震時において地下水位がフーチング底面よりも低く保たれた状態となっていること、また、津波の滞水時間は最大3分程度である(図1-3)ことを踏まえると、その間に、防潮壁内外の水頭差により下部の地盤が飽和し浸透破壊に至る可能性は極めて低いものと推定される。

しかしながら、ここでは、安全側に津波滞水時間内に地盤が飽和した場合を想定し、防潮壁がボイリングに対し裕度を持っていることを確認する。

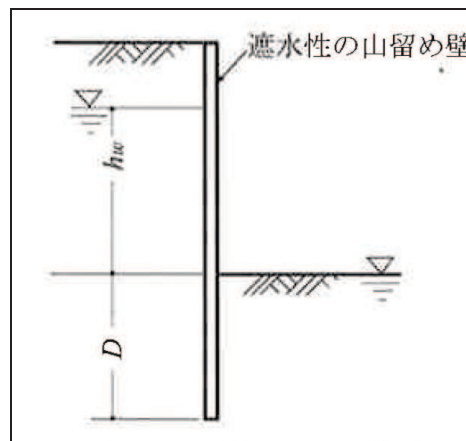


図1-1 ボイリング概略図

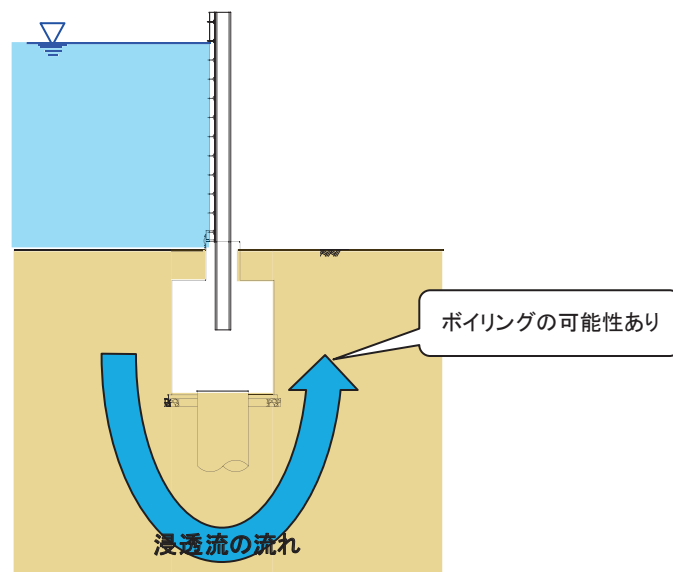


図1-2 防潮壁におけるボイリングの発生概念図

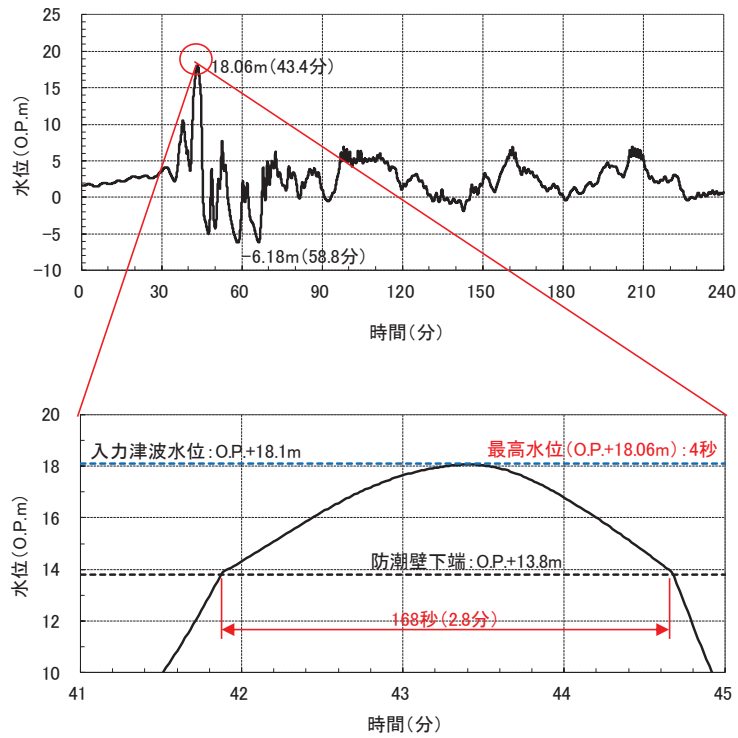


図 1-3(1) 津波滞留時間(第 2 号機海水ポンプ室の場合)

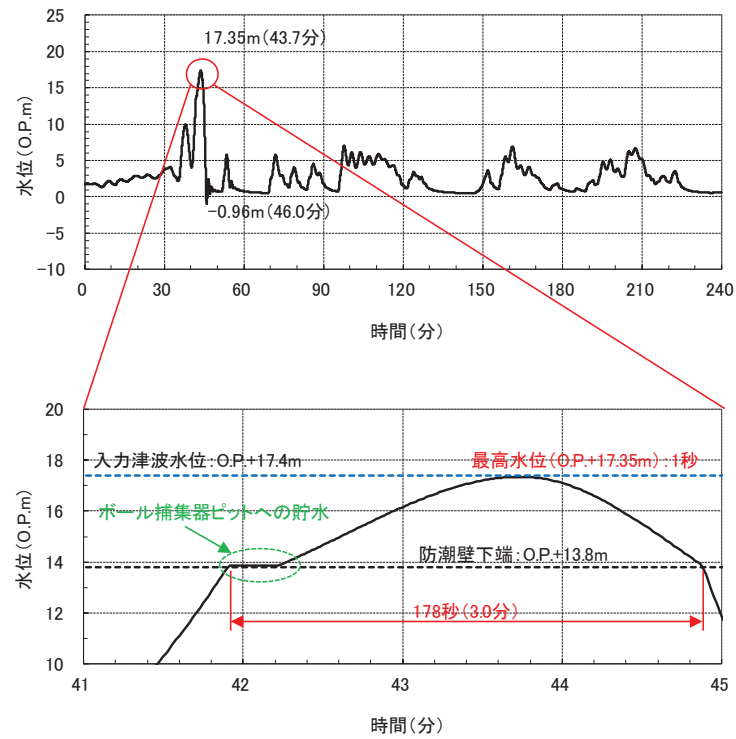


図 1-3(2) 津波滞留時間(第 2 号機放水立坑の場合)

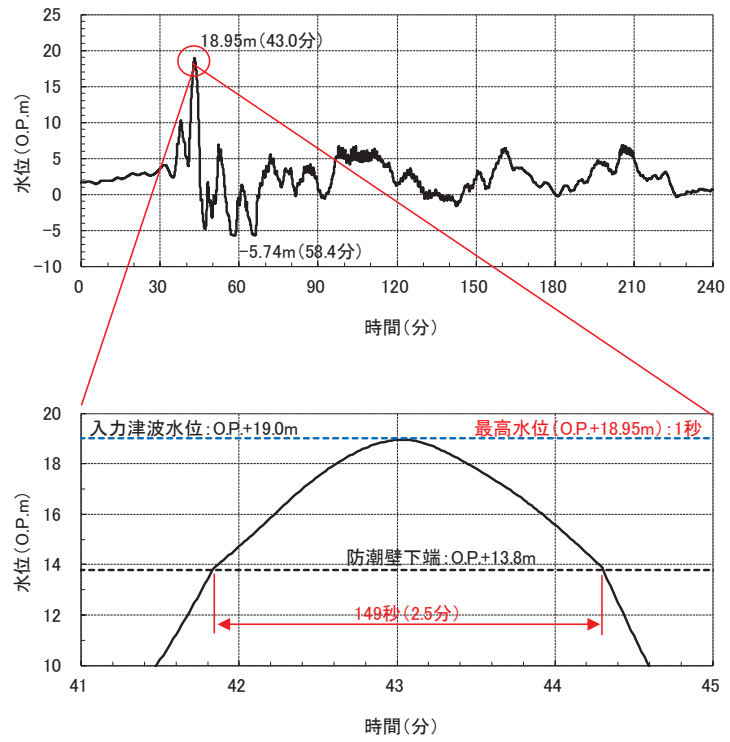


図 1-3(3) 津波滞留時間(第 3 号機海水ポンプ室の場合)

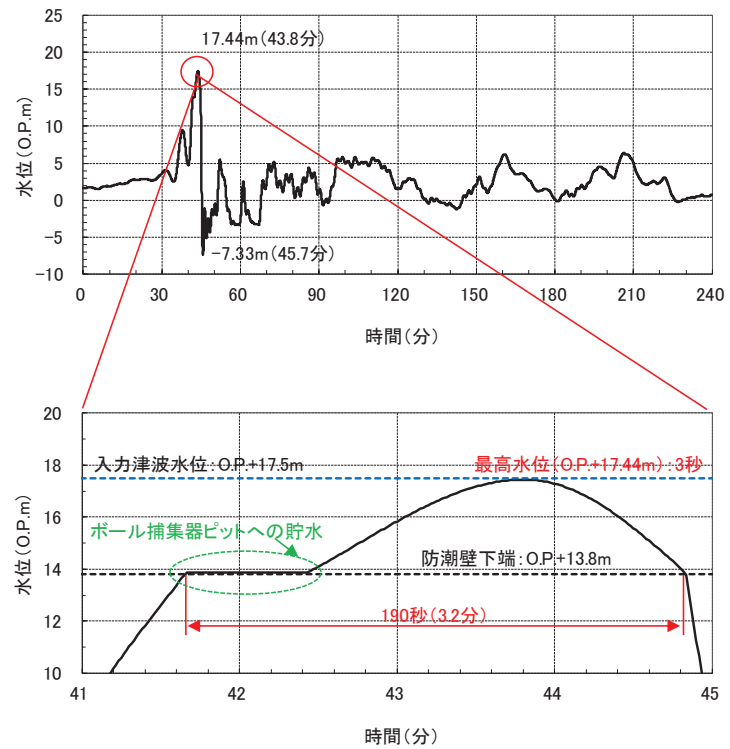


図 1-3(4) 津波滞留時間(第 3 号機放水立坑の場合)

2. ボイリング対策の評価

2.1 基本方針

前述のとおり，防潮壁は津波時において防潮壁内部に海水が一時的に貯留されるため，その水位の影響によりフーチングならびに鋼桁下部の地盤に津波が浸透することを想定しボイリングの影響について検討する。

2.2 評価方法

ボイリングの評価においては，「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学会）」に示されている式を用いて行った。（Terzaghi の方法）。ボイリングに対する安全性検討式（日本建築学会）を図 2-1 に示す。

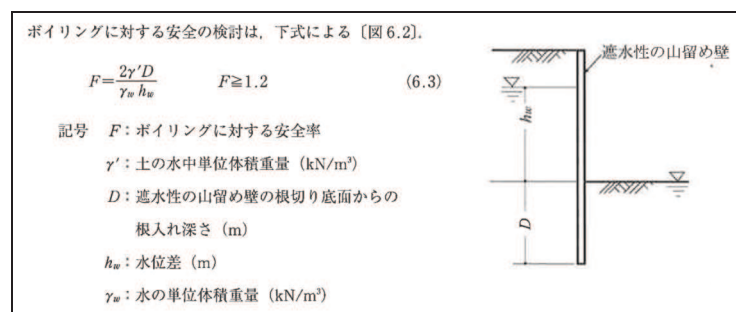


図 2-1 ボイリングに対する安全性検討式（日本建築学会）

2.3 評価条件

ボイリングの評価にあたっては、入力津波水位並びに、地震時の揺すり込み沈下による根入れ長の低減を考慮する。ボイリングを検討する評価対象位置を図 2-2～図 2-5 に示す。なお、保守的に評価する観点から、2.3.1～2.3.3 に示す内容について留意する。

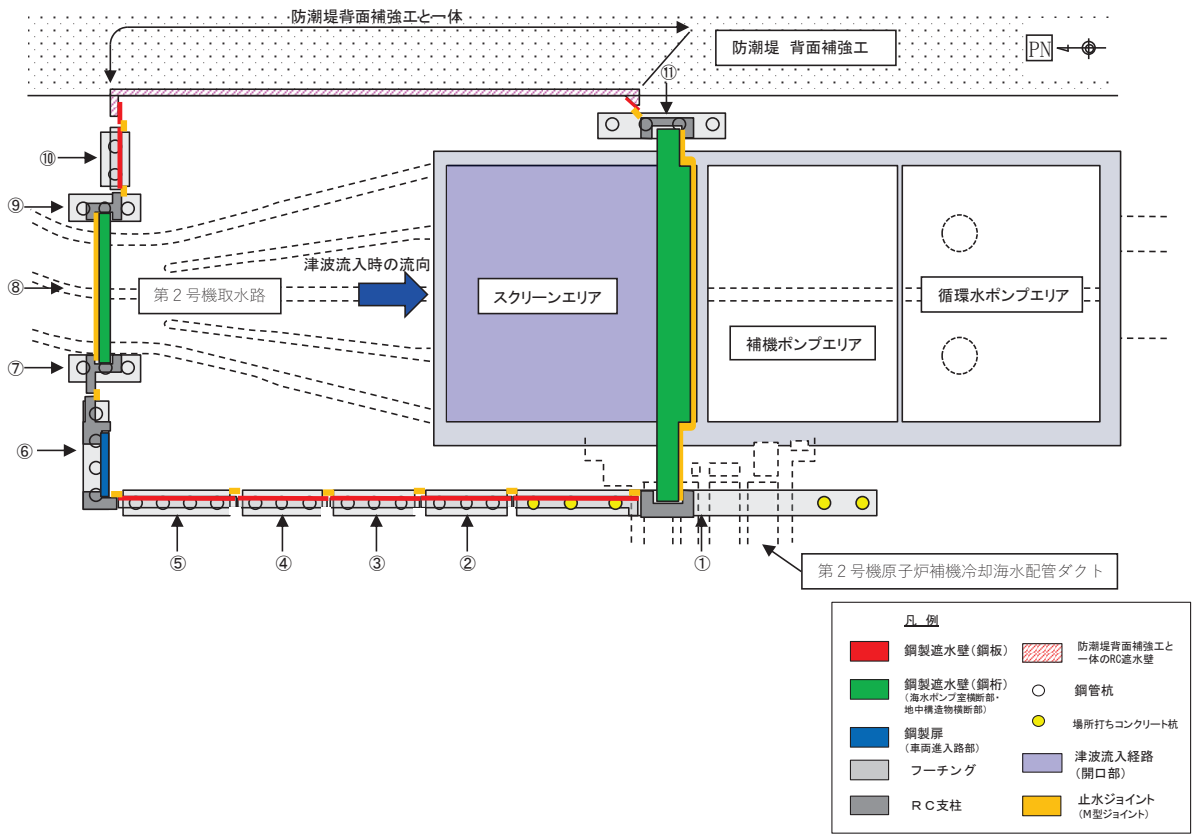


図 2-2(1) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁)

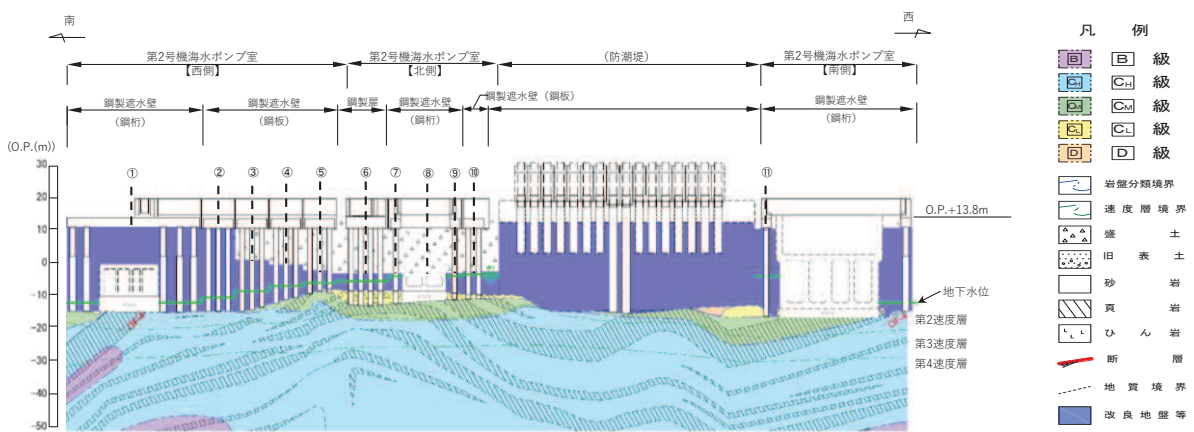


図 2-2(2) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁)

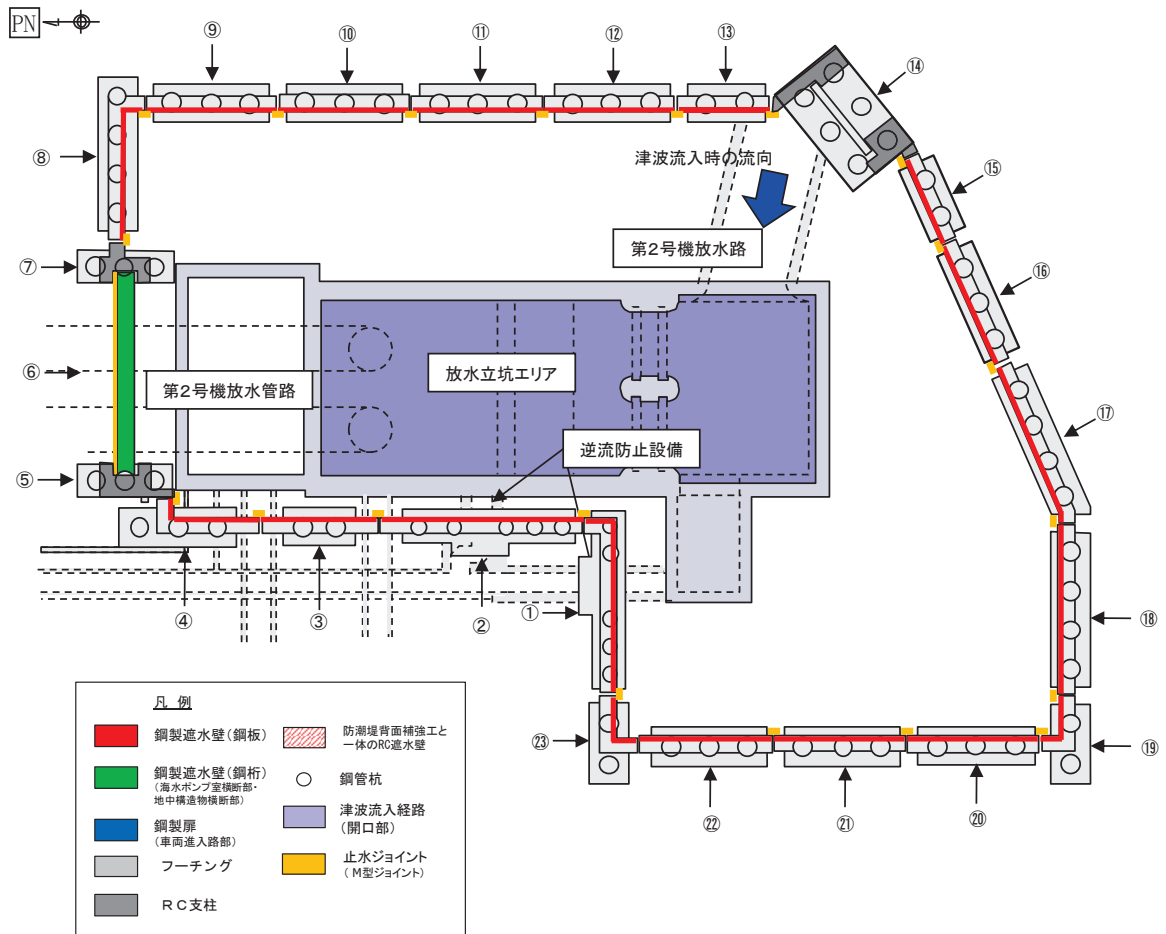


図 2-3(1) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

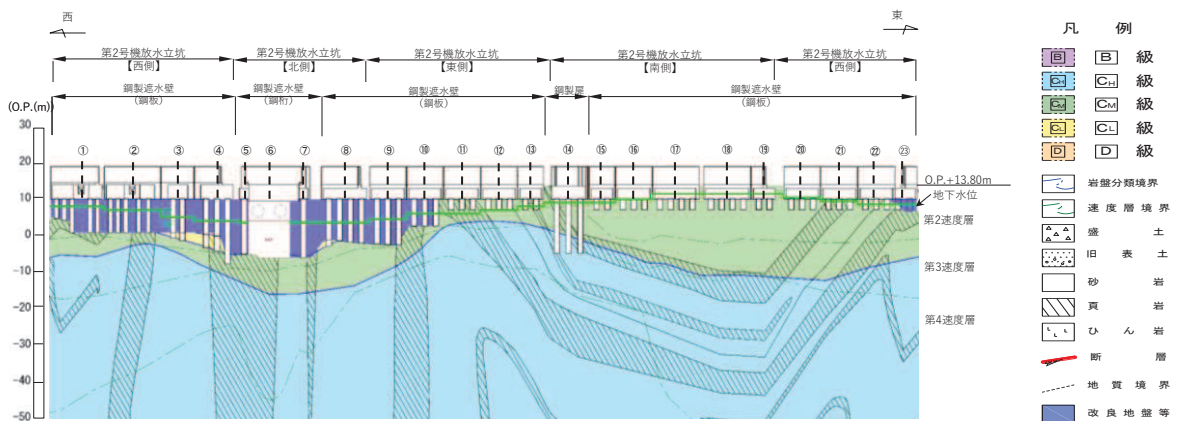


図 2-3(2) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

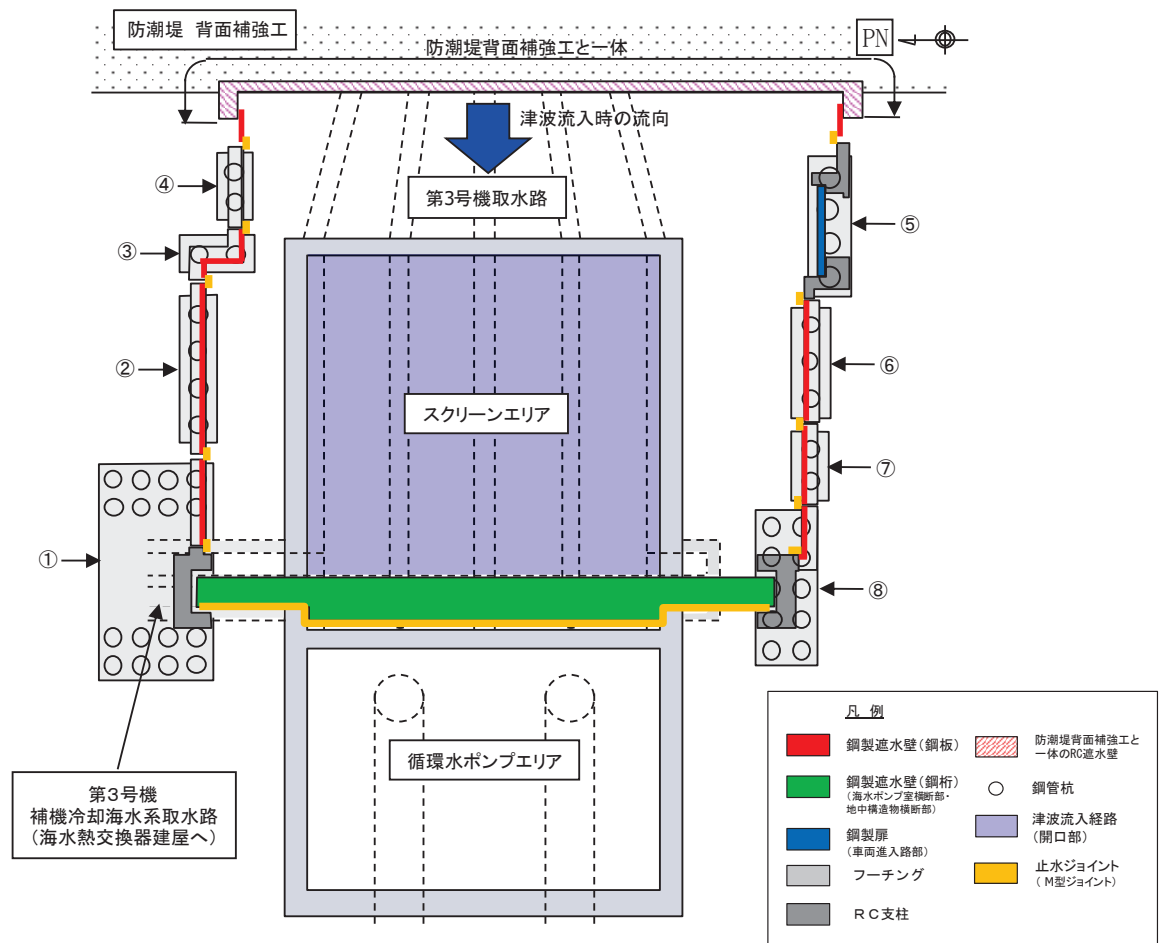


図 2-4(1) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁)

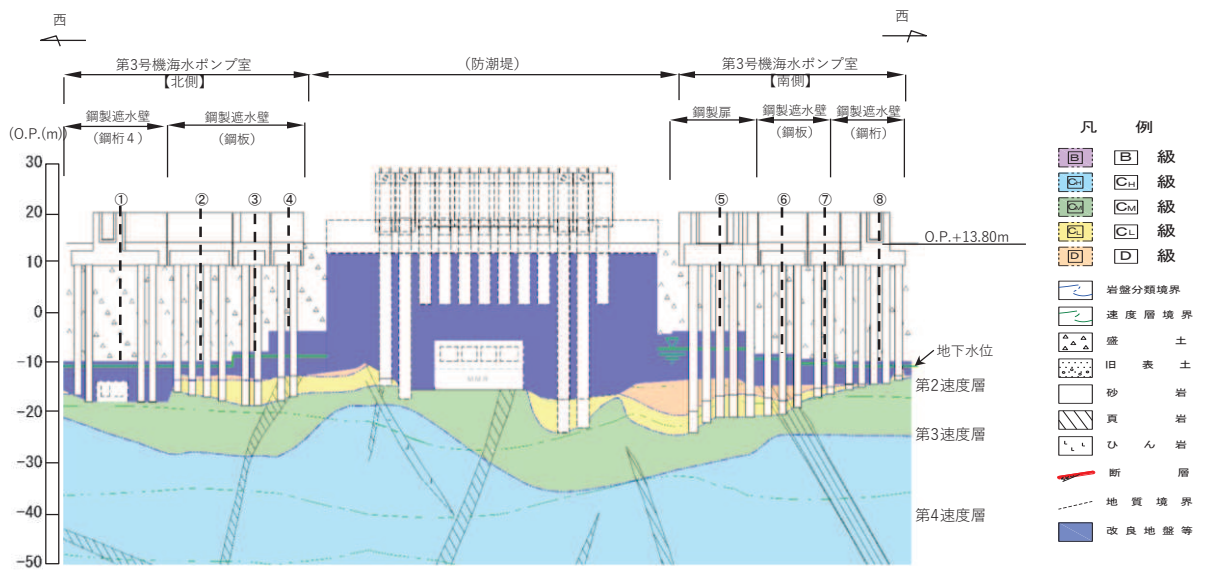


図 2-4(2) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁)

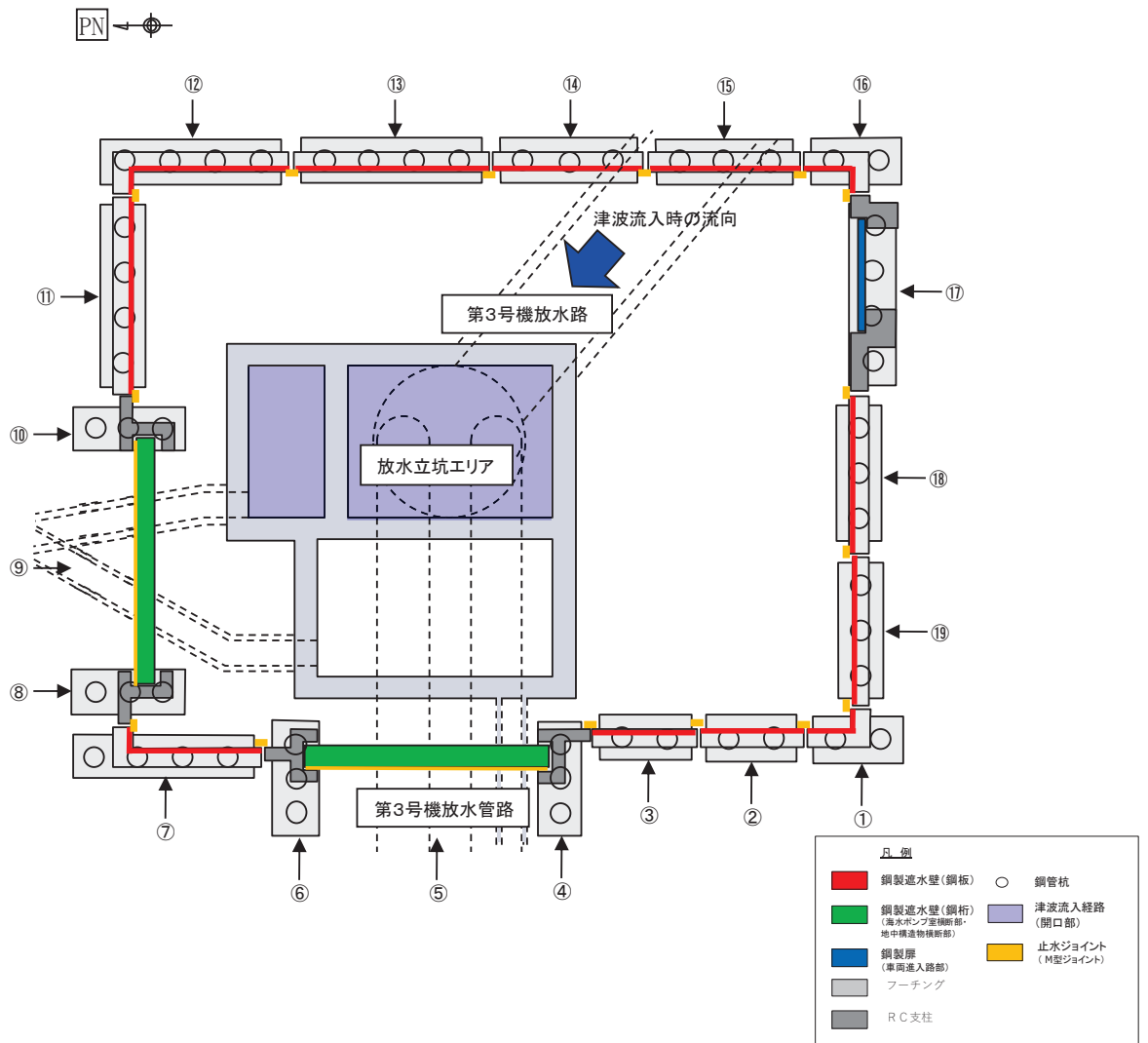


図 2-5(1) ボイリング評価検討箇所(第3号機放水立坑防潮壁)

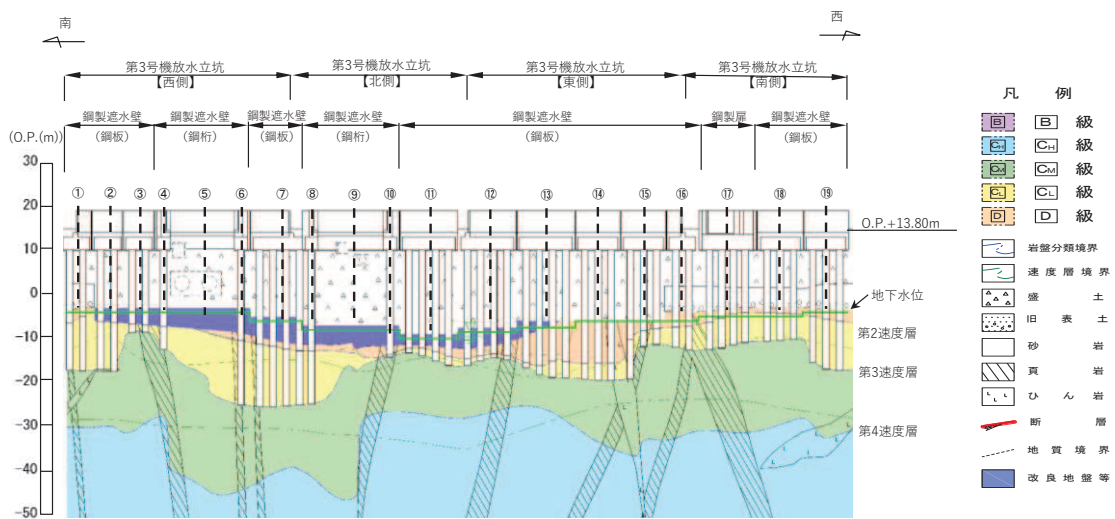


図 2-5(2) ボイリング評価検討箇所(第3号機放水立坑防潮壁)

2.3.1 入力津波水位の設定

表 2-1 に示す入力津波水位を採用した。

表 2-1 構造物ごとの入力津波水位

設置箇所	入力津波水位 (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5

2.3.2 設計用地表面の設定

設計用地表面の設定にあたっては、地盤の揺すり込み沈下を考慮する。地下水位以浅の不飽和土の揺すり込み沈下量の算定においては、海野ら^{*1}の知見を採用し、安全側に飽和土が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定した。地下水以深の飽和地盤については、過剰間隙水圧の消散に伴う体積ひずみの関係から沈下量について算定した。沈下量の算定にあたっては、図 2-6 に示す体積ひずみと液状化抵抗率の関係^{*2}を考慮する。上記の検討からより揺すり込み沈下量が大きい場合を考慮し、設計用地表面は地下水位以浅、以深ともに対象位置の盛土厚さの 1.4%、旧表土厚さの 2.8%の沈下量を考慮した。なお、揺すり込み沈下率の設定の詳細については、補足説明資料「補足-200-14 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートについて」に示す。また、盛土、旧表土の層厚については、図 2-2～図 2-5 に示す地質断面図における各評価対象位置から読み取った。

各評価対象箇所の揺すり込み沈下量を表 2-2 に示す。各評価対象箇所の揺すり込み沈下量の最大値は 0.34m であるが、ここでは保守的に一律 0.4m を採用した（岩盤部及び全深度地盤改良部は除く）。揺すり込み沈下量を考慮した設計用地表面の一覧を表 2-3 に示す。

注記*1：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の堆積収縮量の関係
(海野ら, 2006)

注記*2：Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes (石原ら, 1992)

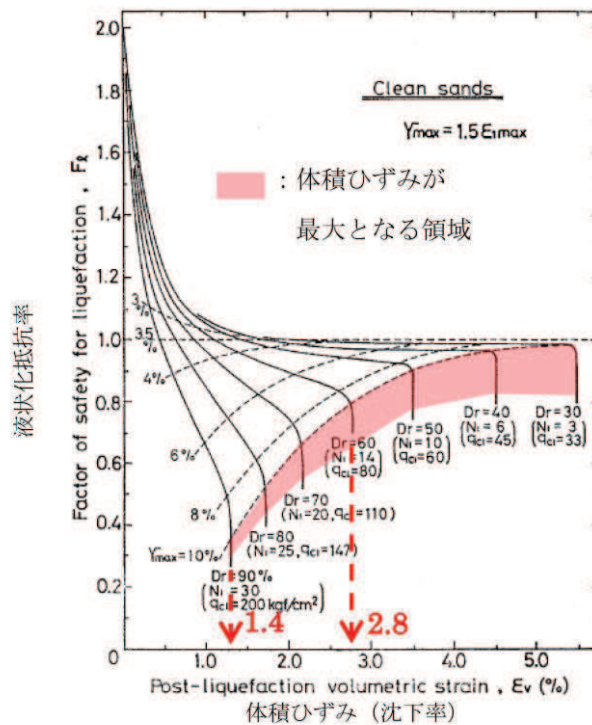


図 2-6 評価対象箇所の揺すり込み沈下量の算定方法

表 2-2(1) 評価対象箇所への揺すり込み沈下量

構造物	設計対象箇所	評価モデル	盛土層厚 (m)	旧表土層厚 (m)	沈下量 (m)
			A	B	$C (A \times 1.4\% + B \times 2.4\%)$
防潮壁 (第 2 号機 海水ポンプ 室)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	13.30	0.00	0.19
	④	鋼板部	14.65	0.00	0.21
	⑤	鋼板部	16.38	0.00	0.23
	⑥	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑦	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑧	鋼桁部	16.39	0.00	0.23
	⑨	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑩	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00

表 2-2(2) 評価対象箇所の揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)		沈下量 (m) C (A×1.4%+B×2.4%)
			A	B	
防潮壁 (第2号機 放水立坑)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	④	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑤	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑥	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑦	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑧	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑨	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑩	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑫	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑬	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑭	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑮	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑯	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑰	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑱	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑲	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑳	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉑	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉒	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉓	鋼板部	0.00	0.00	0.00

表 2-2(3) 評価対象箇所の揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)		沈下量 (m) C (A×1.4%+B×2.4%)
			A	B	
防潮壁 (第3号 機海水ポン プ室)	①	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	②	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	③	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	④	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑤	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑥	鋼板部	22.30	0.00	0.32
	⑦	鋼板部	23.30	0.00	0.33
	⑧	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
防潮壁 (第3号 機放水立 坑)	①	鋼板部	11.34	5.55	0.30
	②	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	③	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	④	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	⑤	鋼桁部	16.80	0.00	0.24
	⑥	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	⑦	鋼板部	18.80	0.00	0.27
	⑧	鋼板部	20.80	0.00	0.30
	⑨	鋼桁部	16.80	0.00	0.24
	⑩	鋼板部	20.80	0.00	0.30
	⑪	鋼板部	22.80	0.00	0.32
	⑫	鋼板部	21.30	0.00	0.30
	⑬	鋼板部	19.80	1.43	0.32
	⑭	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑮	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑯	鋼板部	11.97	5.79	0.31
	⑰	鋼板部	12.07	4.98	0.29
	⑱	鋼板部	12.17	4.74	0.29
	⑲	鋼板部	11.41	5.70	0.30

表 2-3 設計用地表面一覧

設置箇所	地表面 (m)	設計用地表面 (m) 地表面-0.4m
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4*
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 8*
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4

注記* : 岩盤部や全深度地盤改良部については、揺すり込み沈下が生じないことから設計用地表面を O. P. +13. 8m とする。

2.3.3 評価用地下水位の設定

浸透流解析から設定した防潮壁の設計用地下水位はフーチング底面以深になるが、ボーリングに対する保守的な評価として、杭周辺の旧表土、盛土が飽和状態にあることを仮定し、地表面に地下水位があるものとした。

2.3.4 評価モデル

「2.3 評価条件」により設定した評価モデルを図2-7に示す。評価モデルは、鋼板部及び鋼桁部に大別される。

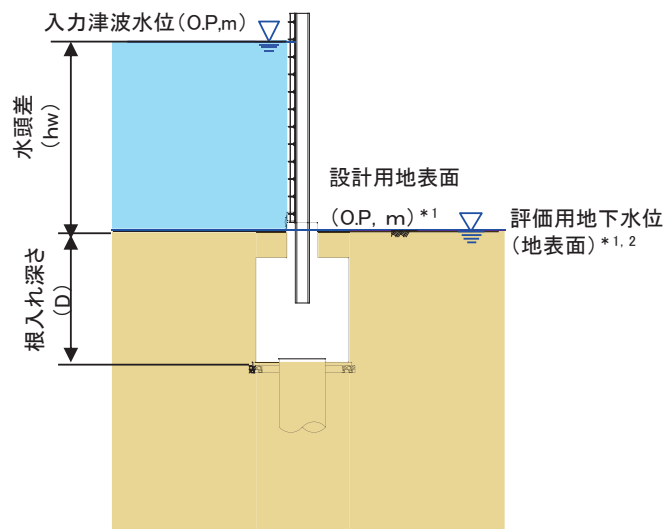


図2-7(1) 評価モデル（鋼板部）

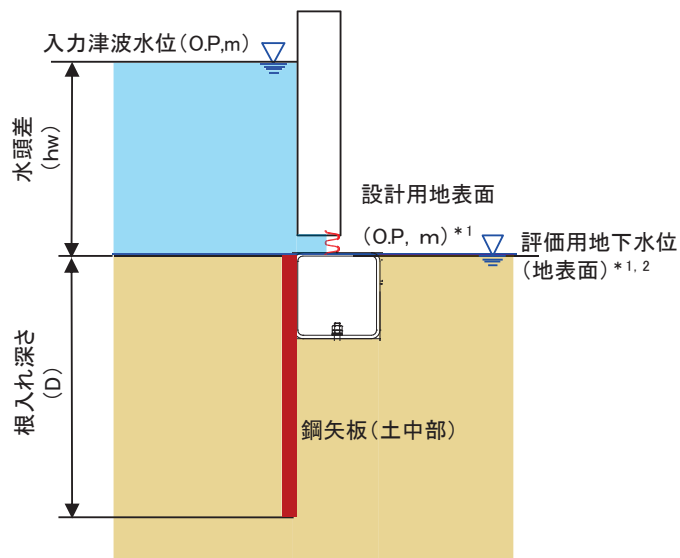


図2-7(2) 評価モデル（鋼桁部^{*3}）

注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P. +13.4m とする。

(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

*3：海水ポンプ室の躯体に直接設置する第2号機及び第3号機の鋼桁部については除く。

2.4 評価結果

ボイリングに対する安全性の評価にあたっての許容限界は 1.2 とする。評価結果を表 2-4 に示す。表のとおり、すべての評価構造において安全率 1.2 以上となった。

表 2-4(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.10	13.80	3.50	4.30	8.50	10.10	1.37
	②	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48
	③	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑤	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑥	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑦	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑧	鋼桁部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑨	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑩	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑪	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48

表 2-4(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2 号機放 水立坑)	①	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	②	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	③	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	④	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑤	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑥	鋼桁部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑦	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑧	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑨	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑩	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑪	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑫	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑬	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑭	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑮	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑯	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑰	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑱	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑲	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑳	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉑	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉒	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉓	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77

表 2-4(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	②	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	③	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	④	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑤	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑥	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑦	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑧	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
防潮壁 (第3号機放水立坑)	①	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	②	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	③	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	④	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑤	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑥	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑦	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑧	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑨	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑩	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑪	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑫	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑬	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑭	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑮	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑯	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑰	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑱	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39

(別紙)設計津波水位に対するボーリングの検討

前述では、入力津波水位を用いてボーリングに対する安全性を評価したが、ここでは、より保守的な条件となる設計津波水位(入力津波水位+0.5m)を用いてボーリングに対する安全性を評価する。なお、設計津波水位に対するボーリングの評価に当たっては、地盤の揺すり込み沈下量は各評価対象位置の盛土・旧表土の層厚を考慮して算出する。

評価結果を表2-5に示す。表2-5のとおり、ほぼすべての評価位置において安全率が1.2以上となった。一方、第2号機、第3号機海水ポンプ室の鋼板部において、わずかに安全率1.2を下回る結果となった。

評価結果を踏まえて、図2-8のとおり、各構造物側部をセメント改良土にて埋戻しすることにより、単位体積重量を上げて、ボーリングに対する裕度確保に配慮することとする。セメント改良土による埋戻し後の評価結果を表2-6に示す。セメント改良土による埋戻し後の評価結果については、すべての評価位置において安全率が1.2以上となった。

表2-5(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ'_s (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22
	②	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	③	鋼板部	18.60	13.61	3.61	4.99	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.60	13.59	3.59	5.01	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑥	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑦	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑨	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑩	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑪	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33

表 2-5(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機放水立坑)	①	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	④	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑤	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑥	鋼桁部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑦	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑧	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑨	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑩	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑪	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑫	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑬	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑭	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑮	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑯	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑰	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑱	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑲	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑳	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉑	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉒	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉓	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56

表 2-5(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	8.50	10.10	1.16
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	8.50	10.10	1.16
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
防潮壁 (第3 号機放 水立坑)	①	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	②	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	③	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	④	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑤	鋼桁部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑥	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑦	鋼板部	18.00	13.53	3.53	4.47	8.50	10.10	1.32
	⑧	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑨	鋼桁部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑩	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑪	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑫	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑬	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑭	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑮	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑯	鋼板部	18.00	13.49	3.49	4.51	8.50	10.10	1.30
	⑰	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑱	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑲	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30

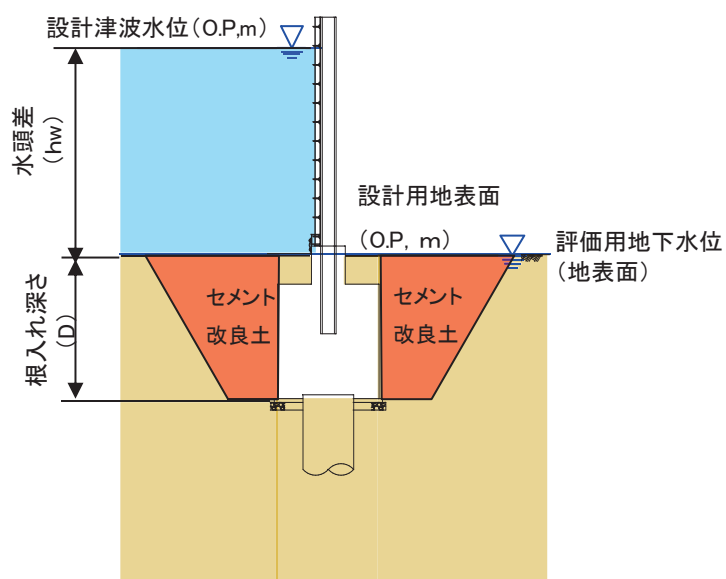


図 2-8 セメント改良土による埋戻し範囲 (イメージ)

表 2-6 地盤改良後の評価結果 (第 2 号機海水ポンプ室・第 3 号機海水ポンプ室)

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O. P. +m)	設計用地表面 (O. P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	④	鋼鈹部	18.60	13.59	3.59	5.01	21.60	10.10	3.06
	⑤	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑥	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑦	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑨	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑩	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	21.60	10.10	2.96
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	21.60	10.10	2.95
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94

3. 鋼矢板の健全性評価

追而

(参考資料5) 鋼製扉の開閉運用について

1. 概要

図1-1に防潮壁の平面位置図、図1-2に鋼製扉の構造、図1-3に津波波形を示す。

杭基礎構造防潮壁は、第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、及び第3号機放水立坑に設置し、それら各場所においてメンテナンスのため車両が進入できるよう開閉可能な鋼製扉を設置する計画である。

この鋼製扉は基本設計の段階において、地震後の防潮壁への津波到達が40分程度であることを踏まえ裕度をもって閉止できるよう人力で15分以内に開閉可能な構造とし、その際に特別な設備(クレーン等)は必要としない構造とすること等を示していた。

以下、詳細設計段階において、津波時に鋼製扉が確実に閉止できるよう具体化した開閉構造、並びに開閉に要するタイムラインを評価した結果を示す。

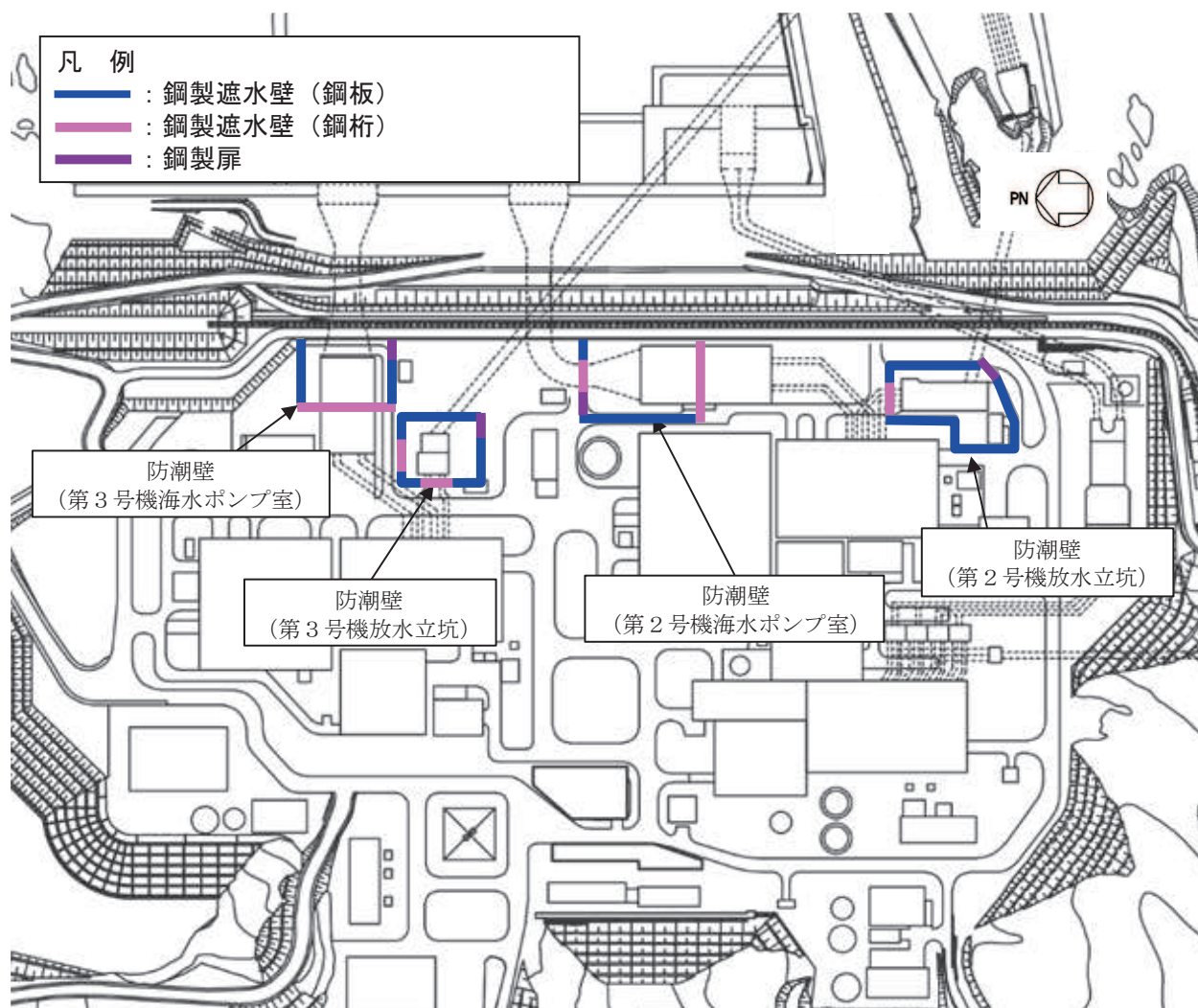
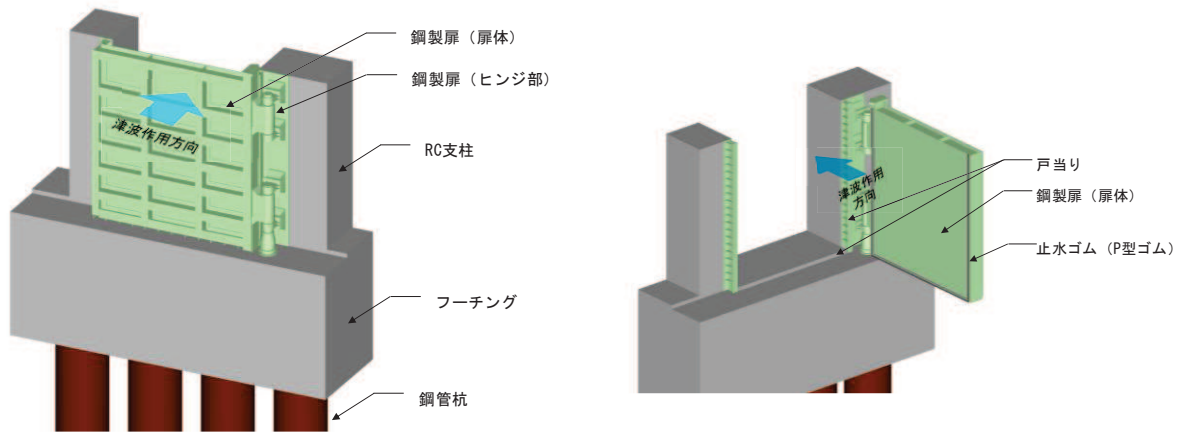


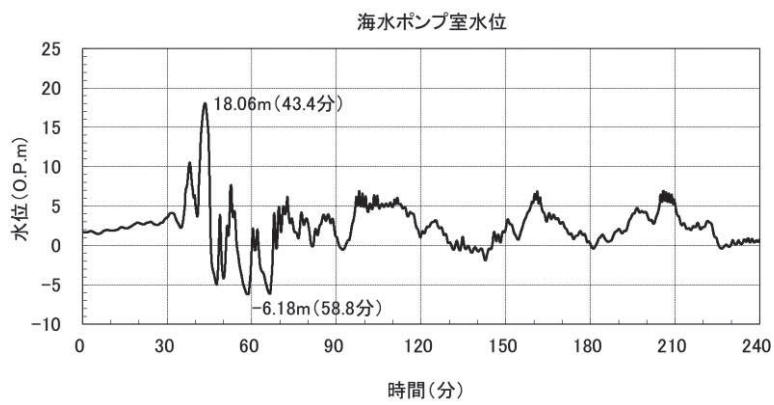
図1-1 防潮壁の平面配置図



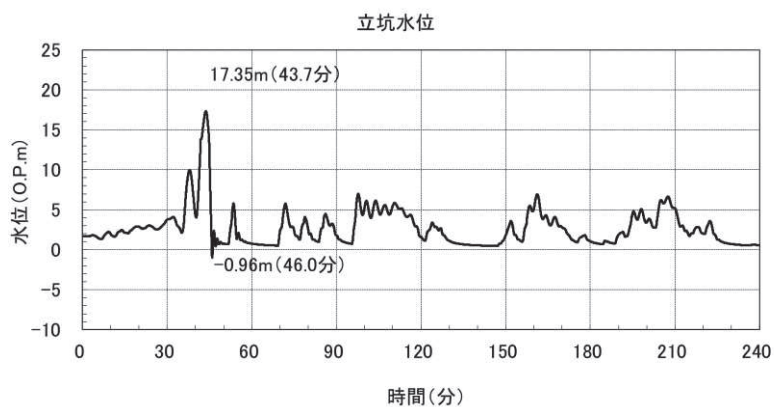
(閉門時)

(開門時)

図 1-2 鋼製扉の構造図 (平面図, 正面図)



(第 2 号機海水ポンプ室 上昇側)



(第 2 号機放水立坑 上昇側)

図 1-3 入力津波の時刻歴波形 (1/2)

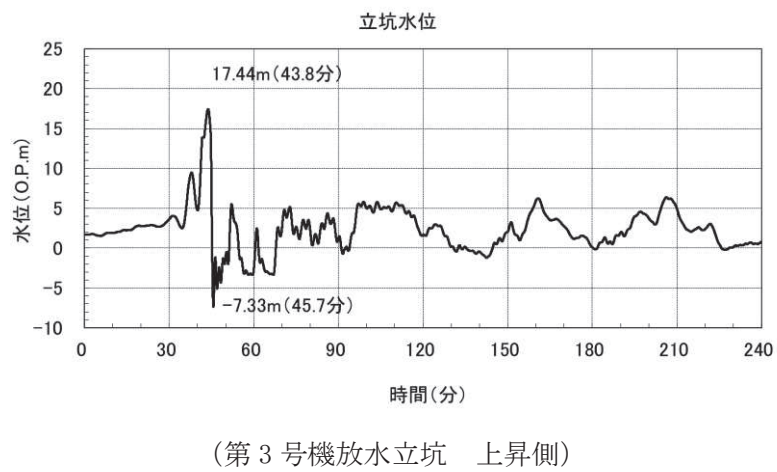
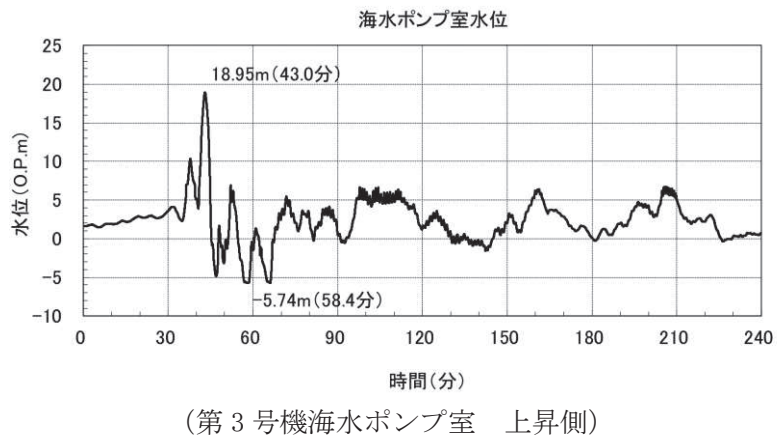


図 1-3 入力津波の時刻歴波形 (2/2)

2. 鋼製扉の運用方針

鋼製扉は、基本設計段階において、その運用方針を述べており、今回、それを踏まえ運用並びに設備の具体化を図っている。

(1) 運用方針（基本設計段階）

基本設計段階において述べていた運用方針について、前述の内容を含め全体を以下に示す。

- ① 防潮壁にはメンテナンス用の車両進入路部を配置しており、開閉可能な鋼製扉を設置する。鋼製扉は、地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるように人力で15分以内に開閉可能な構造とし、これにより閉止する際に特別な設備（クレーン等）は必要としない構造とする。
- ② 鋼製扉は、津波防護機能が十分に保持できるよう、地震力や津波に十分耐える設計にするとともに原則閉止運用とし、開放後の確実な閉止操作、閉止されていない状態が確認された場合の閉止操作を確実に実施するための運用管理を行う。
- ③ また、鋼製扉の閉止運用について、積雪、風等の様々な環境条件下でも確実に閉止できることとするための配慮事項及び設備の保守・点検の方針を以下に示す。

イ) 車両進入路部は、常時閉運用としており車両の進入が作業上必要な場合のみ一時的に開閉するものである。

ロ) 防潮壁に囲まれた海水ポンプ室スクリーンエリアに、メンテナンスのために人員が入り出す昇降設備（梯子など）を設置し、車両進入時以外は鋼製扉を開閉しない運用とする。また、安全のため防潮壁外側から開閉操作ができるよう配慮する。

ハ) 雪や風等に関する警報が発出されている場合には原則開操作を行わないこととするなど、閉止が困難となる可能性がある場合に開操作を行わない運用を定めることとする。

ニ) 人力で確実に閉止できるようにするため、扉体重量や風に配慮し、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置を詳細設計の中で検討する。また、より水密性を確保するため、ロックを設けるとともに、人員用の昇降設備を設置し、閉止作業時に防潮壁内側から鋼製扉を押すことが可能な設計とする。

ホ) 設備の保守点検については、各部位の要求性能等を踏まえ、点検項目や点検方法等を定めて実施するものとする。鋼製扉については、確実に開閉可能であることを維持するため、動作を確認する点検を実施する。

ヘ) また、交換が必要な部品については、作業中に鋼製扉が連続して開放状態にならないような配慮として、代替品を準備するなどの対応を行う。

(2) 運用方針の具体化（詳細設計段階）

前述を踏まえ、鍵の管理や強風時の作業限界等を検討し、運用方針に係る基本的事項を以下のとおり纏めた。

なお、詳細な運用内容、先に示した運用方針のうち③のホ)、へ) に示すメンテナンスの具体に関しては、後段の保安規定審査の中で説明する。

防潮壁（鋼製扉）の運用に係る基本事項について

1. 概要

防潮壁には防潮壁内での作業を行うために、車両等が進入できる鋼製扉が設置されており、津波時に扉が確実に閉止できるように、以下の構造・機構及び運用とする方針である。

- (1) 通常巡視、点検時の作業員は、昇降用階段を使用し防潮壁内へ出入りし、原則扉の開閉は行わない運用とする。
定期点検時等により、扉開状態となる場合は、緊急時（地震発生時等）に速やかに閉操作を行える人員を、扉付近に待機させる運用とする。
- (2) 扉の開閉操作は、油圧装置及び人力による操作が可能とし、水密性を確保するためのロック機能を有する構造・機構とする。
また、鍵を設置し、第三者による扉開閉を防止する。
- (3) 閉操作は油圧装置及び人力により、15分以内で操作できる構造・機構とする。
- (4) 強風・暴風等により、閉操作が困難となる可能性がある場合は、原則開操作は行わない運用とする。
強風：10分間平均風速が毎秒10m以上
暴風：瞬間風速が毎秒30m以上
- (5) 扉開放時には、現場ブザーにより注意喚起し、閉止忘れを防止する。

3. 鋼製扉の開閉構造並びに開閉手順

具体化した運用方針を踏まえ検討した開閉構造並びに閉止手順を以下に示す。

(1) 開閉構造

開閉装置の平面図並びにその正面図を図3-1～図3-2に、扉閉止時並びに開放時の平面図を図3-3に、開閉操作の動作概要を図3-4に、締付装置の動作概要を図3-5に示す。

また、各部位の名称と役割を表3-1に示す。

開閉は、手動油圧ポンプ並びに油圧ジャッキ、或いは人力により行う。

閉止時には締付装置を用い水密性を確保するとともに扉体を固定する。開放時には、回り止めを用い扉体の回り過ぎを防止するとともに開放時の扉体を固定する。

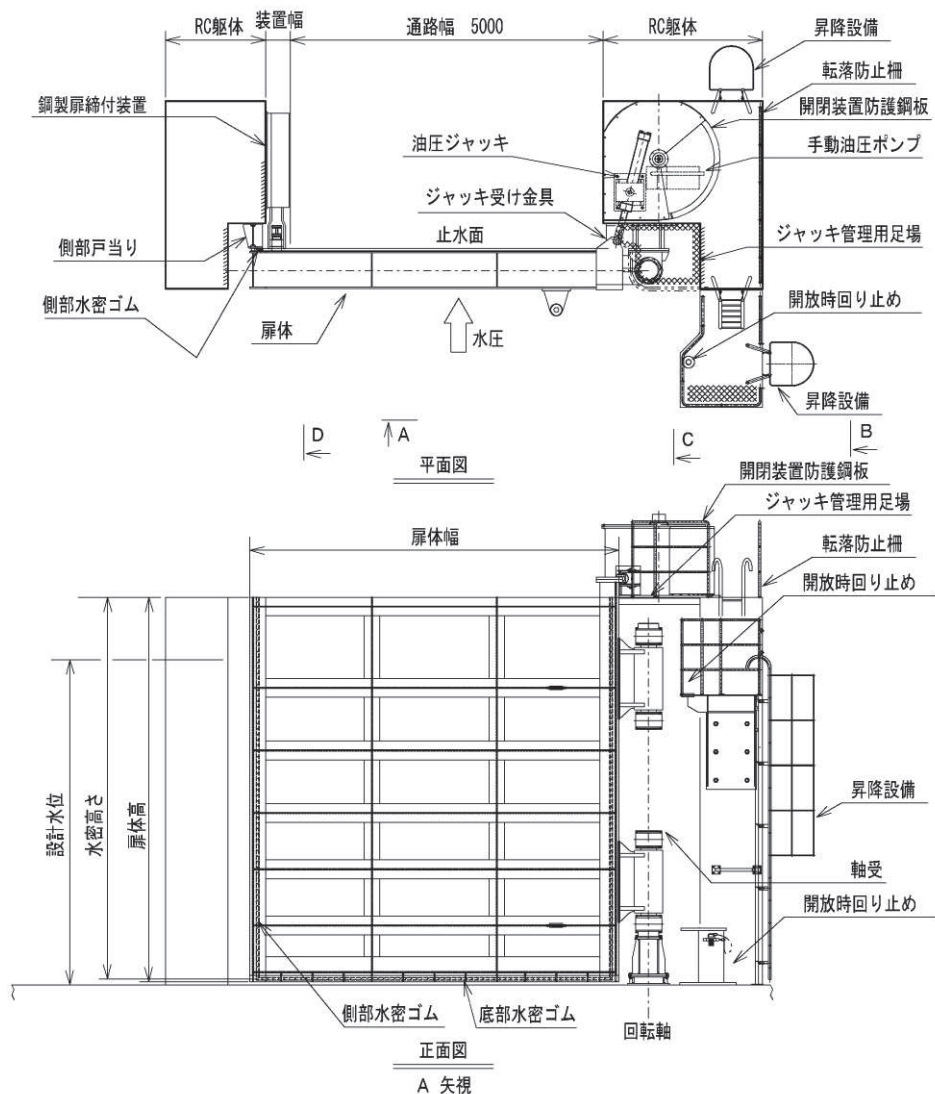
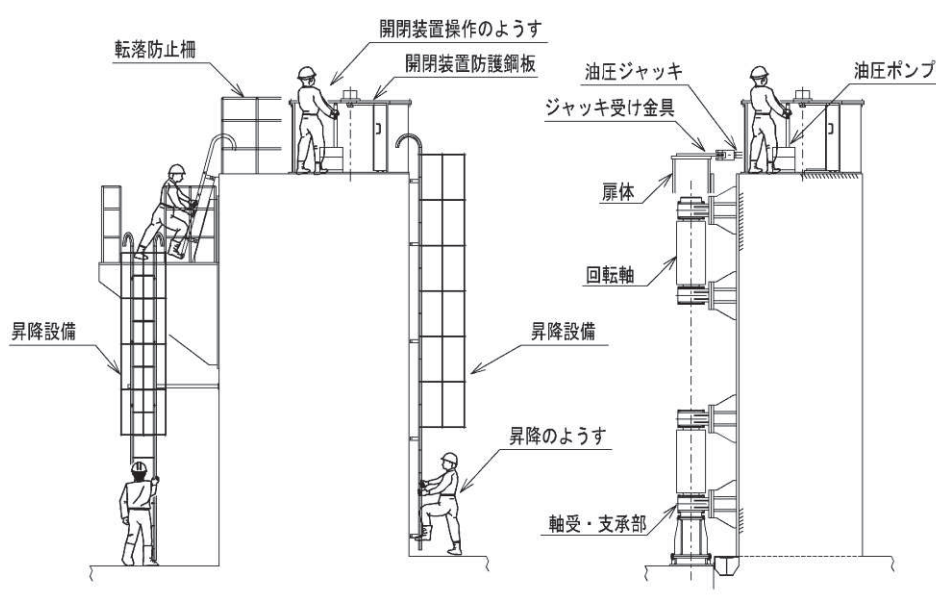
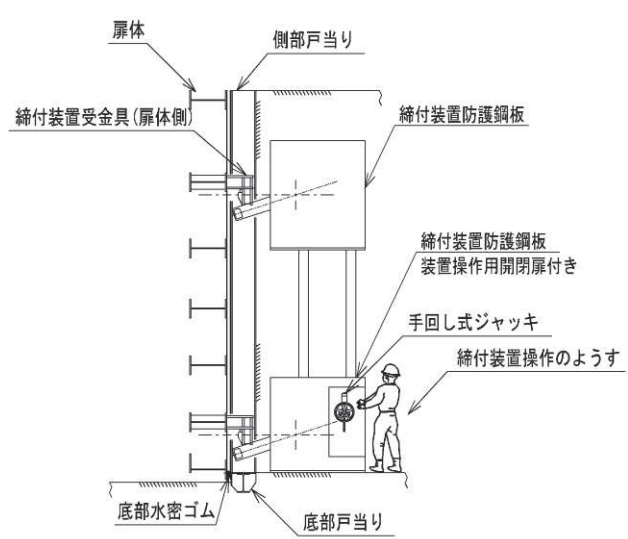


図3-1 開閉装置平面図並びに正面図



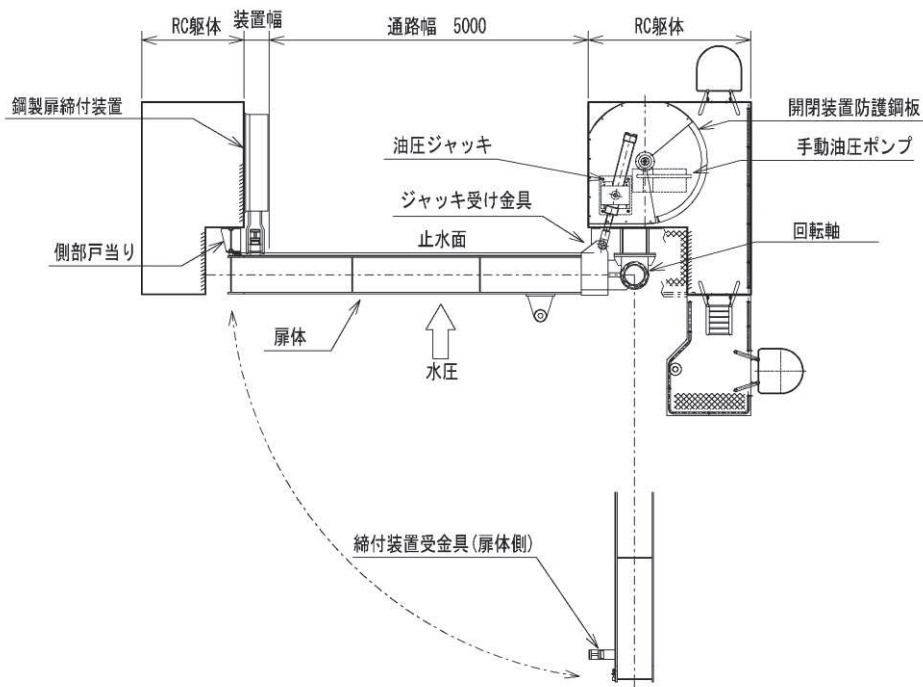
側面図（開閉操作をしているとき）
B 矢視

側面図（開閉操作をしているとき）
C 矢視

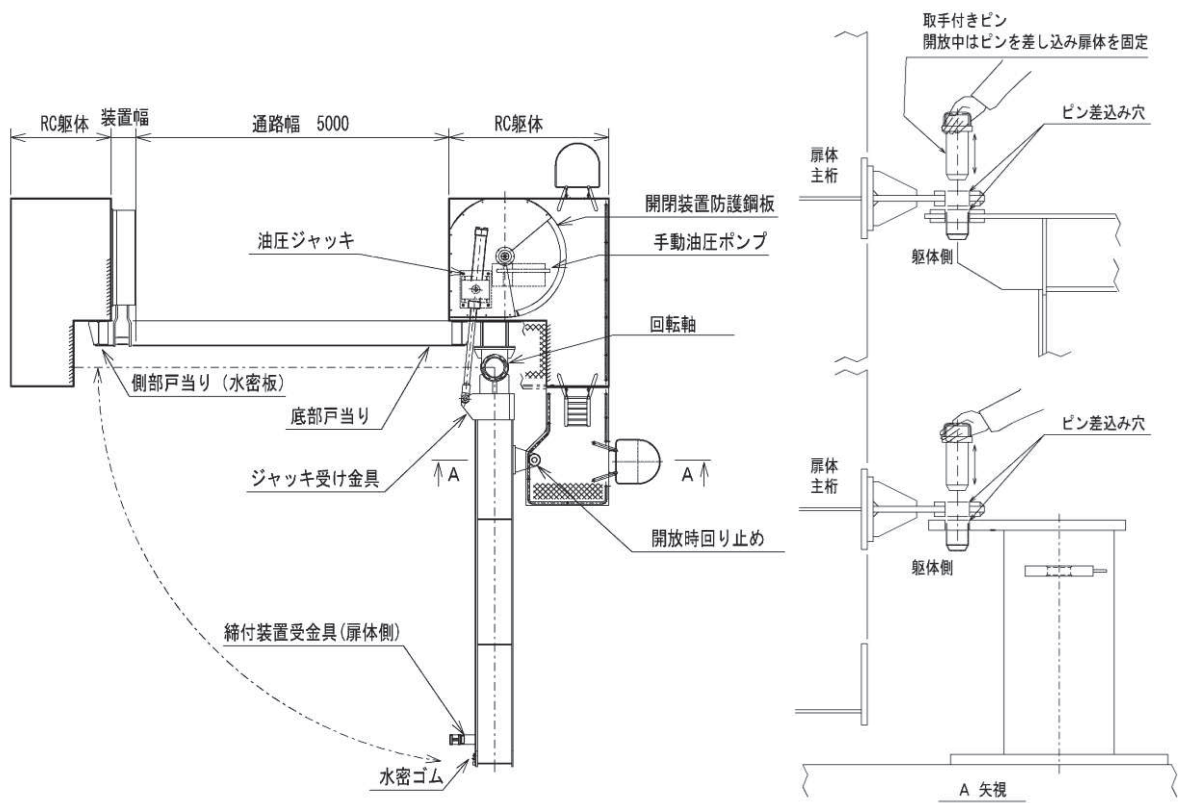


側面図（締付装置を操作しているとき）
D 矢視

図 3-2 開閉装置図



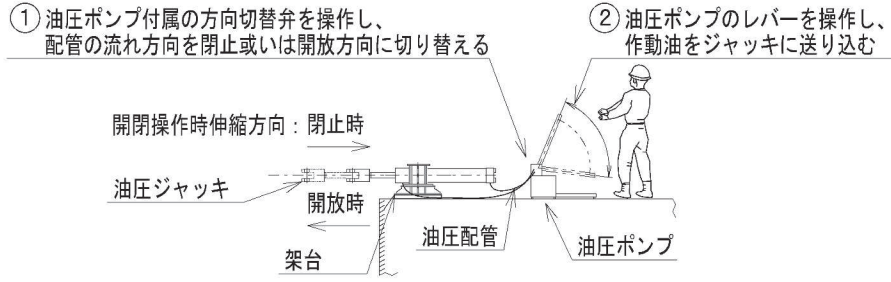
閉止時平面図



開放時平面図

開放時回り止めピン詳細

図 3-3 扉閉止時並びに開放時の平面図



開閉操作時の油圧ポンプ及び油圧ジャッキの動作概要

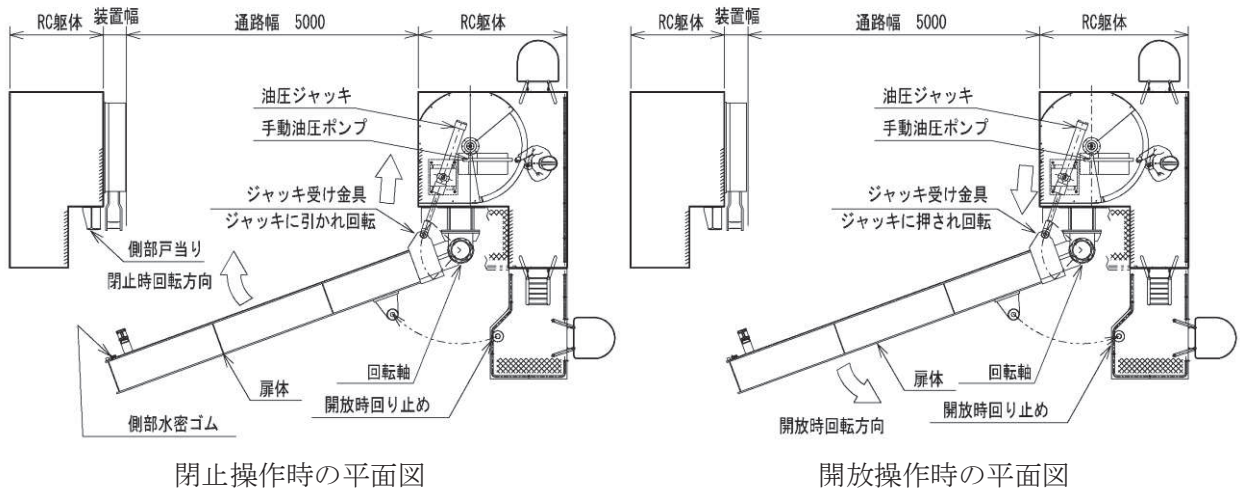


図 3-4 開閉装置（油圧ポンプ，油圧ジャッキ）の動作概要及び操作時の平面図

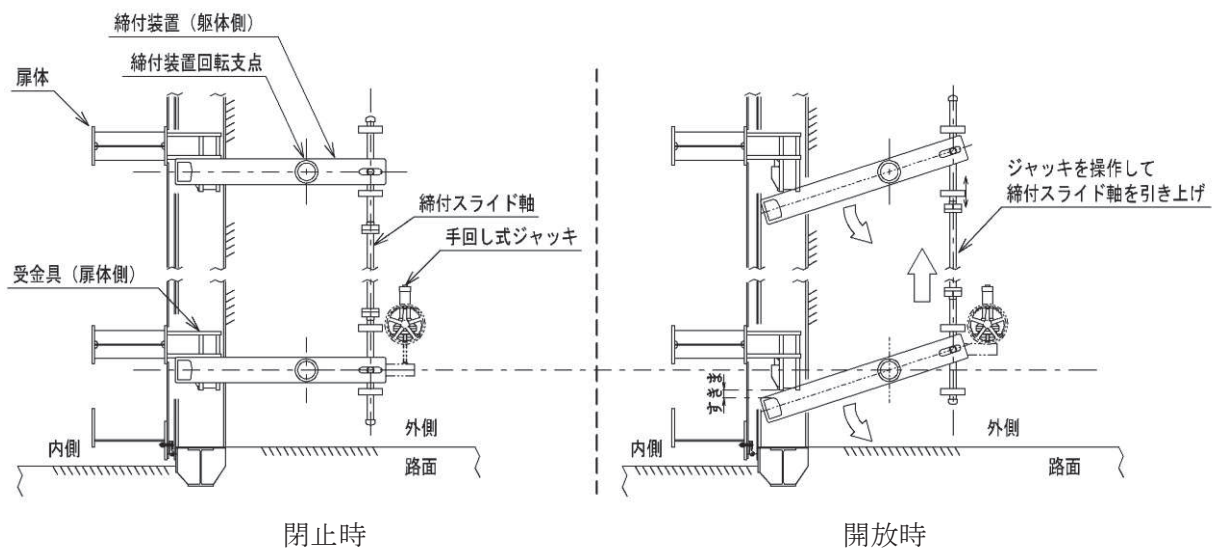


図 3-5(1) 締め付け装置の動作概要

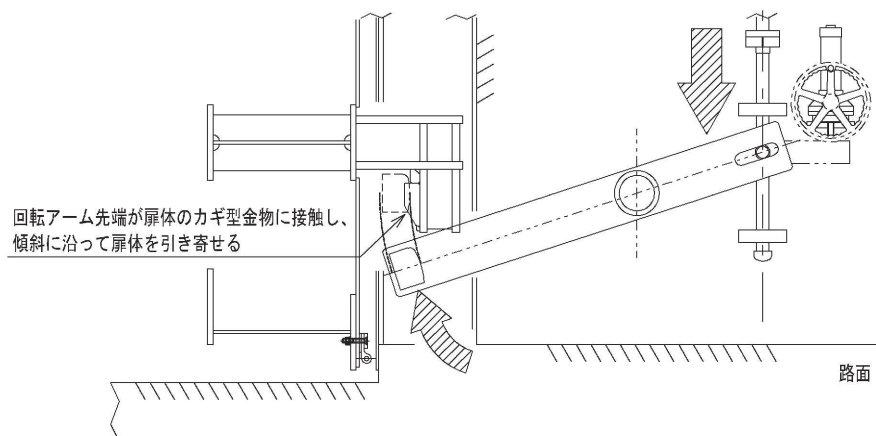


図 3-5(2) 締め付け装置の動作概要 (摺動 (しゅうどう) 部の概要)

表 3-1 各部位の名称と役割

名 称	役割等	
回転軸	開閉動作のとき扉体とともに回転し扉体の重量を支持する。	
手動油圧ポンプ	油圧ジャッキに作動油を送り、開閉の動力として用いる。	人力で確実に閉止できるようにするため、扉体重量や風に配慮し、動力を使わないアシスト機構。
油圧ジャッキ	扉体の金具を押し引きし扉体に回転を与える。	
手回し式ジャッキ	締め付け装置の動力として用いる。	
締め付け装置	扉体外周の水密ゴムを締め付け、水密性を確保するとともに閉止時に扉体を固定する。	
回り止め	扉体の回り過ぎを防止するとともに開放時の扉体を固定する。	
昇降階段	メンテナンス、閉止作業用昇降設備 (車両進入時以外は鋼製扉を開閉しない運用)。	
現場ブザー	扉開放時には、現場ブザーにより注意喚起し、閉止忘れを防止する。	

(2) 閉止手順

運用方針に係る基本的事項を踏まえ、手動油圧ポンプを用いた場合の閉止フローを図3-6に示す。鋼製扉の回転並びに締め付け・固定の詳細は別紙1に示す。

鋼製扉の開放にあたり、鍵の貸し出しを受けるとともに閉止操作に係る人員を確保する。その後、鋼製扉の開放を行い、速やかに閉止操作を行う。鋼製扉の回転は、油圧ジャッキ、或いは人力により行う。閉止操作が速やかに実施できるよう、閉止に係る人員は所定の操作位置付近で待機しておく。

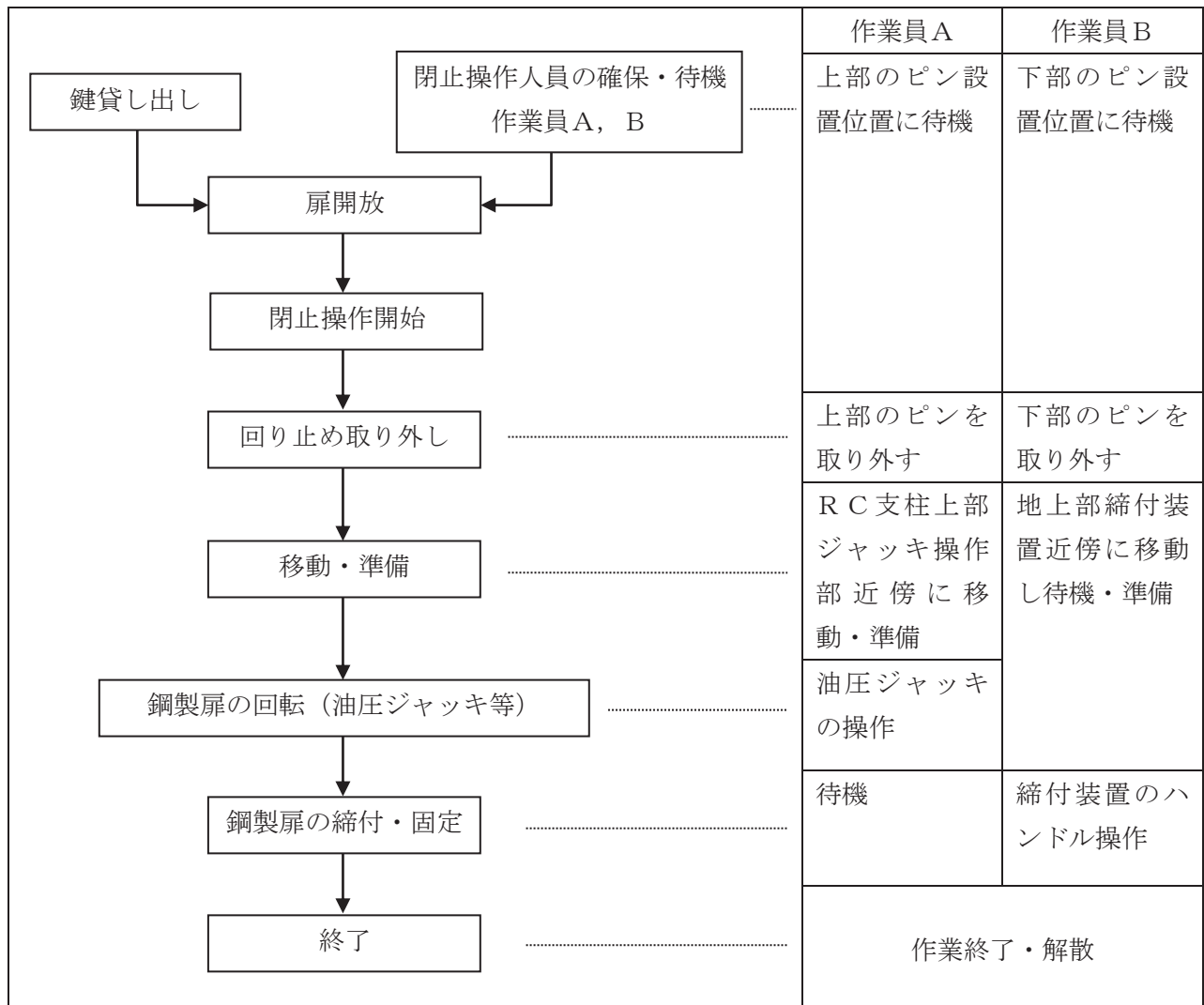


図3-6 鋼製扉の閉止フロー（手動油圧ポンプ使用）

4. 鋼製扉の閉止時間の評価

ここでは、図 3-4 に示す手動油圧ポンプを用いた鋼製扉の閉止フロー(図 3-6)に従って、最も厳しい環境条件下においても人力で所要の閉止時間である 15 分を満足できるか、室内の模擬試験を行い評価した結果を示す。

扉体の閉止にあたり最も厳しい環境条件としては風荷重を受けた場合が考えられ、今回の試験では、運用に係る基本事項で定めている作業限界である平均風速 10m/s に余裕を見込み風速 20m/s を考慮した負荷を与えた。

また、室内試験と実際の現場では操作性や作業効率が一致しない可能性に鑑み、模擬試験から得られた操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

評価結果を表 4-1 に示す。操作時間は 11 分であり 15 分以内であることを確認した。

表 4-1 鋼製扉の閉止時間の評価結果（手動油圧ポンプ，風速 20m/s）

所要時間 (分)	作業員 A	作業員 B	根拠
1	上部ピン取り外し	下部ピン取り外し	棒状の部材を手で引き抜く作業として 1 分間を想定
2	RC 支柱上部ジャッキ操作部に移動	地上部締付装置近傍に移動し待機・準備	数 m 程度の移動として 1 分間を想定
3	油圧ジャッキの操作 (約 8 分間)		4. (1)a. 手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) 操作時間の測定 参照
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11	待機	締付装置のハンドル操作 (約 1 分間)	4. (1)b. 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の測定 参照
12	余裕時間	余裕時間	
13	↓	↓	
14	↓	↓	
15	↓	↓	

(1) 試験内容と結果

a. 手動油圧開閉装置（手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ）操作時間の測定

模擬試験は、現地で使用予定の機器と類似の構造を持つ手動油圧ポンプを用い所要手動力を負荷として与え行い、実機における1回当たりの操作時間に変換し、閉止時操作回数を掛け合わせて操作時間を評価した。試験概要図を図4-1に、試験結果を表4-1に示す。詳細は別紙2に示す。

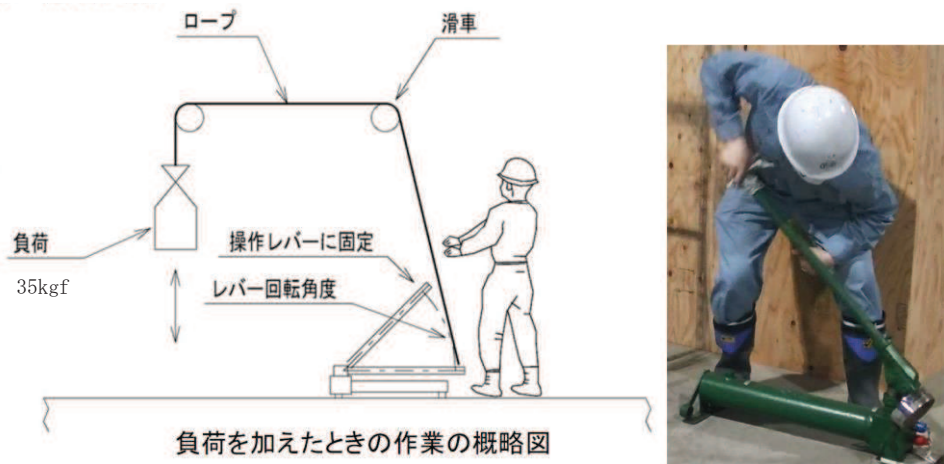


図4-1 試験概要図（3人で30回ずつ操作する）

表4-1 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数（回）①	30	30	30	30
所要時間（s）②	38.13	40.09	41.12	39.78
1回の所要時間（s/回）②÷①	1.27	1.34	1.37	1.33
実機換算（s/回）②÷①×1.67*	2.12	2.23	2.28	2.21

注記*：試験用のジャッキと実機のジャッキにおける操作長比率から求めた換算係数

実機換算した油圧ポンプ1操作あたりの時間に、実機における閉止時操作回数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間＝2.21（s/回）×143*（回）÷60×1.5＝5.3（分）×1.5＝7.9（分）

評価値＝8.0（分） [7.9（分）を整数値に切り上げ丸め]

注記*：閉止時操作回数で閉止のためのジャッキストローク長と1操作あたりのシリンダ移動距離より算定。

b. 締付装置（手回し式ジャッキ）操作時間の測定

模擬試験は、手回し式ジャッキと同様の機器を用い操作時間を測定し、締付装置の操作時間算定の根拠とした。

模擬試験は、手回し式ジャッキと同様の機器を用い定格トルクに相当する荷重を負荷として与え行い、1回当たりの操作時間に変換し、締付に必要な入力回転数を掛け合わせて操作時間を評価した。試験概要図を図4-2に、試験結果を表4-2に示す。詳細は別紙3に示す。

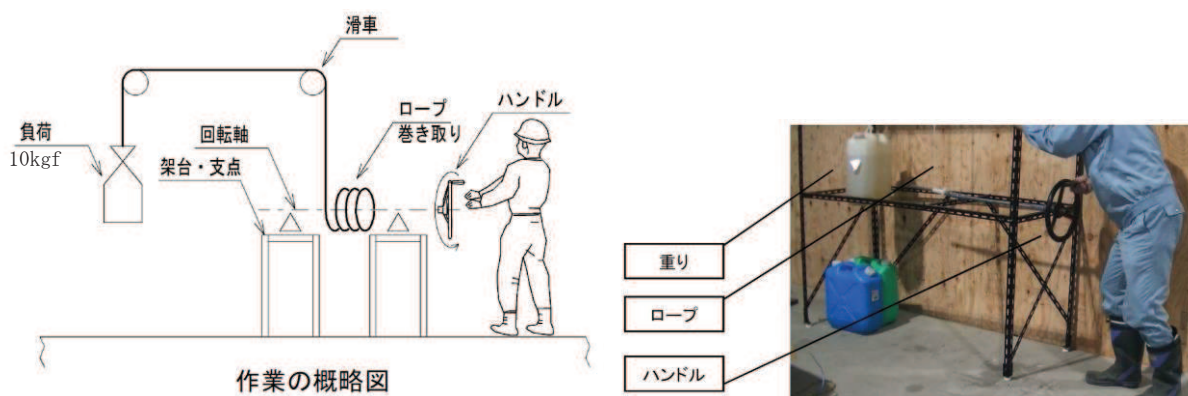


図4-2 試験概要図（3人で15回ずつ操作する）

表4-2 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数（回）①	15	15	15	15
所要時間（s）②	5.9	7.21	8.2	7.1
1回の所要時間（s/回）②÷①	0.39	0.48	0.55	0.47

手回しジャッキ1回あたりの時間に、実機における締付に必要な入力回転数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $0.47 \text{ (s/回)} \times 80 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 0.6 \text{ (分)} \times 1.5 = 0.9 \text{ (分)}$

評価値 = 1.0 (分) [0.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

注記*：締付に必要な入力回転数で、ねじ軸の所要ストローク長、減速比、及びねじ軸リード長より算定。

5. まとめ

今回、複数人による模擬試験を通じ、15分以内で閉操作が可能な見通しであることを確認した。

タイムラインの計算にあたっては、室内試験と実際の現場では操作性や作業効率が一致しない可能性に鑑み、模擬試験から得られた操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

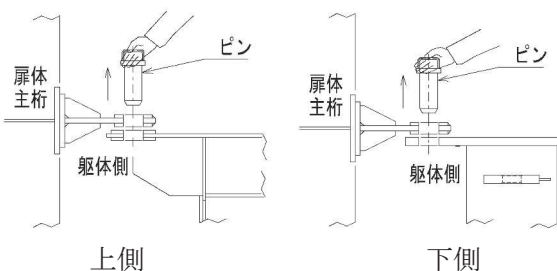
なお、本鋼製扉の据付後、訓練を行う予定であり、それを通じタイムラインを検証する方針とする。

以上

(別紙1) 鋼製扉の回転並びに締め付け・固定の詳細手順

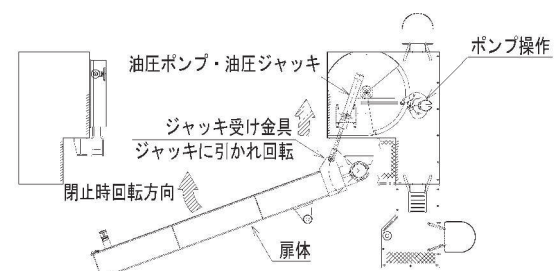
開放時
回り止めの取り外し

- 1) 扉体の上下二箇所にて設けられている回り止めの固定ピンを外し、扉体の開閉を行うことができる状態にする。



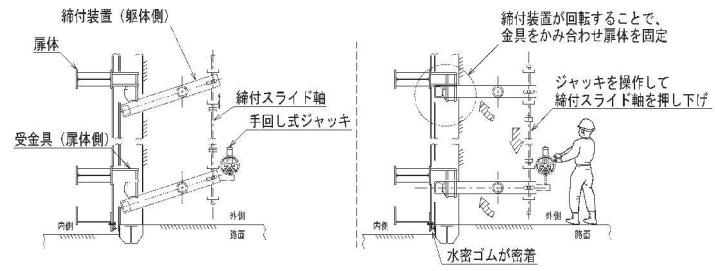
鋼製扉の回転

- 1) 鋼製扉周囲の安全確認を行う。
- 2) 油圧ポンプに取り付けられた切替弁を操作し、油圧ジャッキの動作方向を閉止方向に設定する。
- 3) 手動油圧ポンプのレバーを操作し、油圧ジャッキを縮めて扉体に設けられた受金具を引き寄せ、扉体を回転させる。
- 4) 油圧ポンプの操作を続け、側部水密ゴムと戸当りが触れるまで約 90° 回転させる。



鋼製扉の締め付け・固定

- 1) 通路壁面の締め付装置に設けられた手回し式ジャッキを回し、締め付スライド軸を押し下げ、締め付アームが回転する。
- 2) 回転した締め付アーム先端の金具と扉体の受金具があたり、傾斜に沿って扉体を戸当りに引寄せ、水密ゴムを締め付ける。
- 3) 締め付装置が平行になるまで手回し式ジャッキを操作し、鋼製扉の締め付け及び固定を完了する。



(別紙2) 手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

現地で使用予定の機器と類似の構造を持つ手動油圧ポンプの操作時間を測定し、鋼製扉の開閉に用いる手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) の操作時間算定の根拠とした。試験用油圧ポンプのレバーの長さは実機と同等となるよう長さを調整した。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 風の負荷に相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる 3 人で 30 回ずつ操作し、所要時間を測定して 1 操作分の平均時間 (a) を求める。
- ② 試験用ポンプのレバー操作長 (b) と実機のレバー操作長 (c) が異なる点を踏まえ (図 1)、レバー操作長換算 $((c) \div (b))$ を行い実機における 1 操作分の所要時間 $((d) = (a) \times (c) \div (b))$ を求める (表 1)。
- ③ 実機における閉止時操作回数 (g) を、閉止のためのジャッキストローク長 (e, 図 2) と 1 操作あたりのシリンダ移動距離 (f, 図 3) から求める $((g) = (e) \div (f))$, 表 2)。
- ④ 実機における 1 操作分の所要時間 (d) と実機における閉止時操作回数 (g) を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする $((d) \times (g) \times 1.5)$ 。

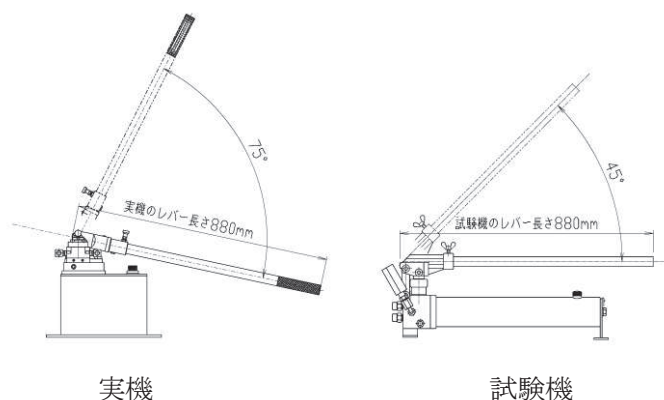


図 1 試験機並びに実機の油圧ポンプの概略図

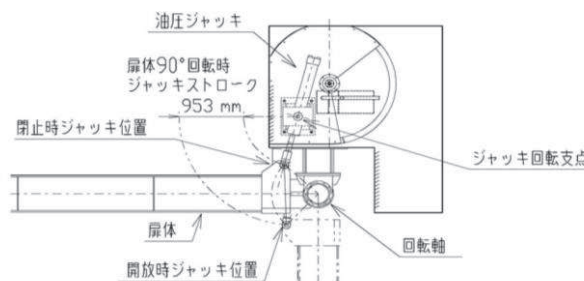


図 2 油圧ジャッキ 扉体開閉時におけるストローク長概要図

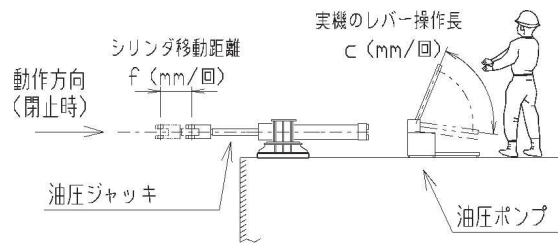


図3 レバー操作長概要図

表1 試験機並びに実機の油圧ポンプ諸元

項目	レバー長 (mm)	レバー回転角度 (°)	レバー操作長等
試験機	880	45	691.2 (mm/回, b)
実機	880	75	1151.9 (mm/回, c)
1操作分の所要時間を求める場合の係数	—	—	1.67 (c÷b)

表2 実機における閉止時操作回数

項目	値
閉止のためのジャッキストローク長 (mm, e)	953
1操作あたりのシリンダ移動量 (mm/回, f)	6.67
実機における閉止時操作回数 (回, g=e÷f)	143

2. 所要手動力の算定

手動油圧ポンプの所要手動力（負荷）は、扉体、ヒンジ部の自重及び積雪荷重により支承部軸受に生じる摩擦抵抗に加え、風速に応じた風荷重を鋼製扉の回転時の抵抗として考慮した所要推力より以下の式にて求める。鉛直方向荷重による扉体の倒れ込みに抵抗するために支承部軸受に生じる水平方向荷重は自重及び積雪による支点反力の大きさを合計して求めた。また、風荷重は扉体高さが最も高く受圧面積が大きい第3号機海水ポンプ室を対象に算定する。

$$F_h = F_j \times S_{t1} \div L_p \div g \times 1000$$

ここに、 F_h : 所要手動力 (kgf)

F_j : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)

S_{t1} : 閉止シリンダ移動量 6.67 mm/回

L_p : ポンプレバー操作長 1151.9 mm/回

g : 重力加速度 9.80665m/s²

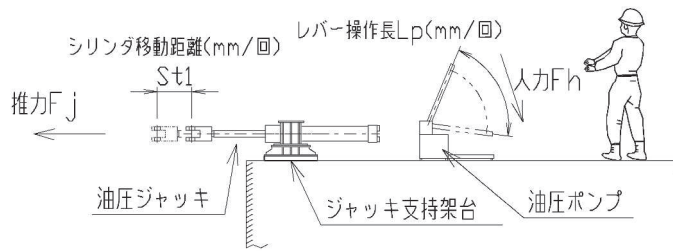


図4 ジャッキ所要手動力の計算諸元の概要図

算定結果を表3に示す。風速20mのときの所要手動力は31kgfであり丸め35kgfとする。

表3 開閉時の負荷に対する所要手動力の算定

Fj : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)			Fh : 所要手動力 (kgf)			
風圧抵抗: a (kN・m)	摩擦抵抗: b (kN・m)	所要推力: Fj (kN)	閉止シ リンダ 移動量: St1 (mm /回)	ポンプレバ ー操作長: Lp (mm/回)	重力加速度: g (m/s ²)	所要手動力: Fh (kgf)
18.641	3.2689	52.291	6.67	1151.9	9.80665	31
$a = Pw \times Ag \times Rg$	$b = Fs \times Rs \times \mu s + Fb \times Rb \times \mu b$	$Fj = (a + b) \div Rj$	$Fh = Fj \times St1 \div Lp \div g \times 1000$			

ここに、Pw : 風荷重*1 0.15 kN/m²

Ag : 扉体の受圧面積(3号機海水ポンプ室の鋼製扉 縦6.15m×横5.9mより) 36.285 m²

Rg : 扉体の回転中心から扉体中央までの距離 3.425 m

Fs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受に生じる荷重の大きさ*3 162.320 kN

Rs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摺動部の半径 0.075 m

μs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摩擦係数*2 0.2

Fb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受に生じる荷重の大きさ*3の合計値 308.938 kN

Rb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の平均半径 0.135 m

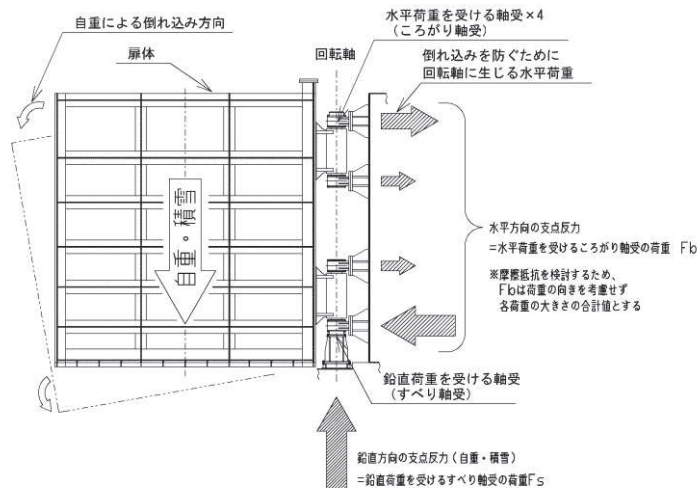
μb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の摩擦係数*2 0.02

Rj : 扉体の回転中心からジャッキの推力作用線までの最小距離 0.419 m

注記*1: 風荷重は「建設基準法施行令第87条」及び「建設省告示第1454号」による計算式に基づき風速20m/sに相当する単位荷重を計算した。

注記*2: 軸受の摩擦係数は「水門鉄管技術基準 水門扉編(水門鉄管協会,平成31年)」に示される,開閉装置の容量計算に用いる軸受の摩擦係数より設定した。

注記*3: 扉体自重と積雪荷重,並びに扉体の倒れ込みを考慮し,鉛直力と水平力に分解した値。荷重の作用点は下図のとおり。



3. 実機における閉止時操作回数の想定

負荷に対する所要手動力に相当する荷重（35kgf）を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる3人で30回ずつ操作し、所要時間を測定して1操作分の平均時間を求めた。

試験用ポンプのレバー操作長と実機のレバー操作長が異なる点を踏まえ、レバー操作長換算を行い実機における1操作分の所要時間を求めた。測定結果を表4に示す。

表4 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数 (回) ①	30	30	30	30
所要時間 (s) ②	38.13	40.09	41.12	39.78
1回の所要時間 (s/回) ②÷①	1.27	1.34	1.37	1.33
実機換算 (s/回) ②÷①×1.67*	2.12	2.23	2.28	2.21

*：表1に示す1操作分の所要時間を求める場合の係数

4. 実機における閉止時操作時間の想定

実機換算した油圧ポンプ1操作あたりの時間に、実機における閉止時操作回数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $2.21 \text{ (s/回)} \times 143 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 5.3 \text{ (分)} \times 1.5 = 7.9 \text{ (分)}$
 評価値 = 8.0 (分) [7.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(別紙3) 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

手回し式ジャッキと同様の機器を用い操作時間を測定し、締付装置の操作時間算定の根拠とした。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 手回し式ジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手回し式ハンドルを異なる3人で15回ずつ操作し、所要時間を測定して1回転分の平均時間(a)を求める。本試験では実機の手回し式ジャッキと同等のハンドル径のものを用いる(表1)。
- ② 実機における締付に必要な入力回転数(b)を、ねじ軸の所要ストローク長(c, 図1)、減速比(d)、ねじ軸リード長(e)から求める ($(b) = (c) \times (d) \div (e)$, 表2)。
- ③ 実機における1回転分の所要時間(a)と実機における締付に必要な入力回転数(b)を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする ($(a) \times (b) \times 1.5$)。

表1 試験機並びに実機の手回しジャッキ諸元

項目	ハンドル径 (mm)	周長 (mm/回)
試験機	315	1979.2
実機	315	1979.2

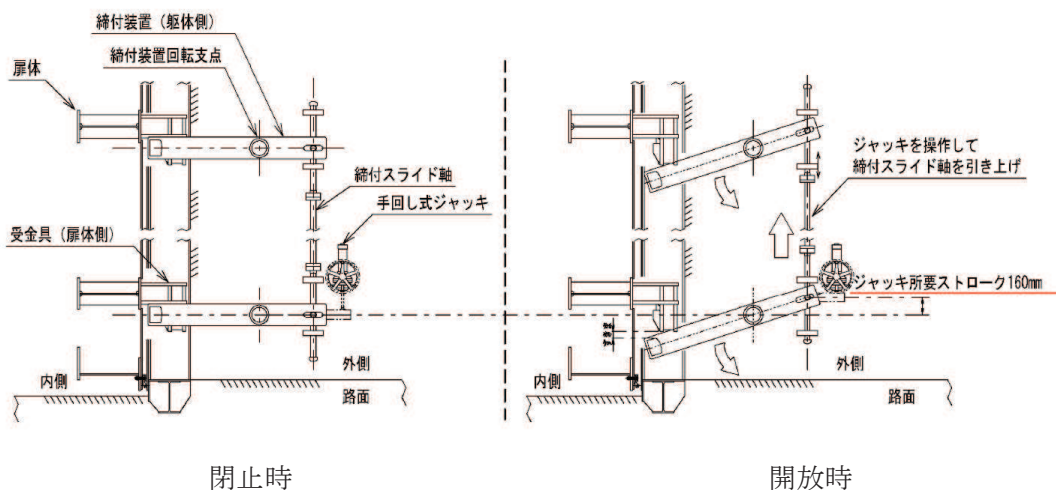


図1 ねじ軸の所要ストローク長

表2 実機における締付に必要な入力回転数

項目	値
ねじ軸の所要ストローク長 (mm, c)	160
減速比(d)	2.5
ねじ軸リード長* (mm, e)	5
実機における締付に必要な入力回転数 (回, $b=c \times d \div e$)	80

注記* : ジャッキ内部のギヤ 1 回転当たりに対するねじ軸の軸方向移動量

2. 手回しジャッキの操作時における定格トルク

開閉用動力が手動式であることから、定格トルクは、ダム・堰基準より、人力を 100N ($\approx 10\text{kgf}$) として求めたトルクとする。

3. 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の想定

手回しジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重 (10kgf) を取り付けたうえで試験用の手回しジャッキを異なる 3 人で 15 回ずつ操作し、所要時間を測定して 1 操作分の平均時間を求めた。測定結果を表 3 に示す。

表3 測定結果と実機換算

測定項目	1 回目	2 回目	3 回目	平均
操作回数 (回) ①	15	15	15	15
所要時間 (s) ②	5.9	7.21	8.2	7.1
1 回の所要時間 (s/回) ② \div ①	0.39	0.48	0.55	0.47

4. 実機における閉止時操作時間の想定

手回しジャッキ 1 回あたりの時間に、実機における締付に必要な入力回転数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $0.47 \text{ (s/回)} \times 80 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 0.6 \text{ (分)} \times 1.5 = 0.9 \text{ (分)}$
 評価値 = 1.0 (分) [0.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(参考資料7) 杭下端部の安定性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）のうち、防潮壁（第3号機放水立坑）においては、図1-1のとおり、第3号機建設時の掘削形状により、杭の設置位置が岩盤端部付近となっている（放水立坑南側）。

防潮壁の耐震耐津波評価においては、杭を支持する地盤の安定性を前提とし、水平成層地盤を仮定した解析モデルとしているため、杭下端部側方の安定性が解析上の前提条件となる。

よって、本章では安定性が懸念される防潮壁（第3号機放水立坑）の放水立坑南側における、杭下端部の安定性について確認した結果を示す。なお、耐震下位クラス施設である放水立坑に隣接する杭の安定性については、参考資料8にて示す。

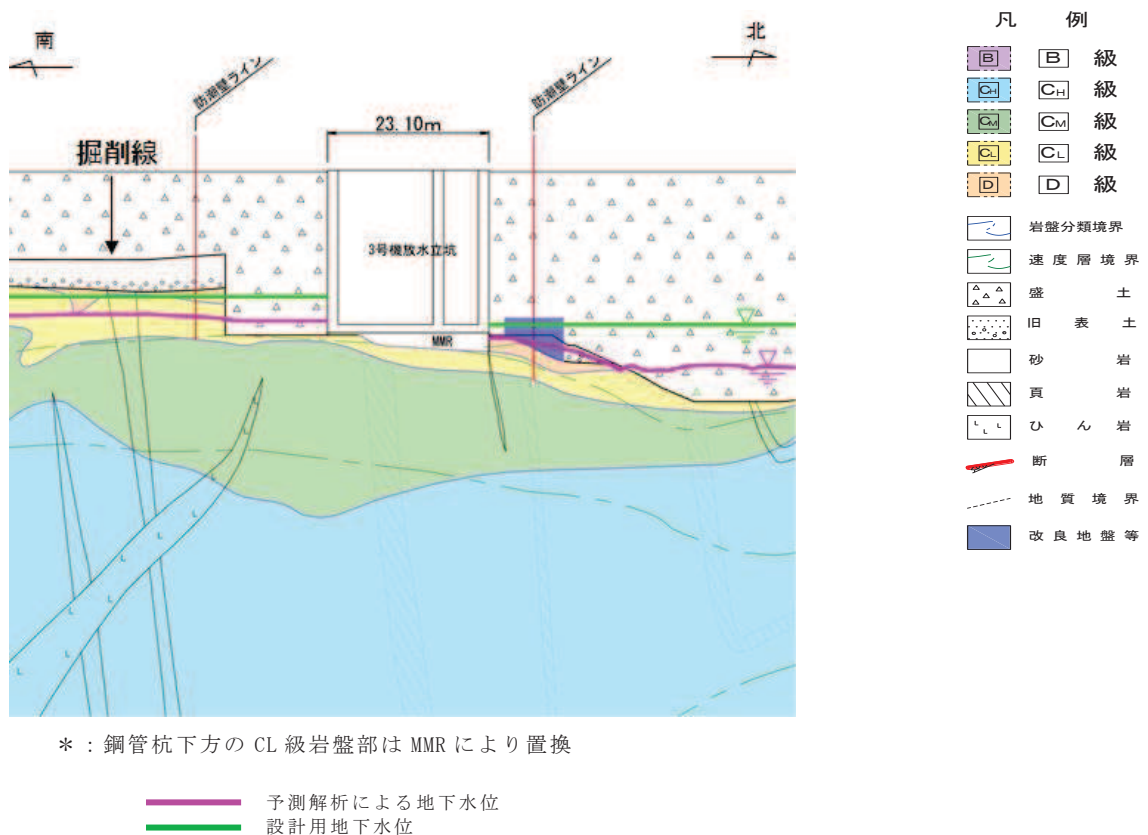


図1-1 第3号機放水立坑 横断図（南北）

2. 安定性確認

2.1 評価方法

杭下端部の安定性については、杭から伝達する水平力によって、岩盤に発生する押し抜きせん断力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

押し抜きせん断応力度の算定は、「杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版 日本道路協会」に準じて下記に示す評価式にて求める。図 2-1 に照査方法の概要を示す。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2L+D+2h)} \leq \tau_0$$

τ_h : 水平方向押し抜きせん断応力度 (kN/m²)

τ_0 : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

H : 水平力 (kN)

D : 杭径 (m)

L : 岩盤への根入れ長 (m)

h' : 水平方向押し抜きせん断に対する岩盤の有効厚さ (m)

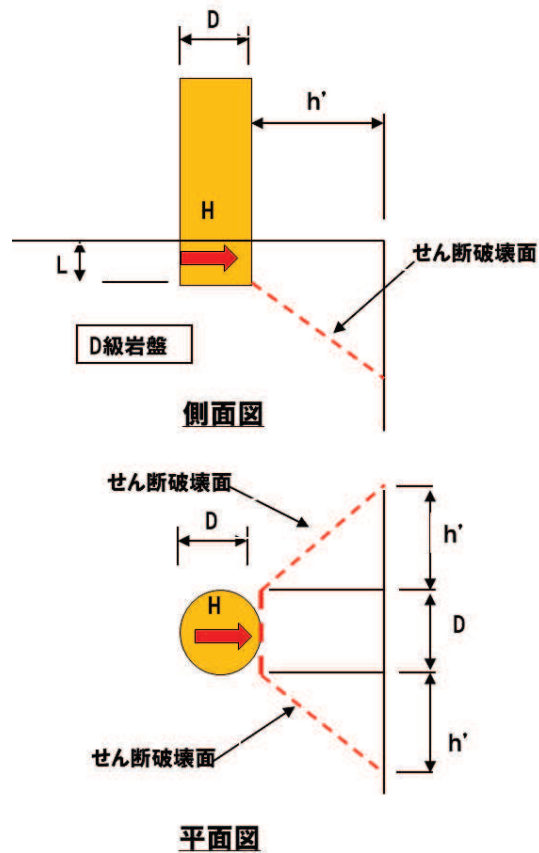


図 2-1 照査方法の概要

2.2 評価条件

安定性評価については、発生する水平力及び照査対象岩盤の強度に加え、岩盤への根入れ長及び岩盤の有効厚さにより求まる。

ここで、岩盤の有効厚さは、3号機放水立坑南側においては、杭配置と掘削ラインが平行であるため杭間での有意な違いはない。岩盤の強度については、D級岩盤とC₁級岩盤が分布するが、保守的にD級岩盤の強度を用いて評価を行うことから差はない。

よって、評価に影響を与えるパラメータは杭の岩盤絵入れ長である。第3号機放水立坑南側の杭の中から最も岩盤（D級岩盤）への根入れ長が短い杭の根入れ長を評価に用いる。

図2-2に第3号機放水立坑の地質縦断面図を、図2-3に検討用モデルを示す。

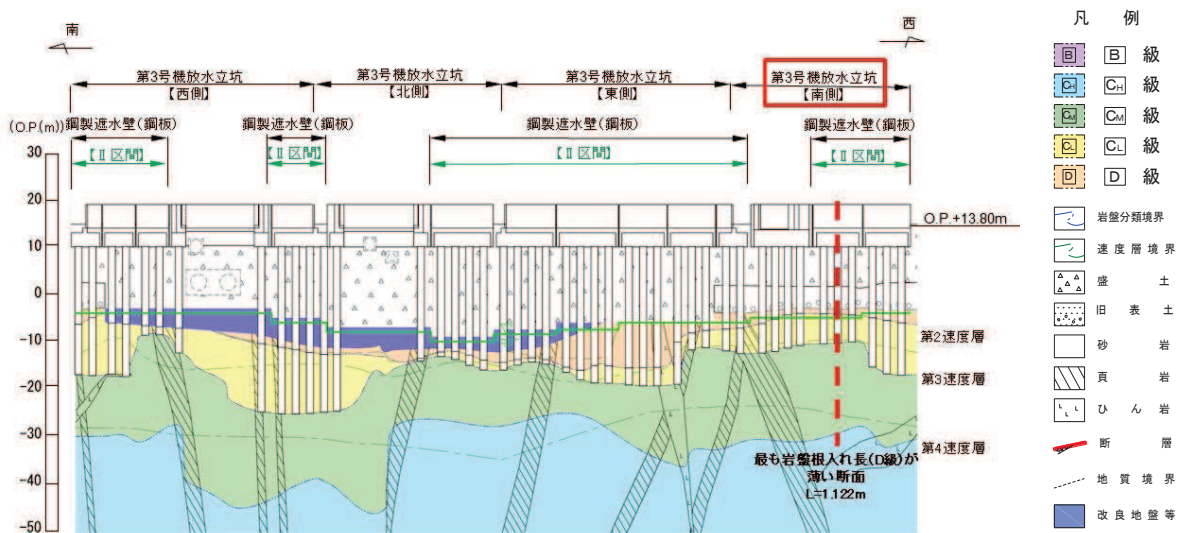


図2-2 地質縦断面図
(3号機放水立坑防潮壁)

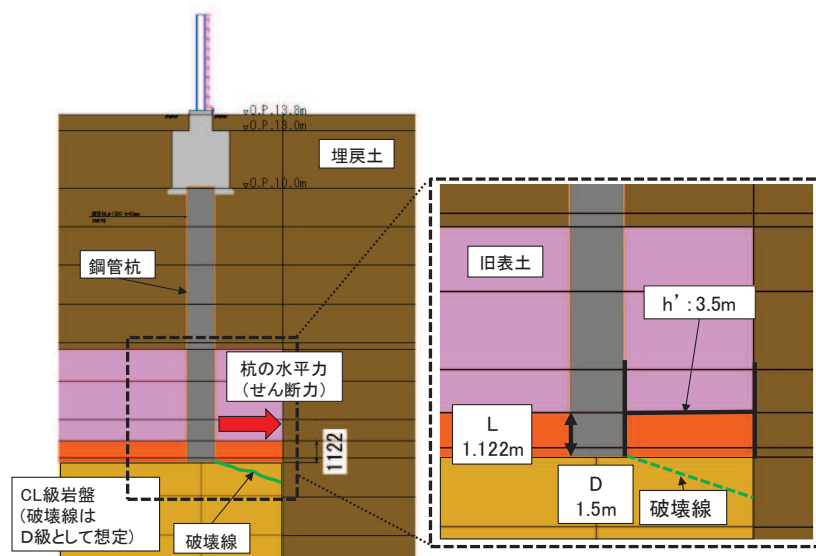


図2-3 検討用モデル

2.3 許容限界

水平方向押し抜きせん断応力評価に用いる許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく解析用物性値より設定する。各評価項目の許容限界を表 2-1 に示す。

表 2-1 安定性評価に用いる許容限界

評価項目	許容限界 (kN/m ²)	備考
水平方向押し抜きせん断応力度	100	D級岩盤（牧の浜部層）のせん断強度

2.4 検討用水平力の算出方法

杭から岩盤に作用する水平力は、地震応答解析より得られる杭下端（CL 級岩盤上面位置）の水平地盤ばね反力を用いて算出する。

図 2-4 に水平地盤ばね反力の算出位置（断面③）を示す。断面③は評価対象位置の近傍に位置し、構造諸元が同じ鋼製遮水壁（鋼板部）のⅡ区間で、Ⅱ区間の中で、下部工の観点で厳しくなると考えられる断面の中で、地盤変位量やせん断ひずみが最も大きく、杭の変形量が大きくなると考えられるため、評価対象断面としている（「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」参照）。

よって、検討用水平力は、杭に生じる変形が大きくなることで、岩盤内の水平地盤ばね反力も大きくなると考えられる断面③の地震時及び重畳時の全ケースの地震応答解析の結果から、D級岩盤内の全節点の中から最大値を抽出する。

表 2-2 に地震時及び重畳時の杭下端の水平地盤ばね反力の最大値を示す。この結果から、設計用の水平力は、全地震動の最大となる S_s-N1 の地盤ばね反力 720kN/m を用いることとする。

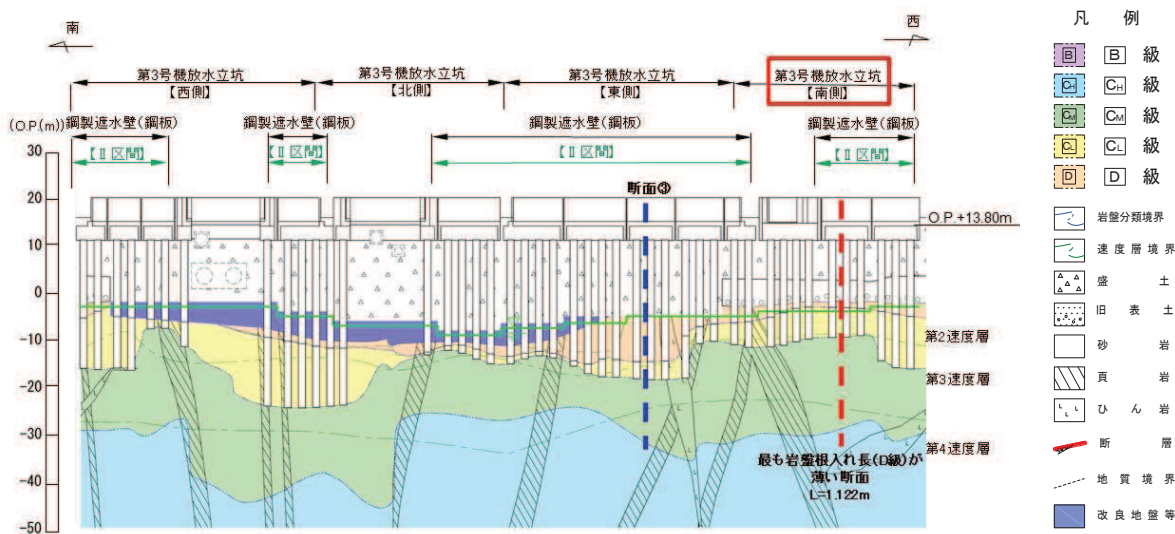
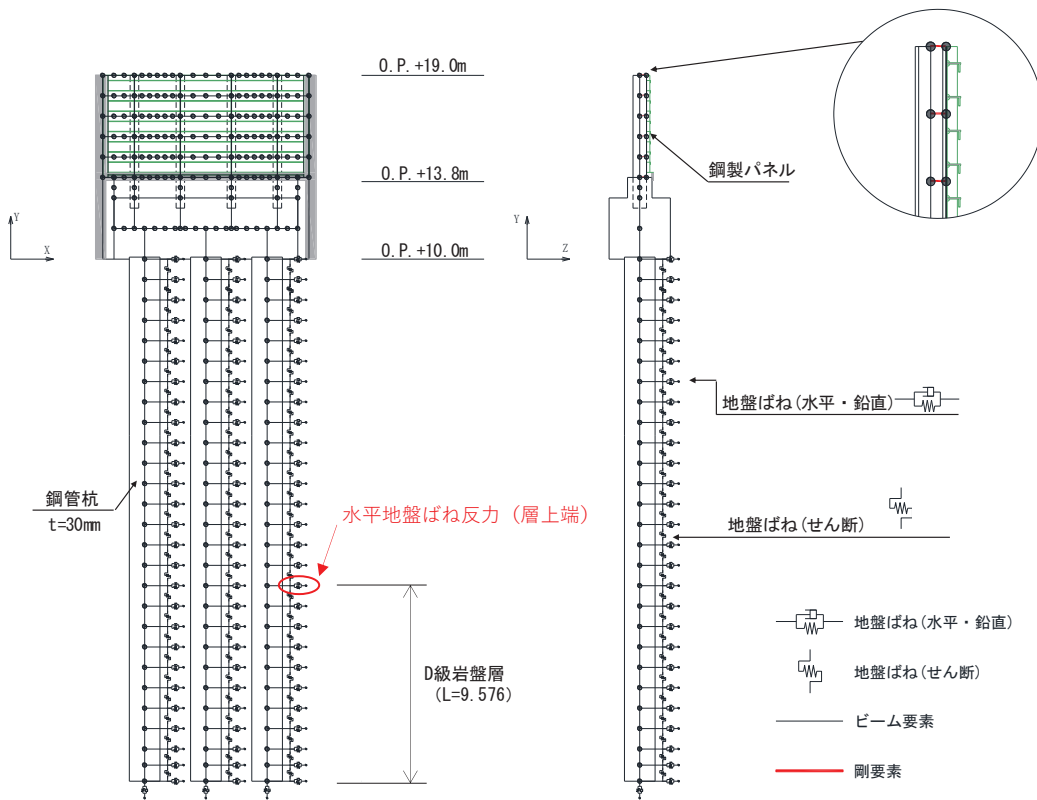
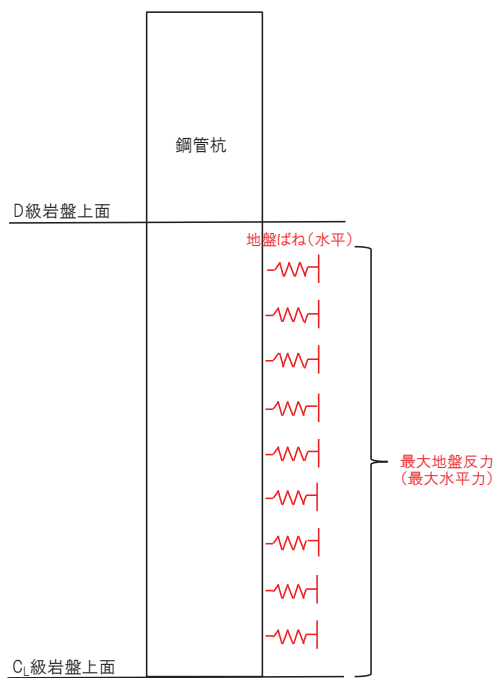


図 2-4(1) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面③位置)



(解析モデル図-鋼製遮水壁(鋼板)断面③)



(地盤反力抽出概念)

図 2-4(2) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面③)

表 2-2 杭下端位置での最大地盤反力（鋼製遮水壁（鋼板）断面③）

項目	地震時							重畳時
	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1	S d - D 2
杭下端位置の水平 地盤ばね最大反力 (kN/m)	652	636	646	600	588	504	720	454

2.5 検討結果

検討結果を以下に示す。検討の結果、防潮壁（第 3 号機放水立坑）の放水立坑南側における、杭下端部の安定性について、表 2-2 に示す最大地盤反力に岩盤根入れ長 $L=1.122\text{m}$ を乗じて算出した水平力に対して、せん断における安定性を有することを確認した。

- ・ 水平方向押し抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{720 \times 1.122}{3.5(2 \times 1.122 + 1.5 + 2 \times 3.5)} = 22 \leq 100$$

(参考資料 8) 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

1. 概要

第 2 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。

本書は下位クラスである第 2 号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、防潮壁杭周辺の改良地盤が健全性を有し、杭の側面抵抗が維持されることを確認するものである。

2. 評価方針

防潮壁の周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。図2-1に防潮壁の位置図、図2-2に防潮壁の平面図、さらに図2-3に防潮壁の地質縦断面図を示す。

図2-2と図2-3に示すとおり、防潮壁の杭は改良地盤部と岩盤部に大別される。

防潮壁の改良地盤が下位クラスである第2号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図2-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

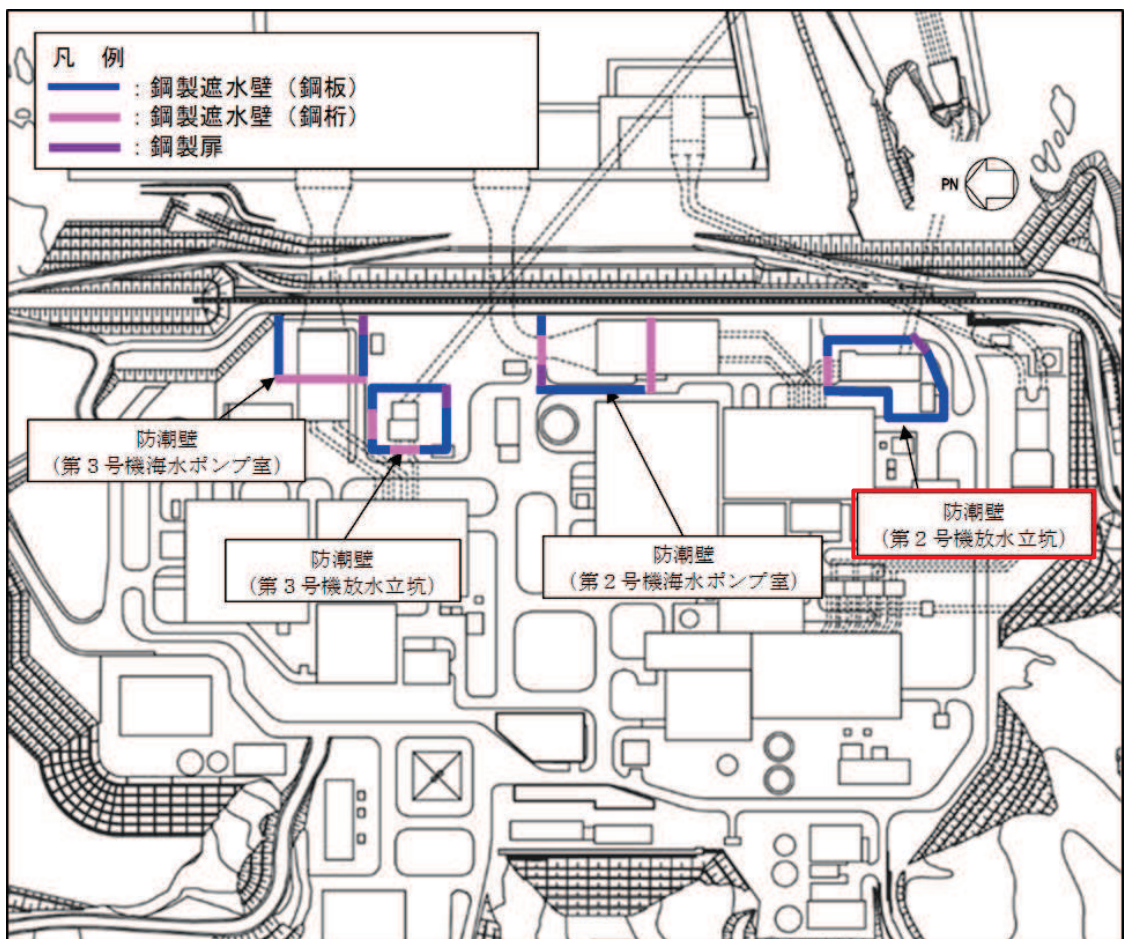


図2-1 防潮壁（第2号機放水立坑）の位置図

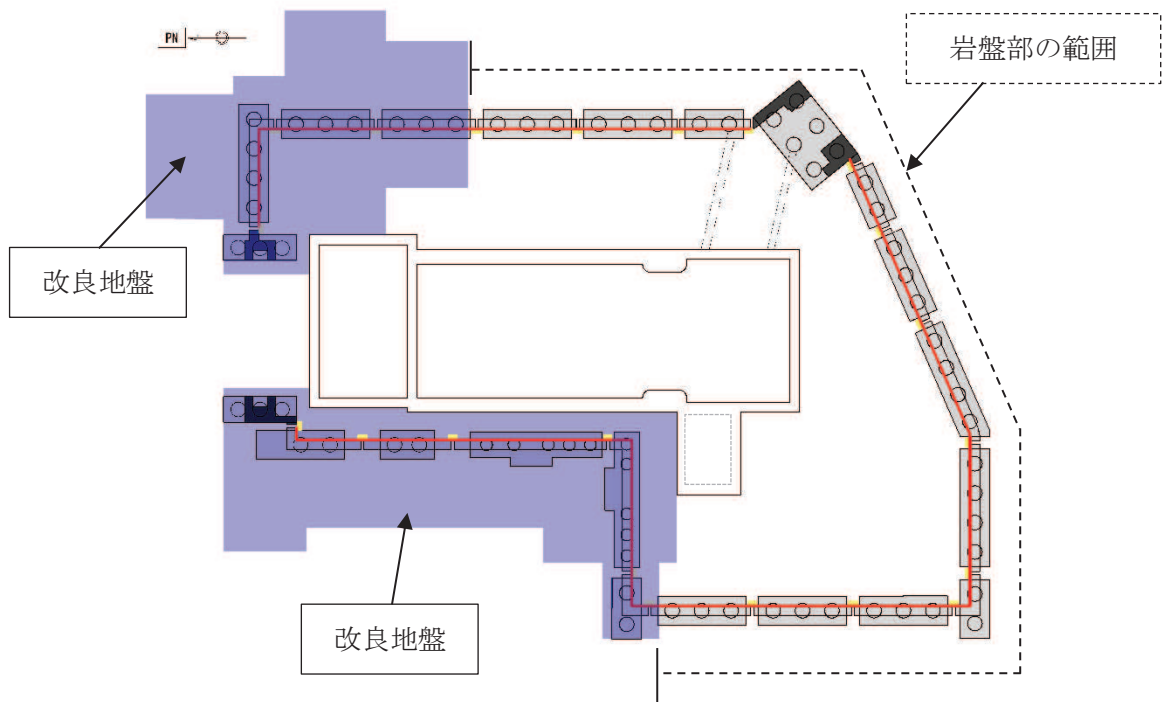


図2-2 防潮壁（第2号機放水立坑）平面図

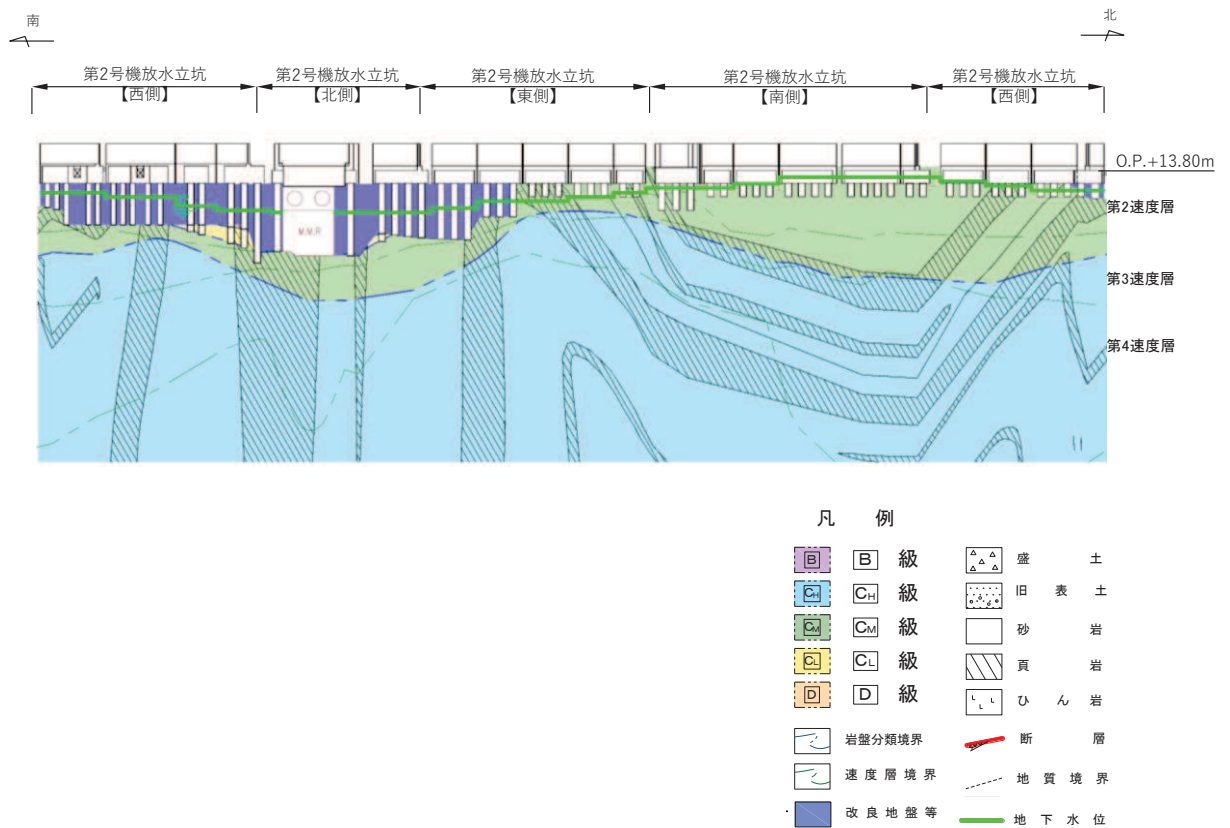


図2-3 防潮壁（第2号機放水立坑）地質縦断面図

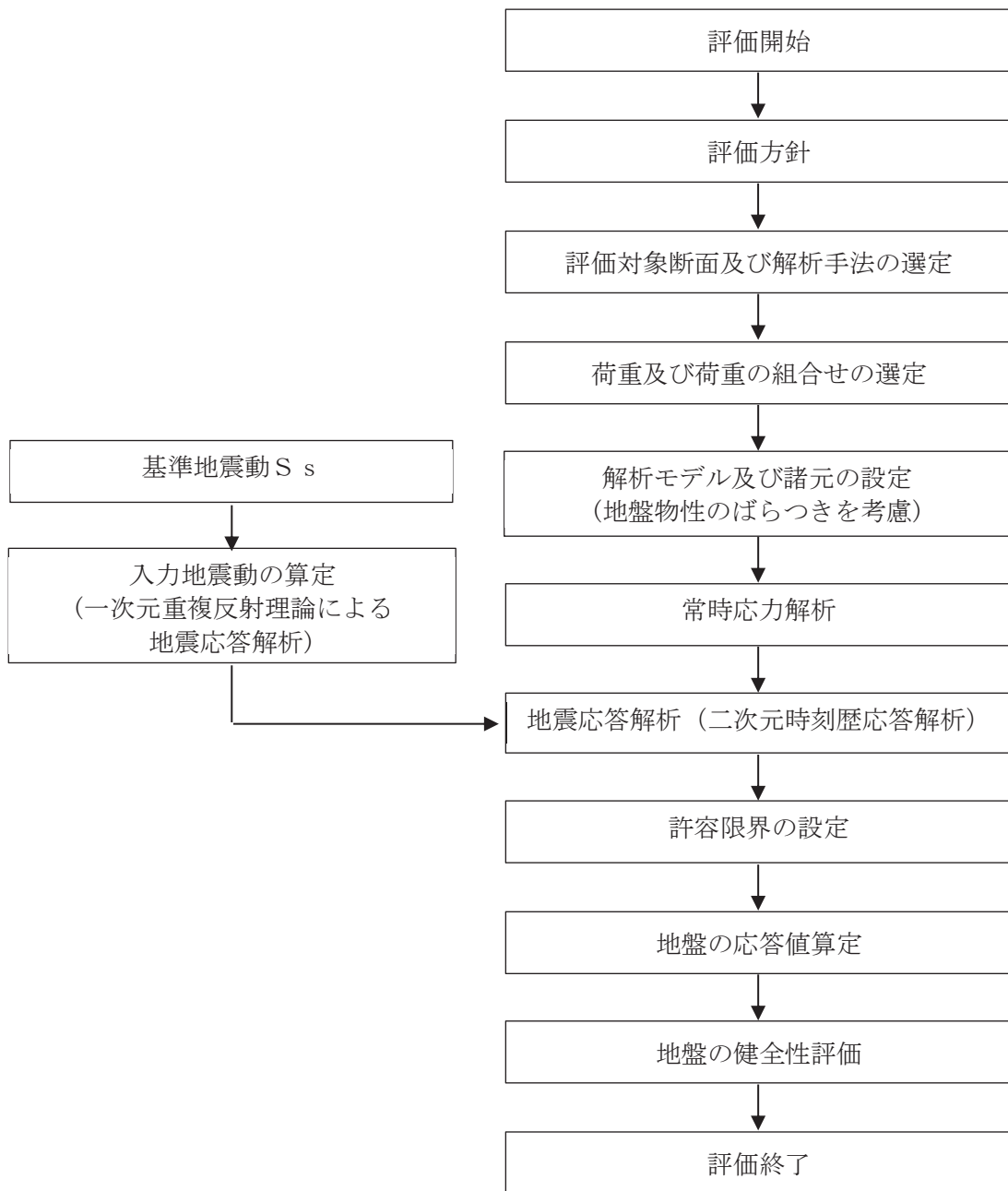


図 2-4 改良地盤の耐震評価フロー

表 2-1 改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

2.1 評価対象断面

第2号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

改良地盤は図2-5に示す通り、東側改良地盤と西側改良地盤がある。断面図を図2-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図2-7に示す。

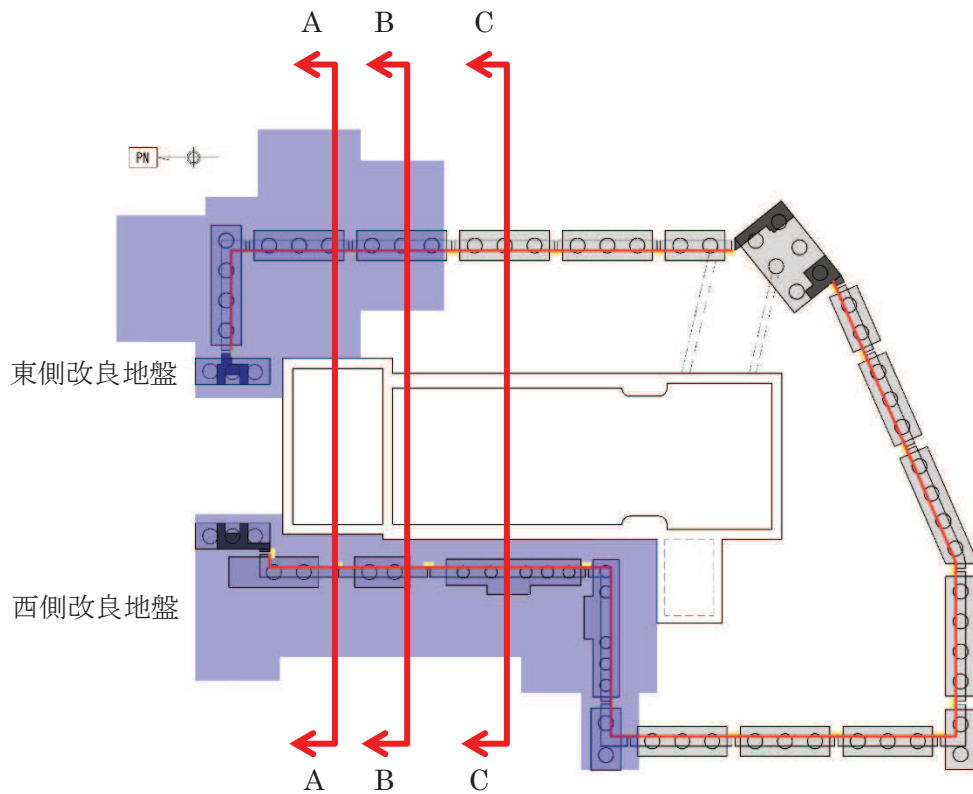


図2-5 改良地盤 平面図

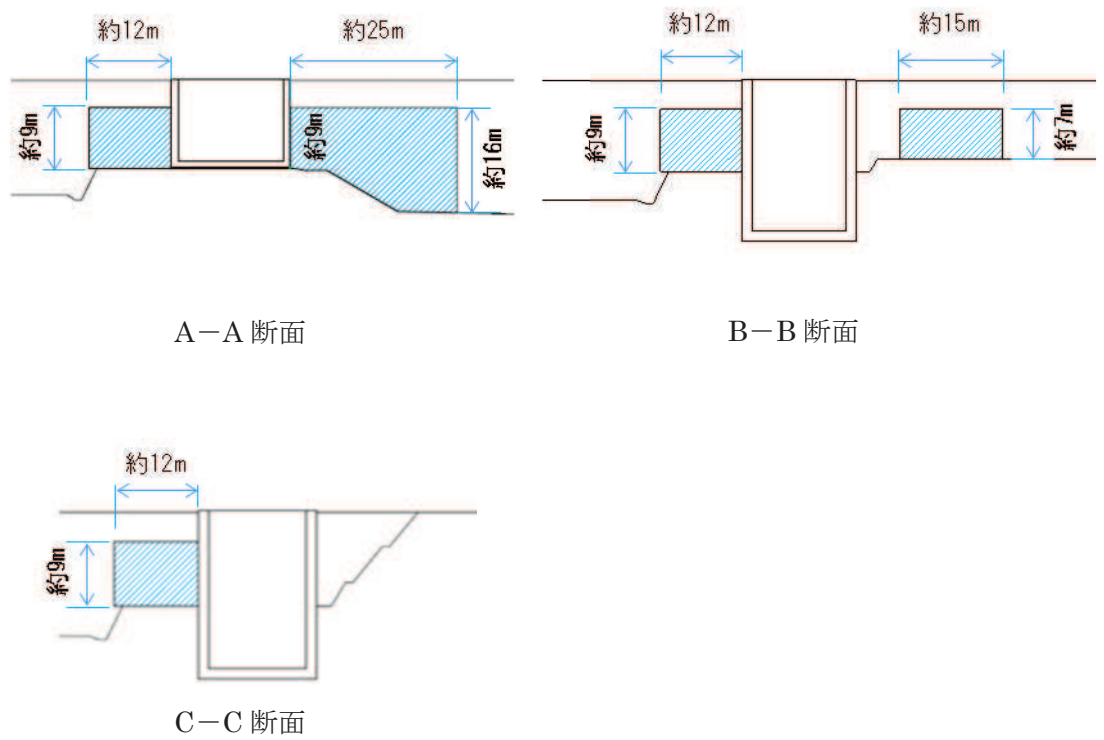


図 2-6 改良地盤 断面図

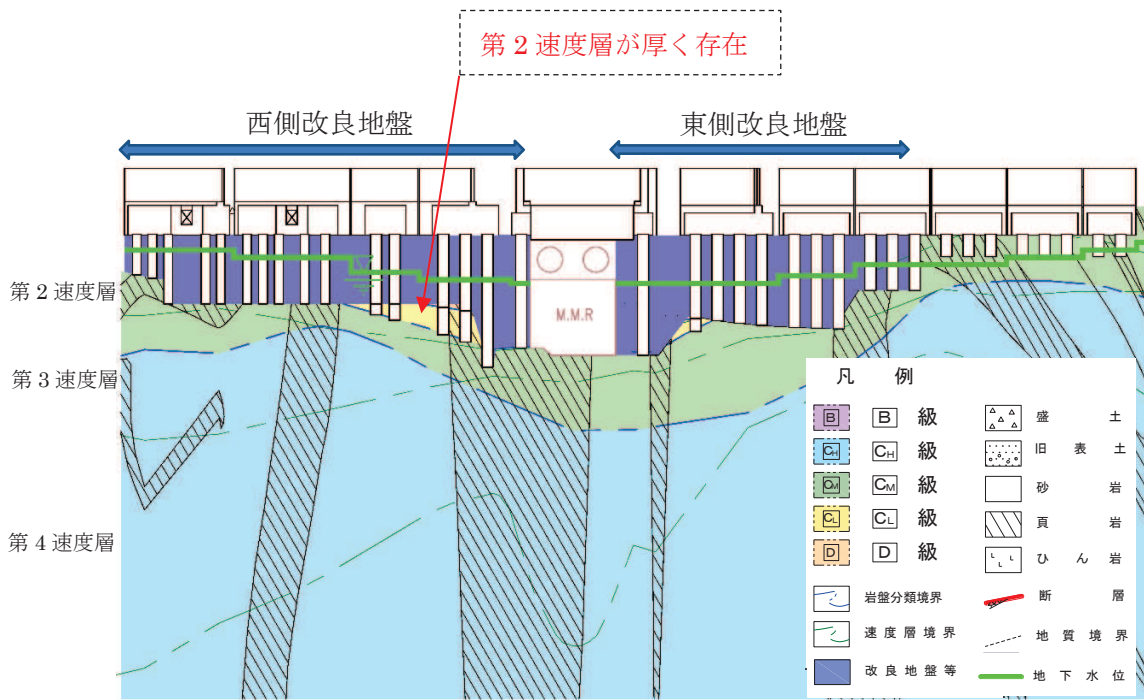


図 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

東側改良地盤と西側改良地盤の特徴は以下のとおりであり、耐震評価上最も厳しくなるのは西側改良地盤と考えられる。

- ① 放水立坑側面部の東側改良地盤と西側改良地盤の改良高さは約9mと同等であるが、西側改良地盤の方は改良幅が小さく地震時の安定性に対し厳しくなると考えられる(改良幅：西側約12mに対して東側約15m～25m)。
- ② 西側改良地盤には地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が存在する。

図2-8、図2-9に示す西側改良地盤の改良幅最小範囲のうち、地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が厚く、またC_L級岩盤が厚く存在する中心部(A-A断面、図2-10)を代表として評価対象断面に選定する(A-A断面のうち西側改良地盤部の耐震評価を行う)。

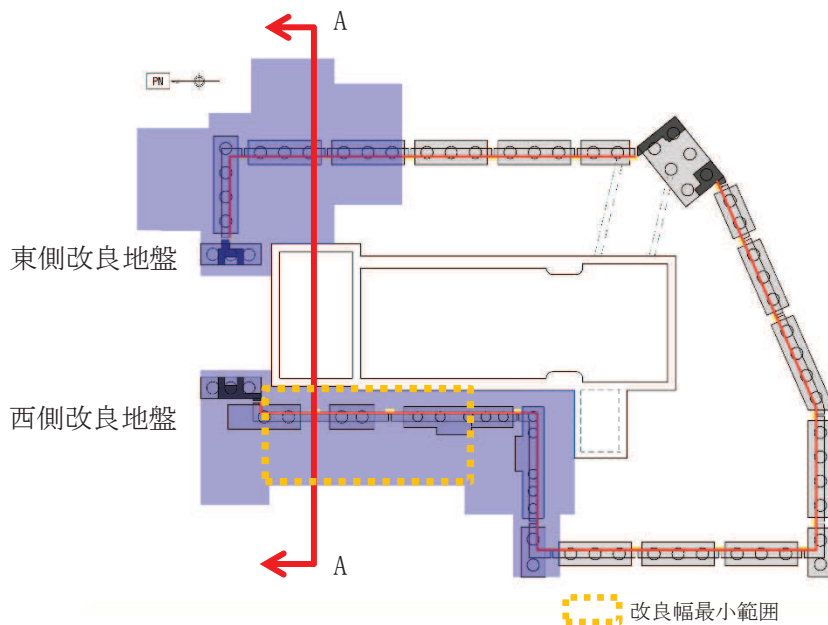


図2-8 評価対象断面 平面図

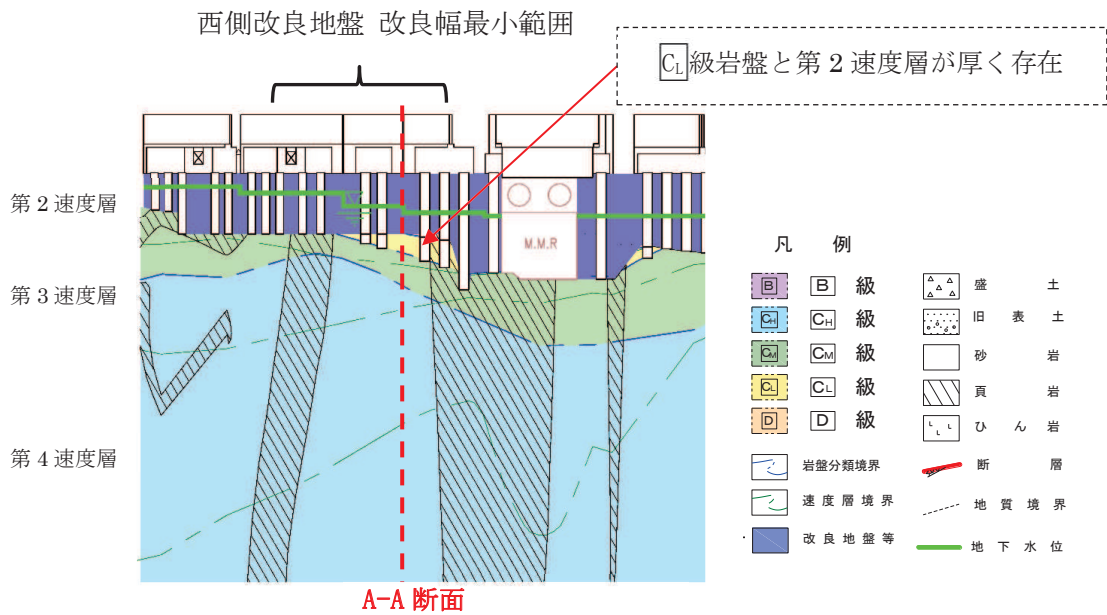


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

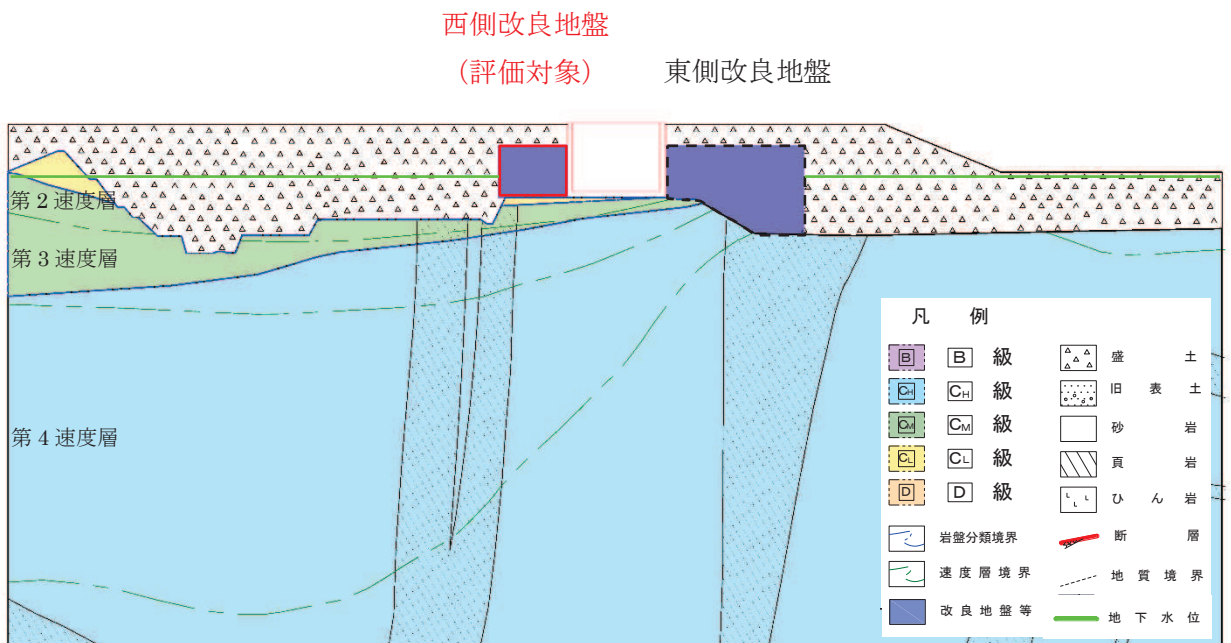


図2-10 改良地盤の評価対象断面の地質断面図 (A-A 断面)

2.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、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。改良地盤のすべり安定性は、周辺の盛土・旧表土から作用する土圧による影響が支配的であることを考慮し、解析手法は、土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

地盤については、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「Soil Plus Ver.2015 Build3」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

2.3 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 2-2 に示す解析ケースを設定する。

図 2-10 に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、D級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の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。

表 2-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤 (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+1 σ	平均値
ケース③	平均値-1 σ	平均値

2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表 2-3 に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 2-3 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 2-3 耐震評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 (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波より照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++ の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

2.5 解析モデル及び諸元

改良地盤の地震応答解析モデルを図2-11に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう十分に広い領域とする。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

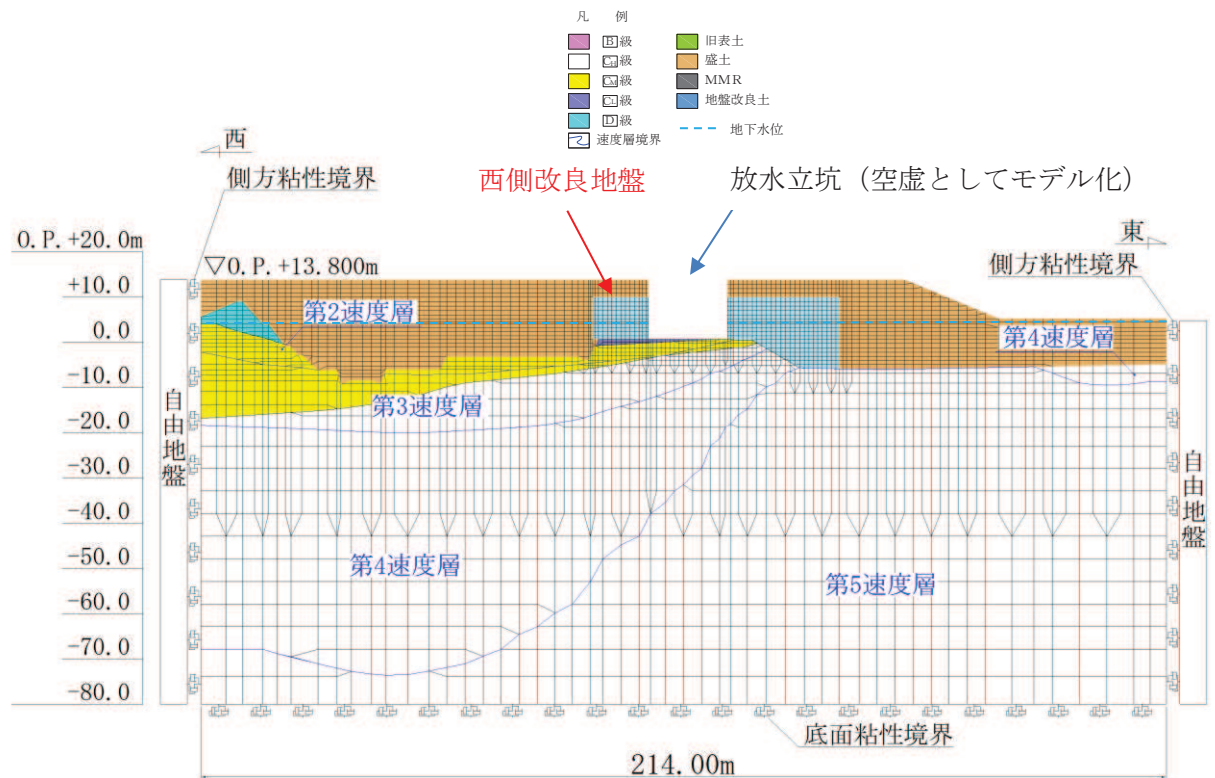


図2-11 改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

2.6 許容限界

改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表 2-4 に示すすべり安全率とする。

表 2-4 改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

2.7 評価方法

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「2.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値-1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

3. 耐震評価結果

改良地盤のすべり線については、放水立坑側へのすべりを想定し、図3-1に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表3-1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を図3-2に示す。

この結果から、改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

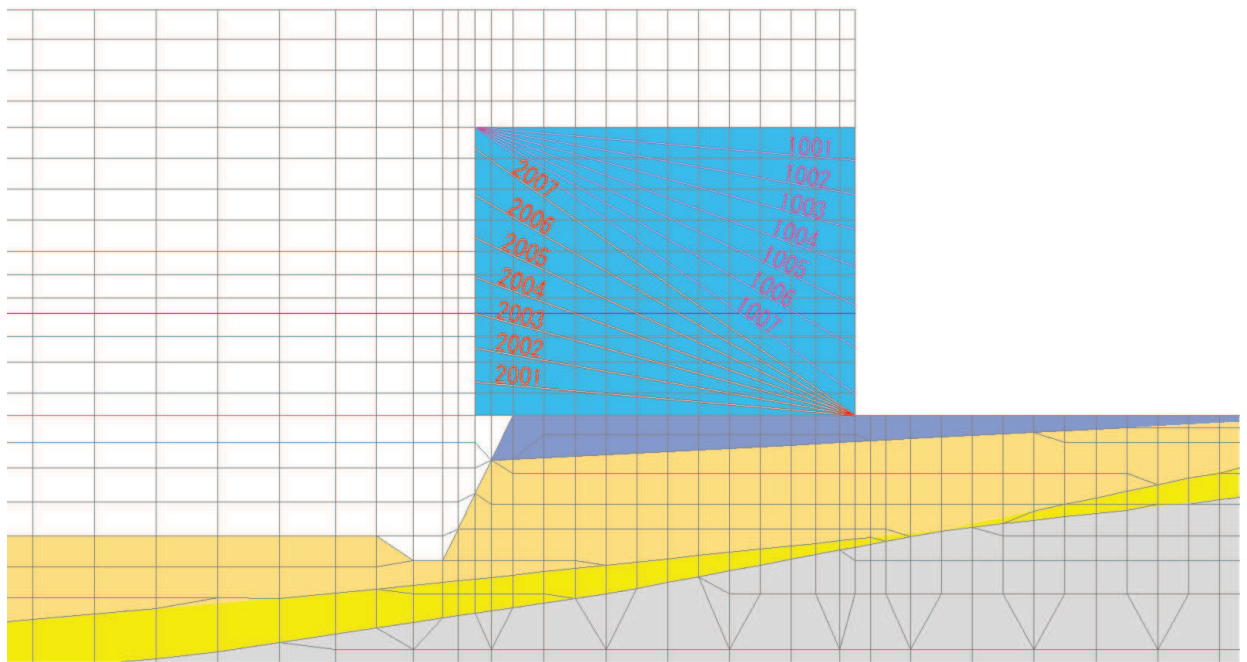


図3-1 改良地盤のすべり線の設定

表 3-1 改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2002	49.07	4.89	1.2
		-+	2002	49.55	4.77	
		+-	2001	31.81	5.38	
		--	2001	20.40	4.68	
	S _s -D 2	++	2001	8.53	4.92	
		-+	2001	8.48	<u>4.57</u>	
		+-	2001	6.58	4.77	
		--	2002	25.06	5.00	
	S _s -D 3	++	2001	25.04	4.83	
		-+	2001	28.42	5.05	
		+-	2001	7.17	5.68	
		--	2001	19.84	5.18	
	S _s -F 1	++	2001	18.85	5.13	
		-+	2002	19.46	5.93	
	S _s -F 2	++	2001	26.83	4.83	
		-+	2001	28.46	4.68	
	S _s -F 3	++	2001	26.39	5.50	
		-+	2001	27.64	4.59	
S _s -N 1	++	2001	7.62	4.61		
	-+	2001	6.86	5.94		
②	S _s -D 2	-+	2001	8.47	4.64	1.2
③	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.86	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.54	1.2

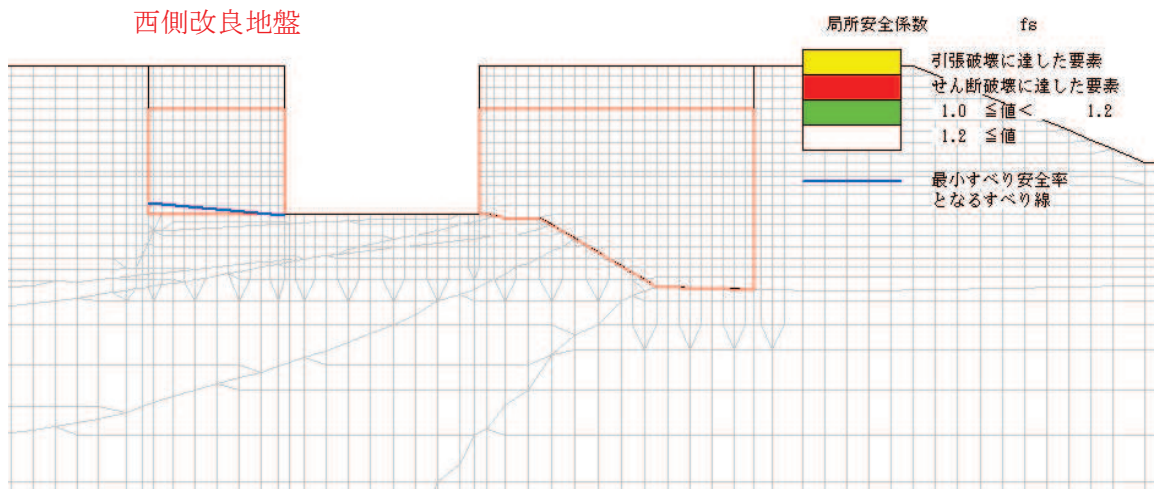


図 3-2 改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

(参考資料9) 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

1. 概要

放水路に繋がり第2号機的设计基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画に流入する可能性のある経路としては、防潮壁の外側と内側をバイパスする開口部が考えられる。

ここでは、建屋及び区画への津波の流入を防止する観点から、防潮壁(第2号機放水立坑)及び防潮壁(第3号機放水立坑)の外側と内側をバイパスする開口部(地下トレンチ)の止水対策について示す。

2. 止水対策の概要

2.1 対象とする地下トレンチ

添付書類「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価」に示すとおり、放水路から建屋及び区画への流入の可能性のある経路として、防潮壁(第2号機放水立坑)の下部を横断する第2号機HCWカナル放出トレンチ(以下、地下トレンチ①という。)、第2号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ(以下、地下トレンチ②という。)及び第2号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ(以下、地下トレンチ③という。)、防潮壁(第3号機放水立坑)の下部を横断する第3号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ(以下、地下トレンチ④という。)及び第3号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ(以下、地下トレンチ⑤という。)が該当する。

これらのトレンチ内に設置する配管及びケーブルの貫通部止水処置の地震・津波に対する評価については、添付書類「VI-2-10-2-11-1 貫通部止水処置(外郭防護)の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示す。

第2号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図2-1に、第2号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図2-2に示す。

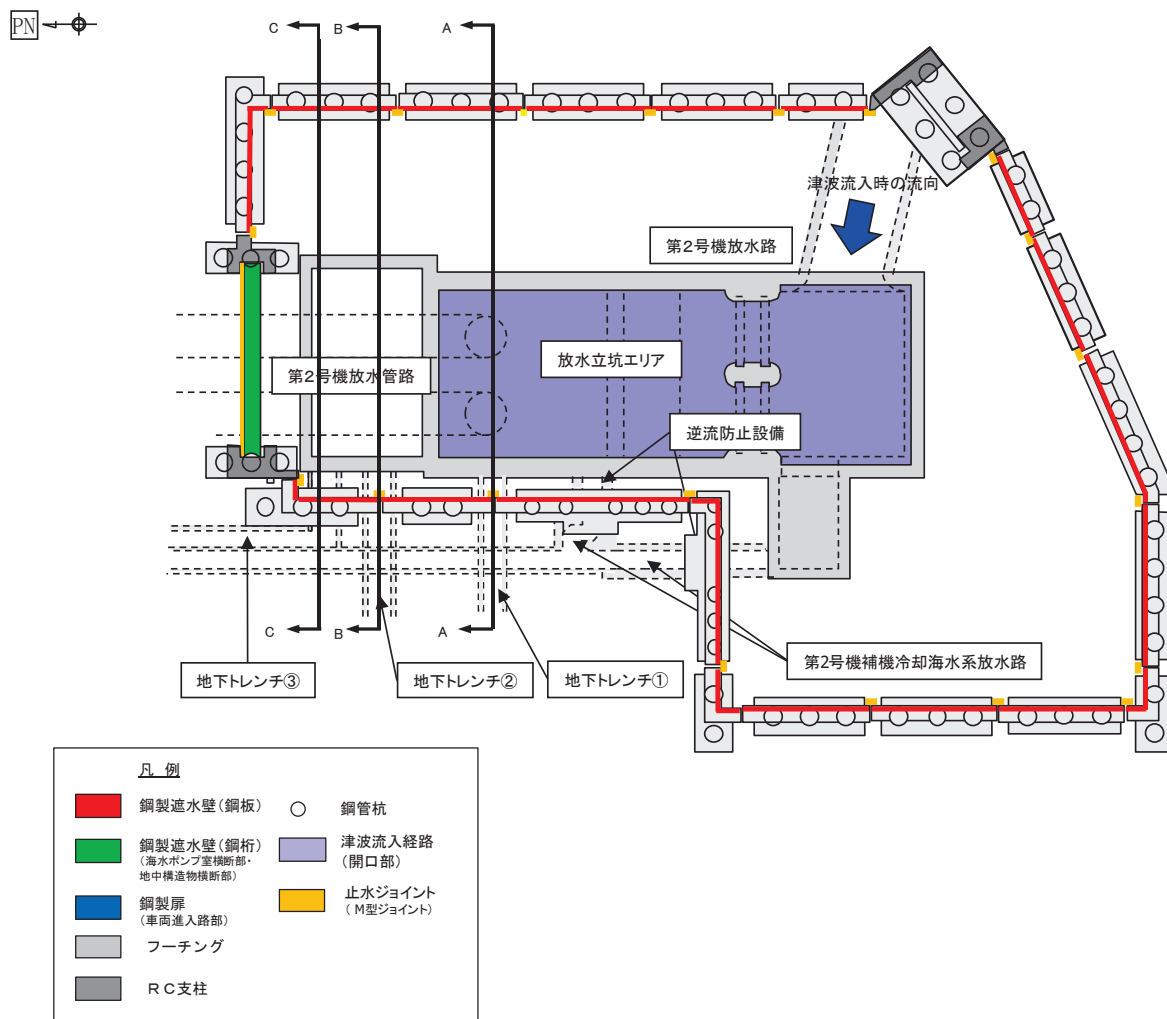


図 2-1(1) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

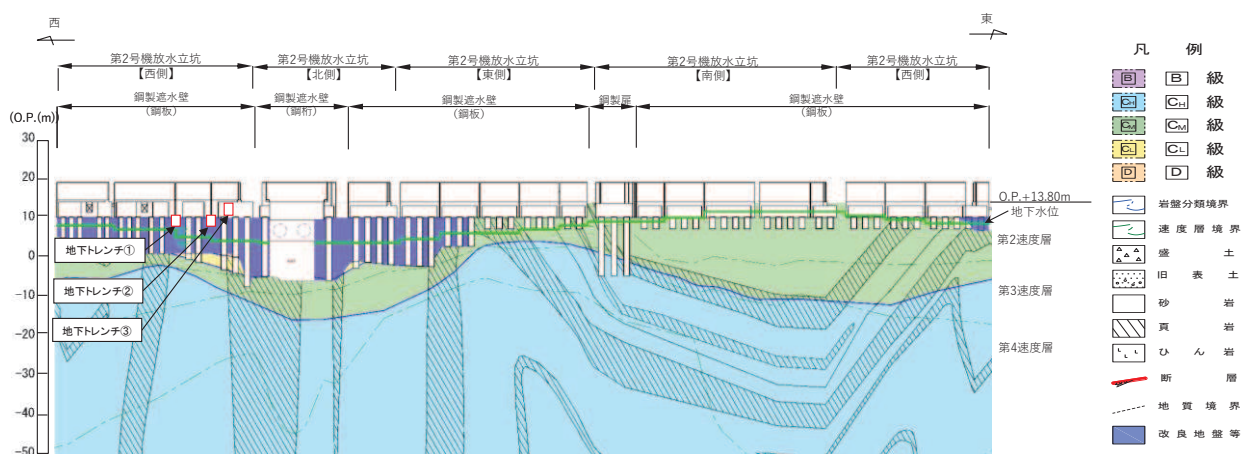


図 2-1(2) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

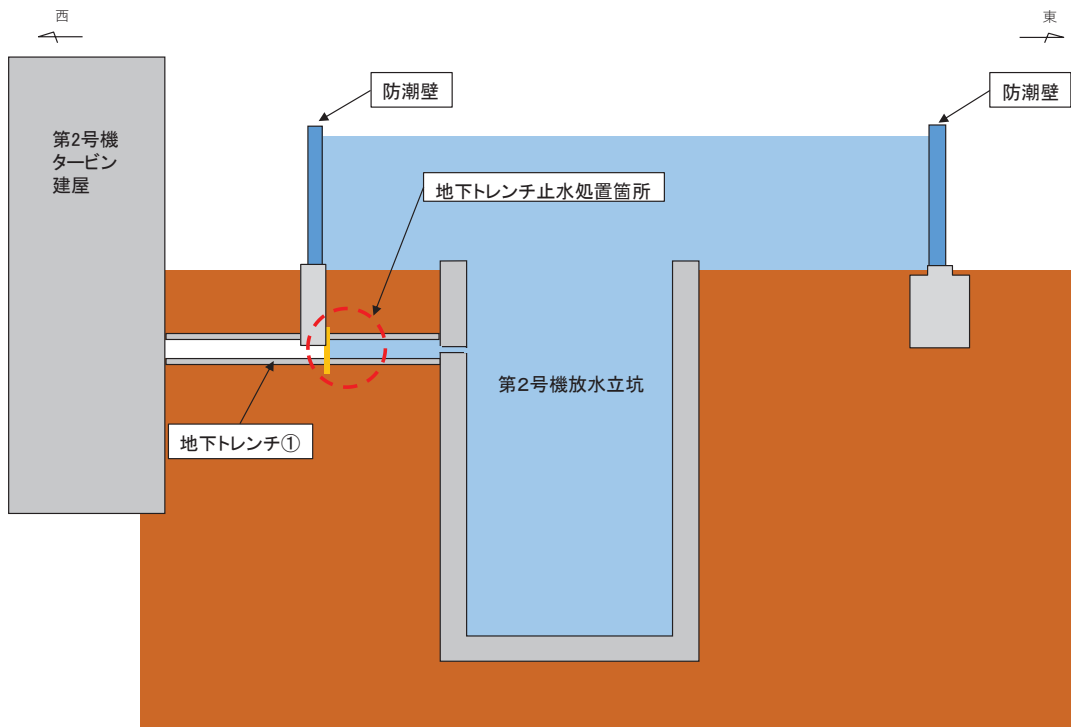


図 2-1 (3) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (A-A) (地下トレンチ①)

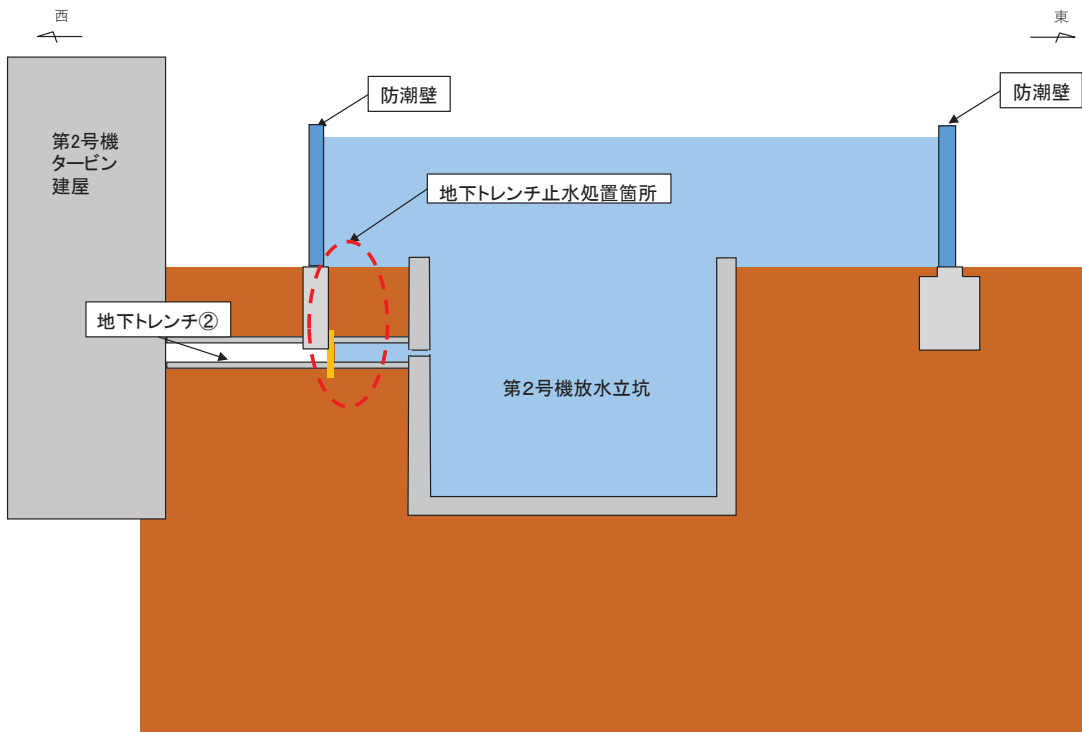


図 2-1 (4) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (B-B) (地下トレンチ②)

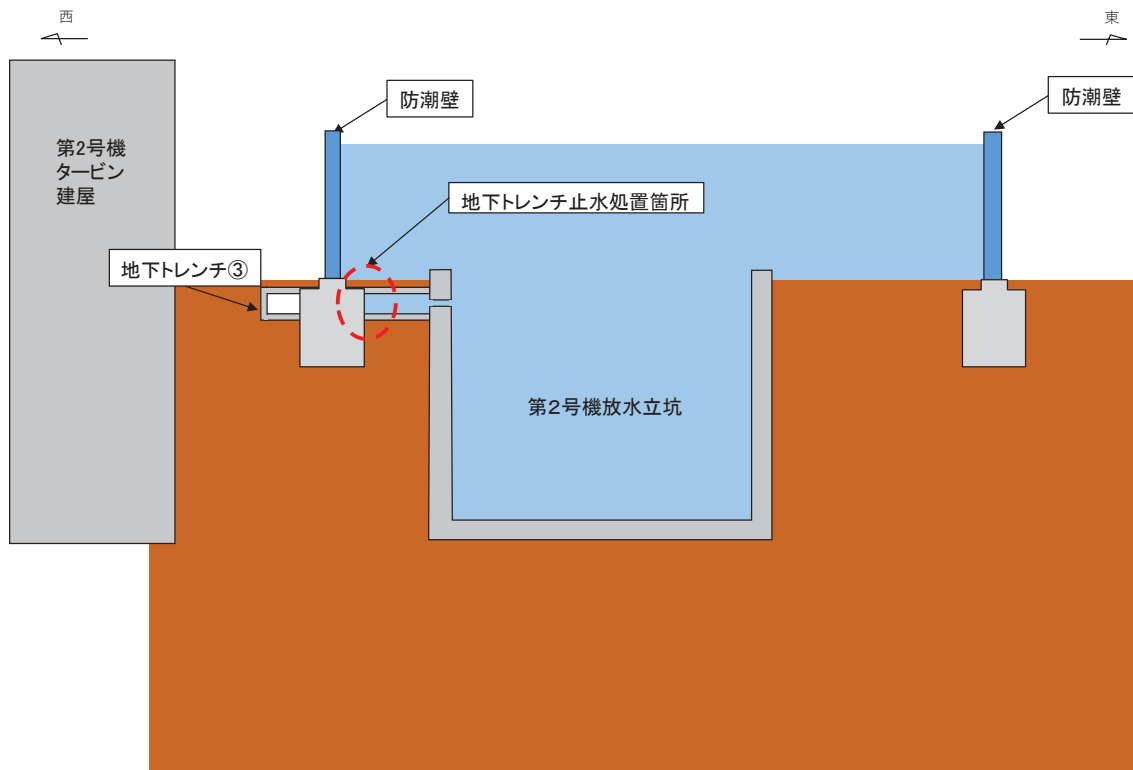


図 2-1 (5) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (C-C) (地下トレンチ③)

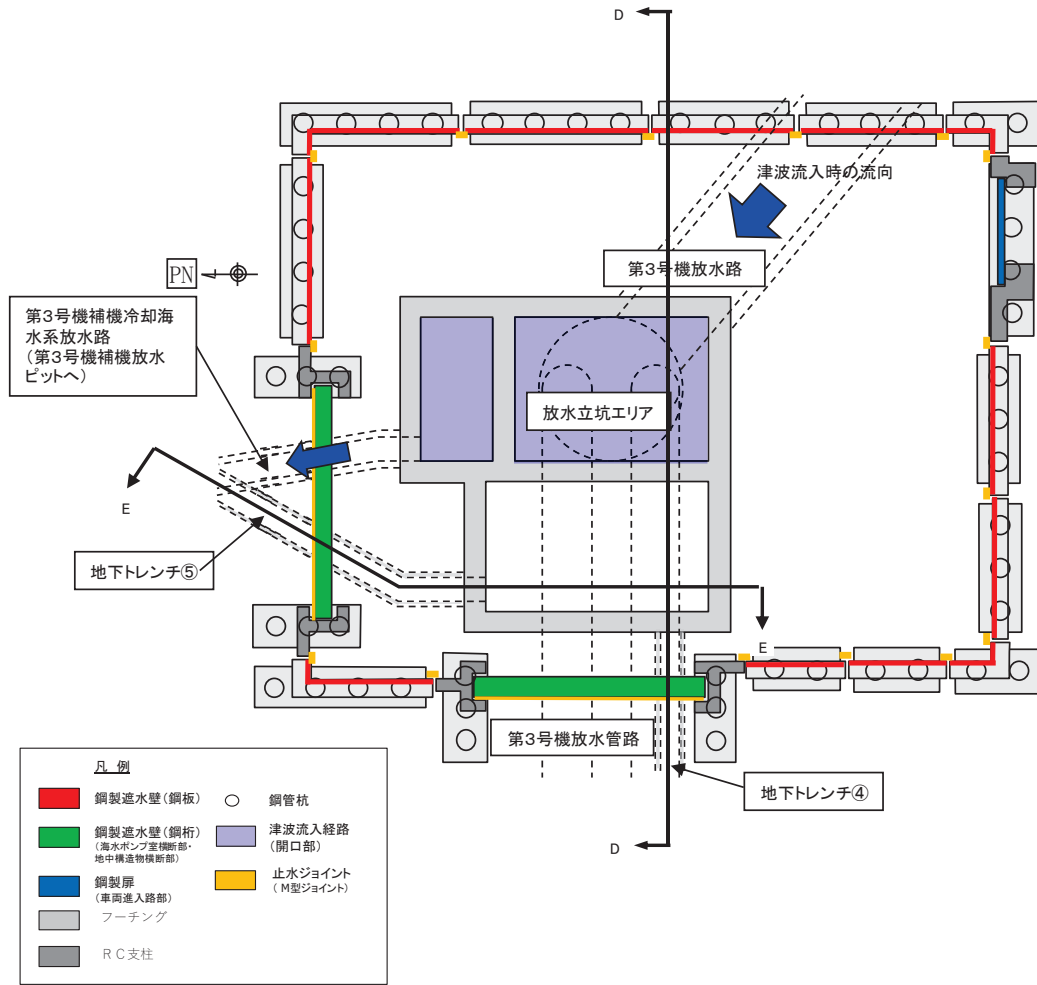


図 2-2(1) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

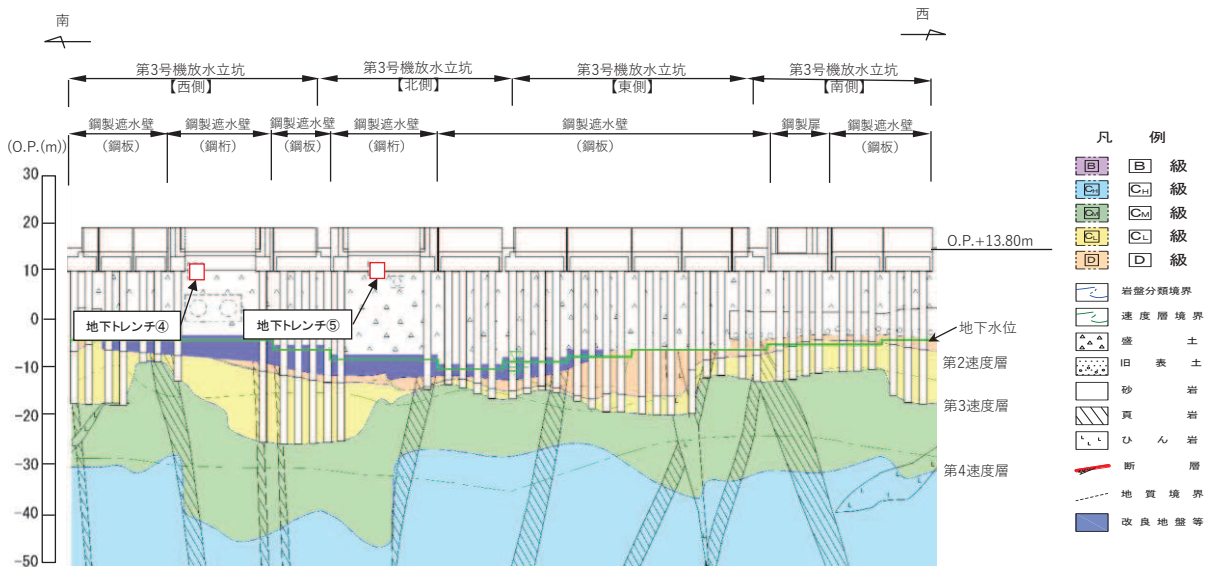


図 2-2(2) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

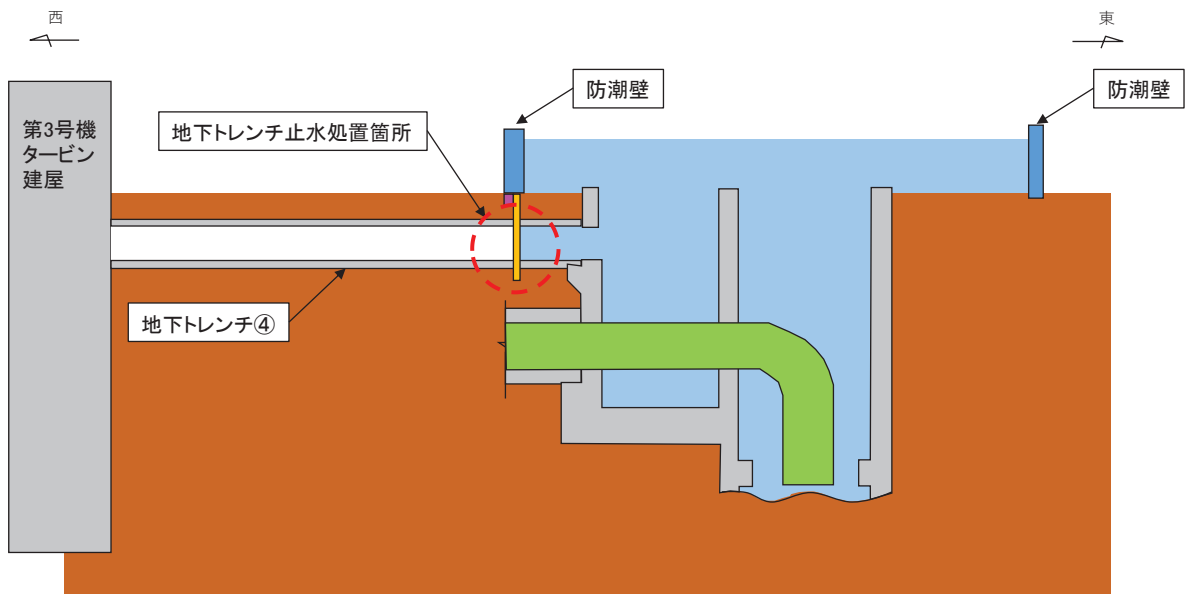


図 2-2(3) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (D-D) (地下トレンチ④)

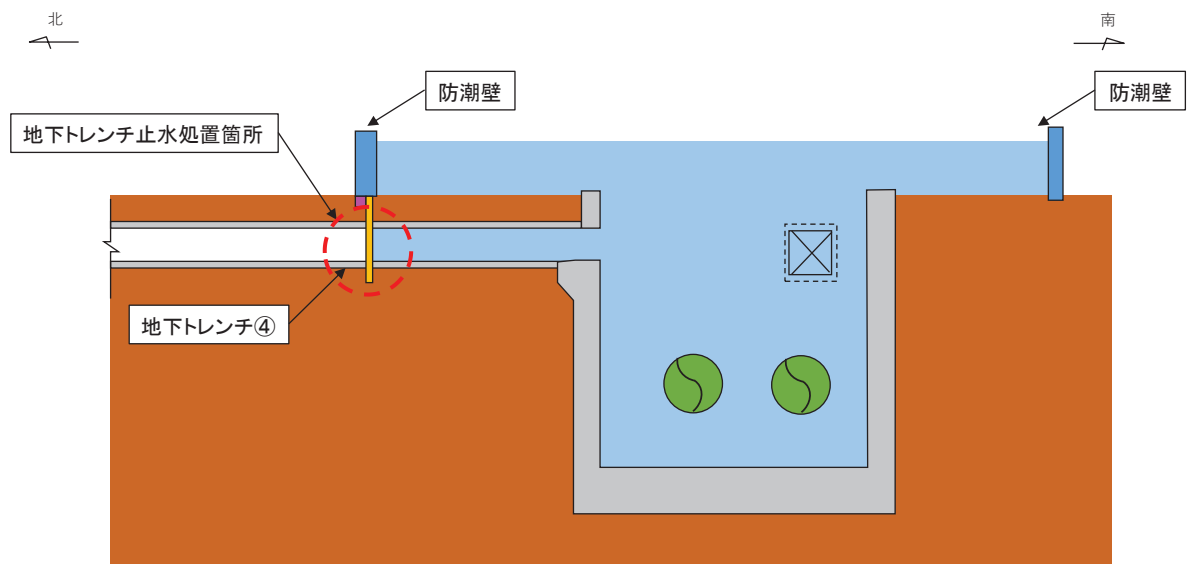


図 2-2(4) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (E-E) (地下トレンチ⑤)

2.2. 地下トレンチの止水対策

地下トレンチの止水対策については、トレンチと防潮壁の縦断位置関係から、以下の3種類のパターンに分類される。

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターン

（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-3に示す。フーチングにボルト固定した遮水鋼板にて、津波の流入を防止する。

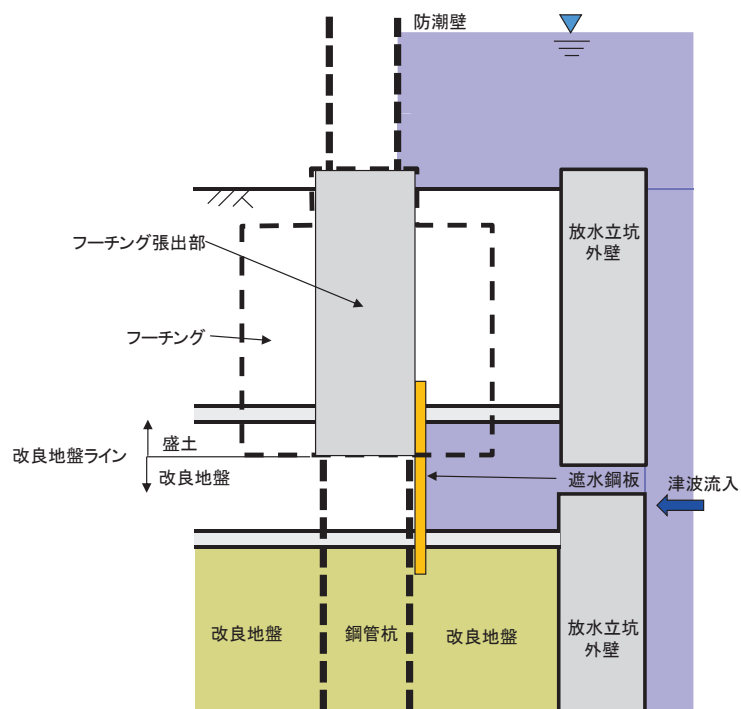


図2-3 トレンチ止水対策拡大断面

（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）（A-A, B-B断面）

- (2) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターン
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(5)に示す止水箇所の拡大断面を図2-4に示す。防潮壁のフーチングにより、津波の流入を防止する。

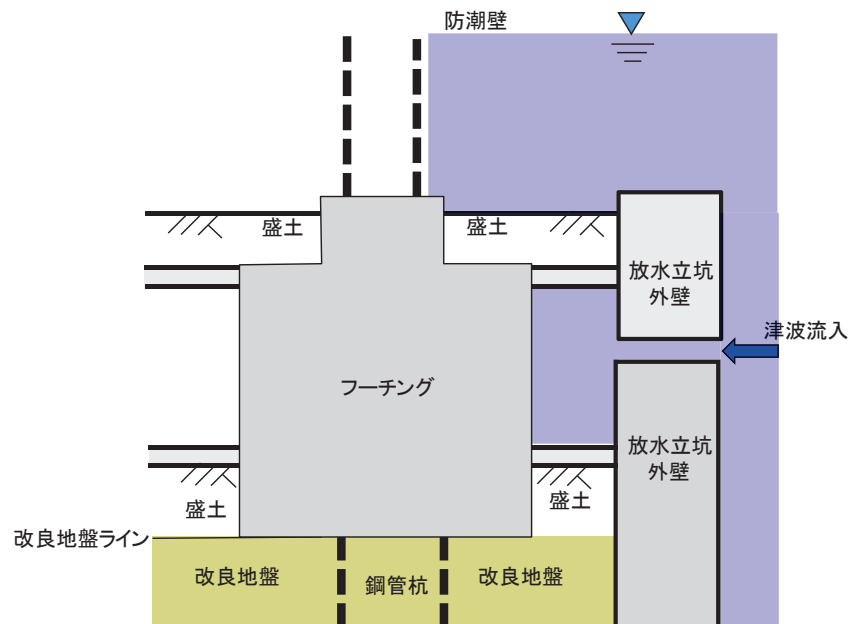


図2-4 トレンチ止水対策拡大断面
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）（C-C断面）

- (3) 鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）をトレンチが横断するパターン
（第3号機放水立坑：地下トレンチ④,⑤）

鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）のをトレンチが横断するパターンについて、図2-2(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-5に示す。鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）により、津波の流入を防止する。

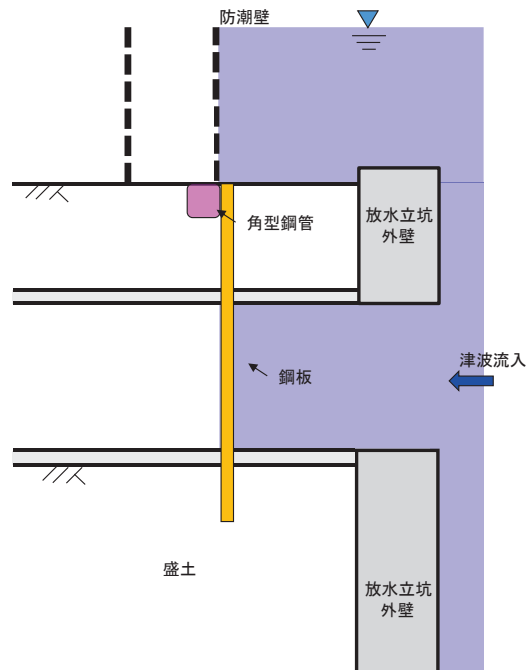


図2-5 トレンチ止水対策概略断面
（第3号機放水立坑：地下トレンチ④,⑤）（D-D, E-E 断面）

3. 止水対策に用いる遮水鋼板の健全性評価

追而

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1 荷重の設定	12
5.2.2 荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	14
5.4 設計用地震力	17
5.5 計算方法	19
5.6 計算条件	31
5.7 応力計算	33
6. 評価結果	62
7. 出口側集水ピットの強度評価	63
7.1 出口側集水ピットの構造概要	63
7.2 評価方針	66
8. 地震応答解析	68
8.1 地震時荷重算出断面	68
8.2 解析方法	69
8.2.1 地震応答解析手法	69
8.2.2 構造部材	69
8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき	69

8.2.4	減衰定数	70
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	76
8.3	荷重及び荷重の組合せ	78
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	78
8.3.2	荷重	78
8.3.3	荷重の組合せ	80
8.4	入力地震動	81
8.5	解析モデル及び諸元	97
8.5.1	解析モデル	97
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	102
8.5.3	地盤の物性値	103
8.5.4	地下水位	106
8.6	地震応答解析結果	107
8.6.1	解析ケースと照査値	107
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	112
8.6.3	作用荷重分布図	114
8.6.4	最大加速度分布図	117
9.	三次元構造解析	134
9.1	評価対象部位	134
9.2	解析方法	134
9.3	解析モデル及び諸元	134
9.3.1	解析モデル	134
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	136
9.4	照査時刻	137
9.5	入力荷重	137
9.5.1	慣性力	137
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	138
10.	耐震評価	140
10.1	許容限界	140
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	140
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	141
10.2	評価方法	141
11.	評価結果	142
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	142
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	148
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	151
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	151
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	156

11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	158
------------------------------	-----

1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

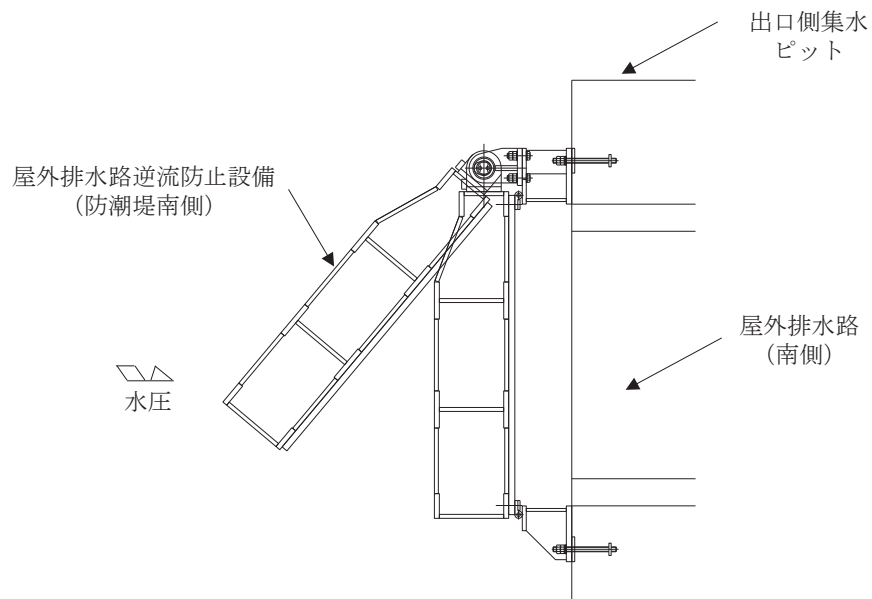
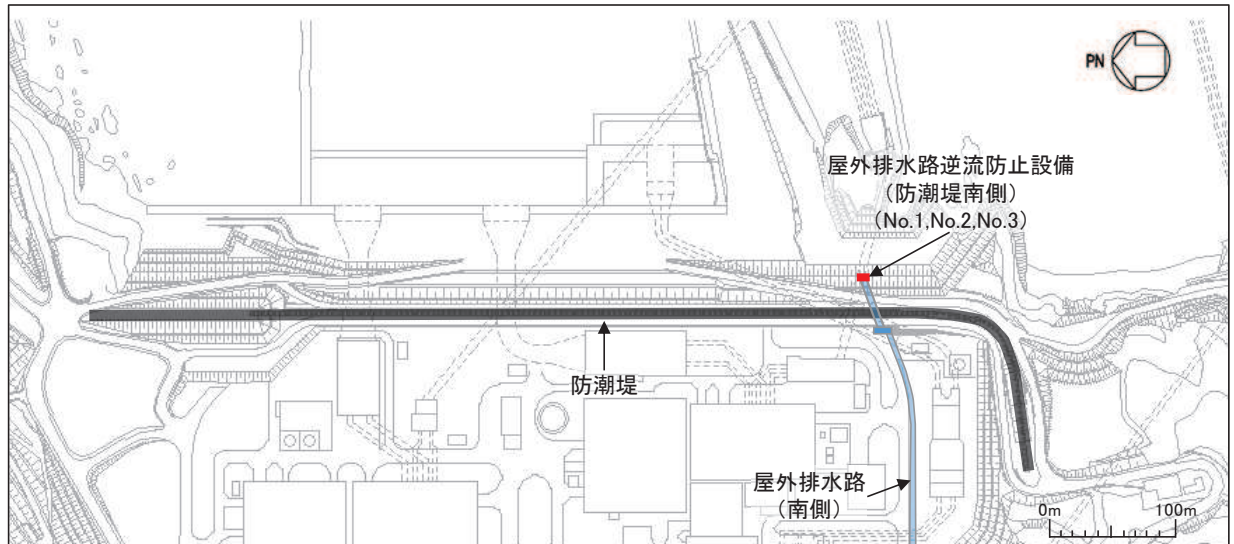


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

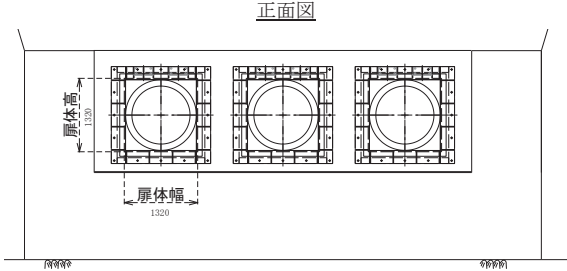
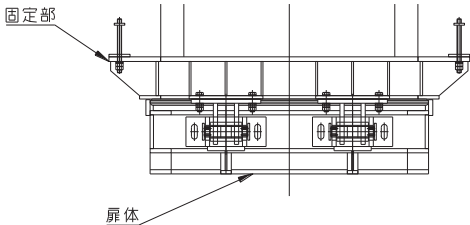
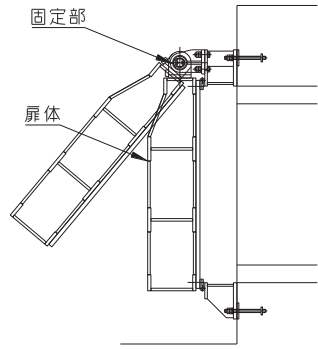
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する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

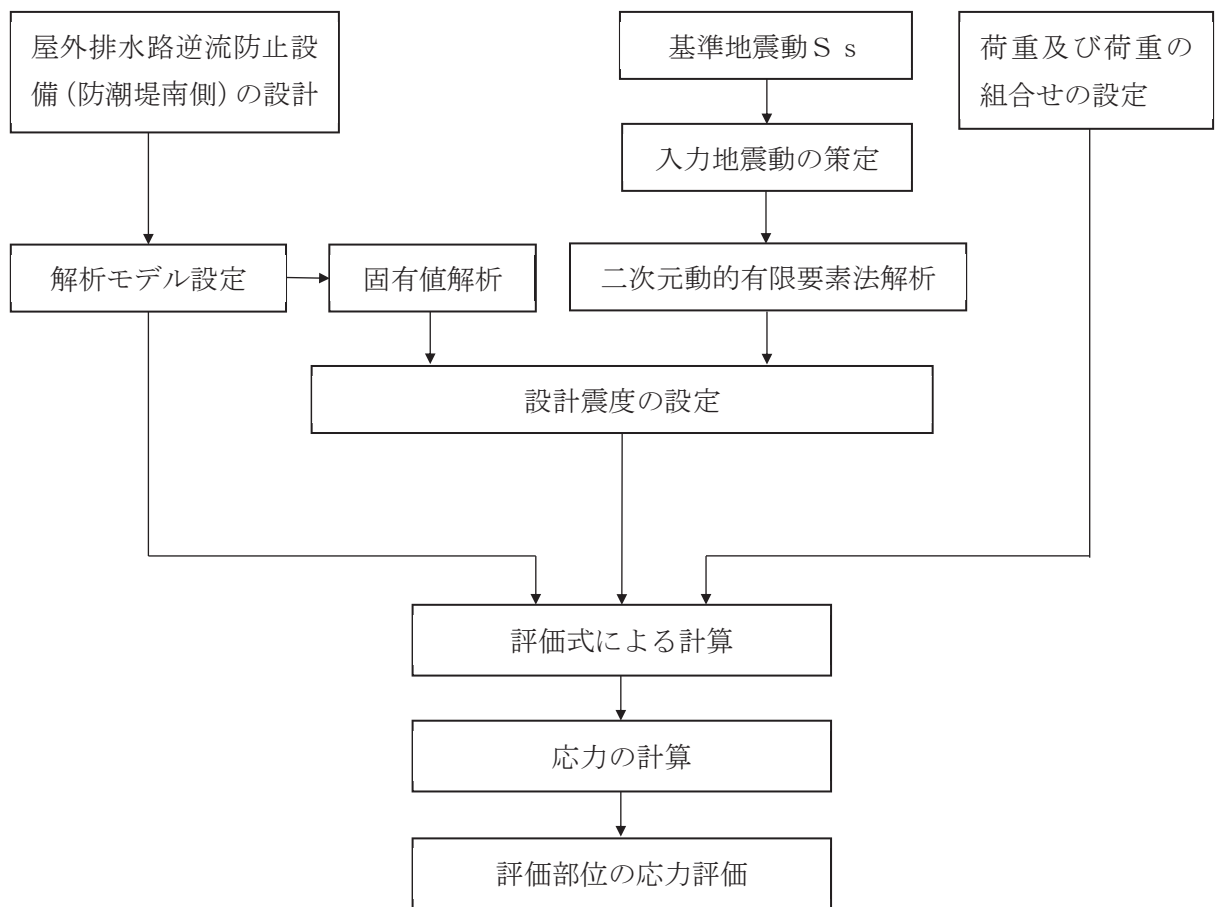


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	—
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) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		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み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		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)	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

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
L_4	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_4	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
Z_4	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_4	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_5	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_{h5}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm^2
A_{b6}	取付けボルトの断面積	mm^2
P_{w6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
P_{v6}	鉛直地震力	N
P_{h6}	水平地震力	N
P_7	戸当りへ作用する荷重	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	下部作用圧力	N/mm^2
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト及び戸当りを評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図3-1に示す。なお、アンカーボルトの評価は参考資料1に示す。

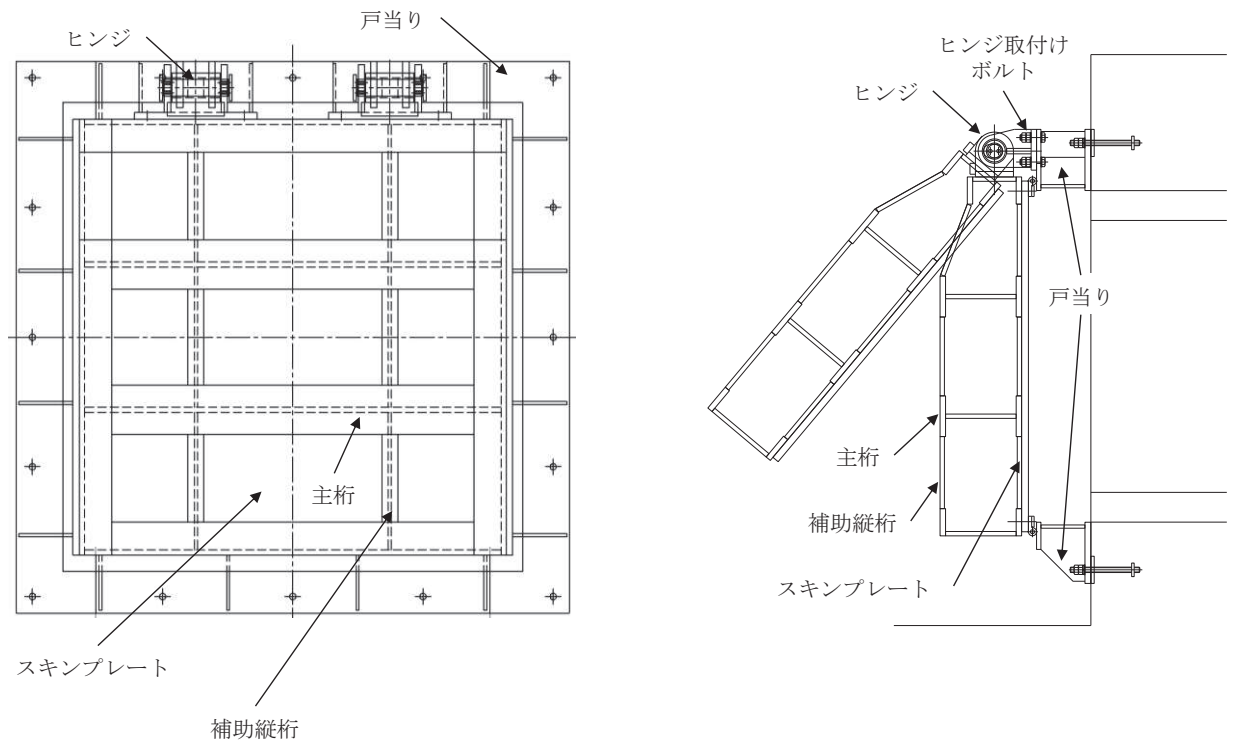


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	4.3883×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-2 荷重の組合せ

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	—	対象構造物に作用する機器・配管は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。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	動水圧は考慮しない。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151 *3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151 *3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144 *3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	
ヒンジ(吊りピン)	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—	
ヒンジ(プレート)	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—	
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—	

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	2560	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	4160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$

$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 8.8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 144.24 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉門時を想定し剛構造として考慮し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」の結果に基づき、表 5.4-1 に示すとおりとする。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の加速度応答抽出位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ(m)	地震による設計震度	
				水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	$S_s - F 3$ (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +8.38m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K_H	0.8
	$S_s - D 2$ (++)	解析ケース①		鉛直方向 K_V	0.5

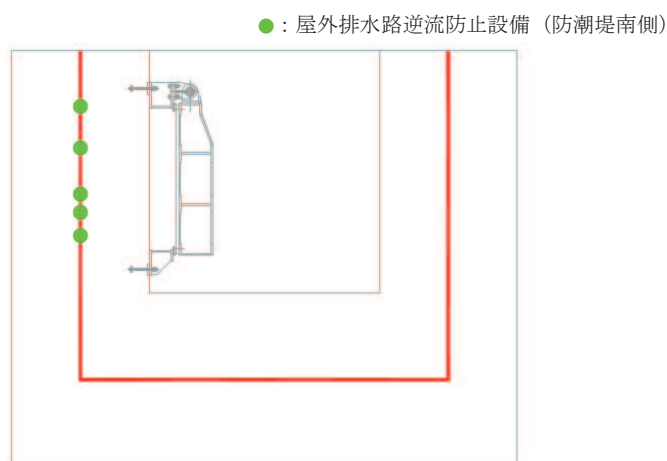


図 5.4-1 加速度抽出位置

なお、扉体及び固定部は横断方向（水平方向）及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合（開門時）を想定した設計用地震力を算定する。

扉体の開門時の固有周期 T は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図 5.4-2 に示す。

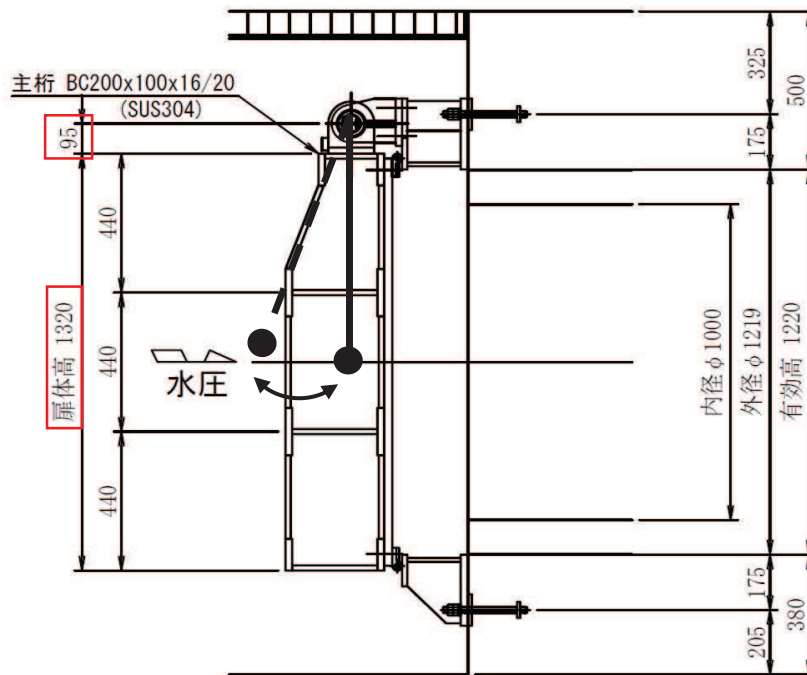


図5.4-2 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、L:振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

計算の結果、開門時の固有周期はT=1.743 s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。

設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

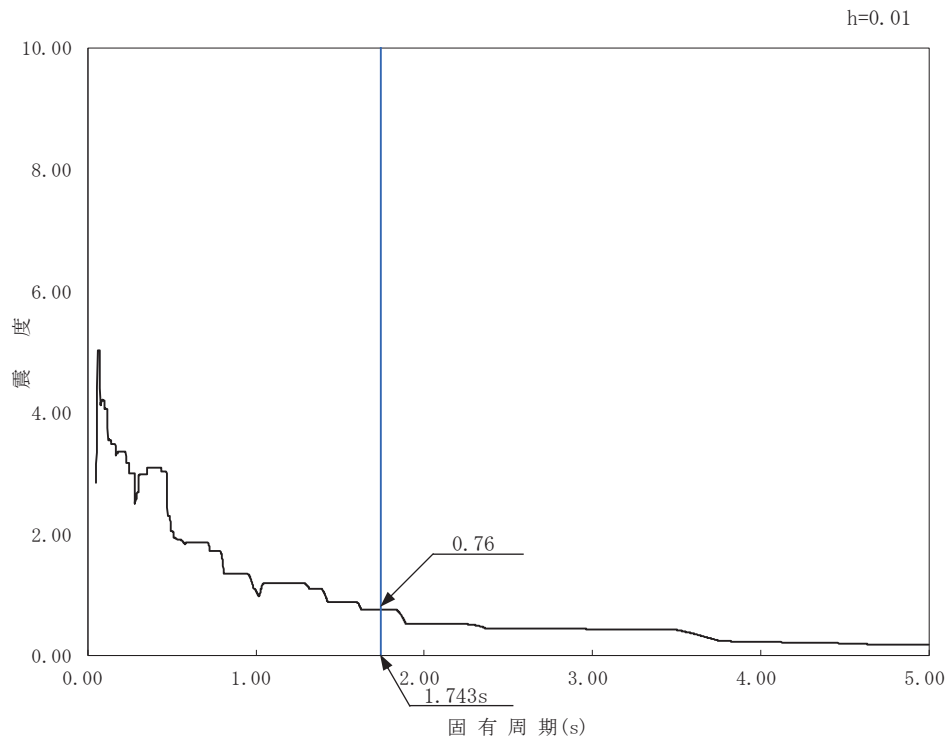


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

以上より，固有周期 1.743s における最大応答震度は 0.76 となり，開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力（水平方向）0.8 よりも小さいことを確認した。

よって，各応力計算においては，表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

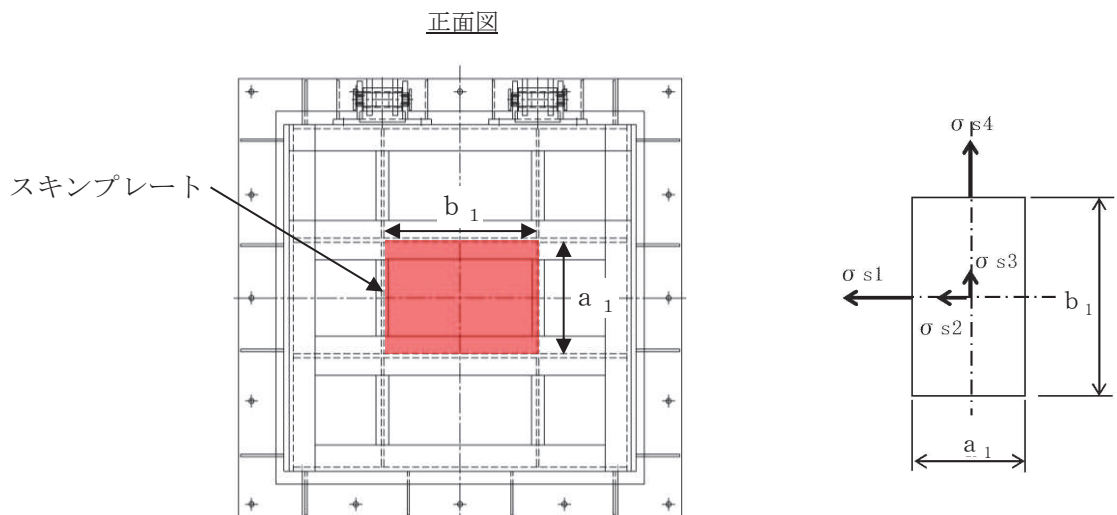
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは，「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

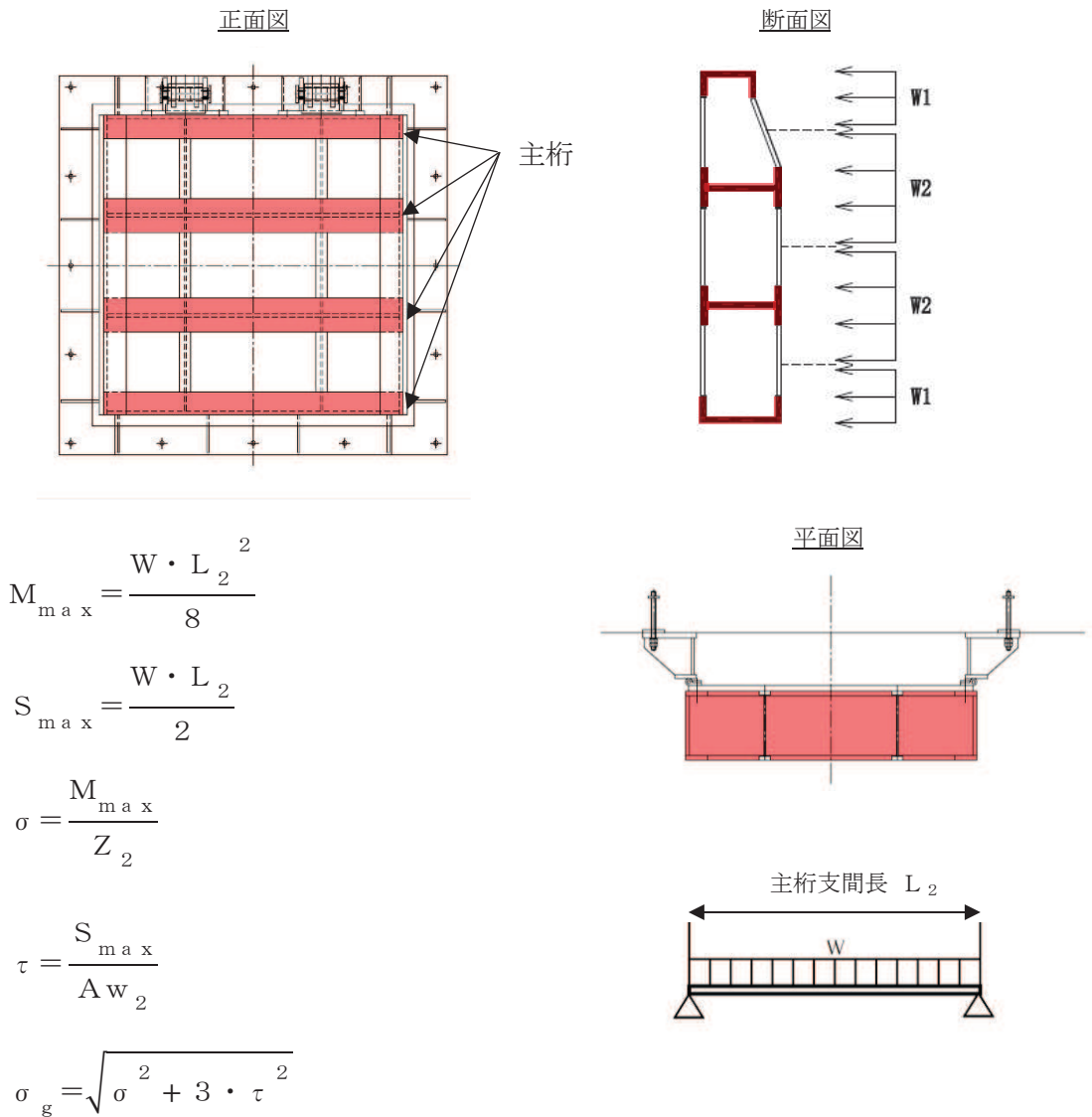
t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-2 に示す。



- | | | | |
|------------|-----------------------------------|------------|-------------------------------|
| W | : 各主桁に作用する荷重 (N/mm) | σ | : 曲げ応力度 (N/mm ²) |
| L_2 | : 主桁支間長 (mm) | τ | : せん断応力度 (N/mm ²) |
| Z_2 | : 各主桁の断面係数 (mm ³) | σ_g | : 合成応力度 (N/mm ²) |
| $A w_2$ | : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm ²) | | |
| M_{\max} | : 最大曲げモーメント (N・mm) | | |
| S_{\max} | : 最大せん断力 (N) | | |

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-3 及び図 5.5-4 に示す。

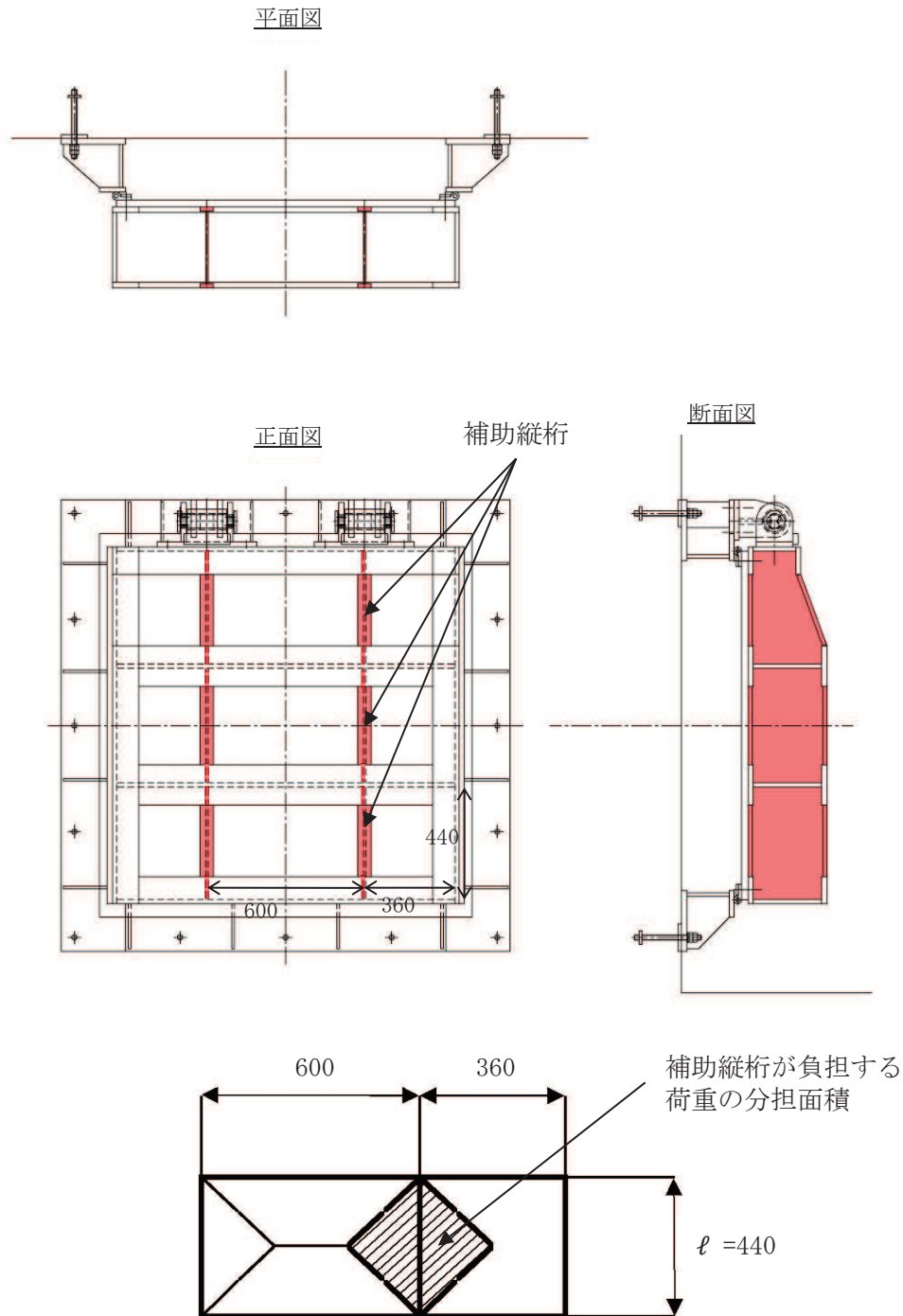


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

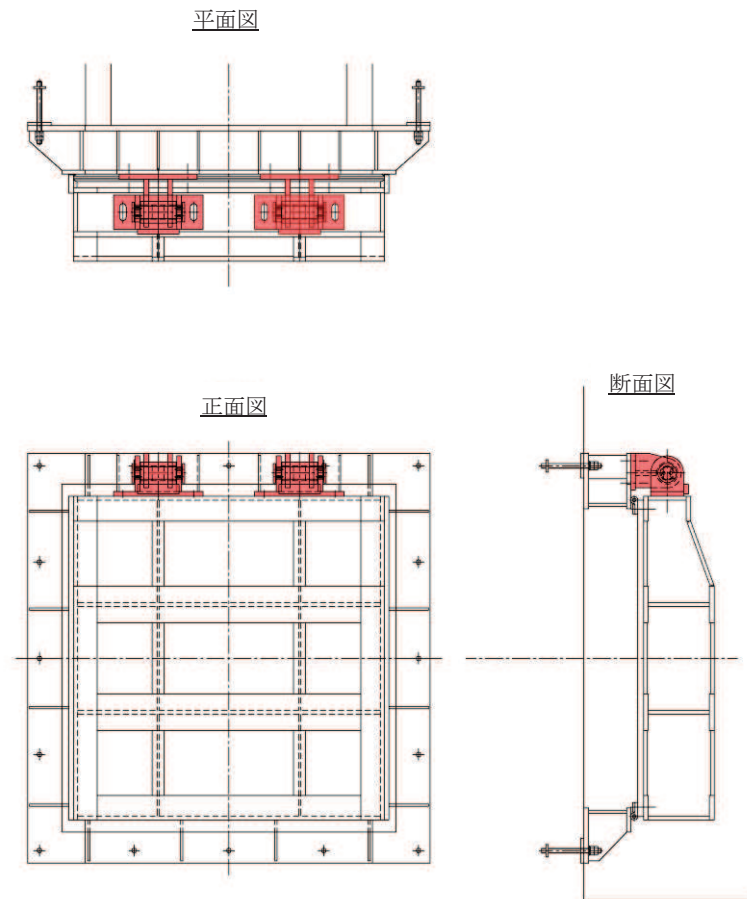
p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
 ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
 Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
 A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-4 補助縦桁の応力算定式

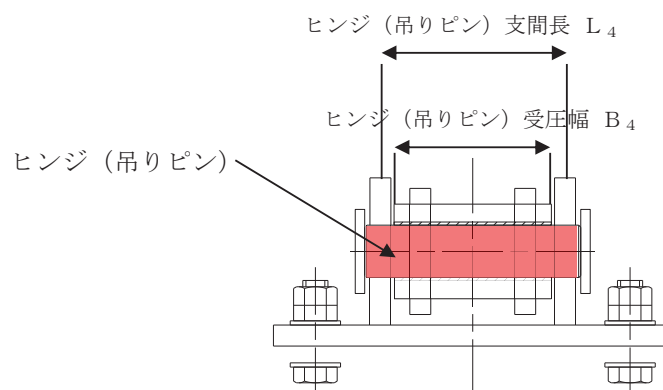
(4) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-5 及び図 5.5-6 に示す。



ヒンジ部構造図



ヒンジ(吊りピン)構造図

図 5.5-5 ヒンジ（吊りピン）の構造図

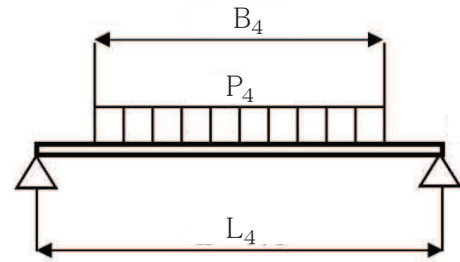
$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



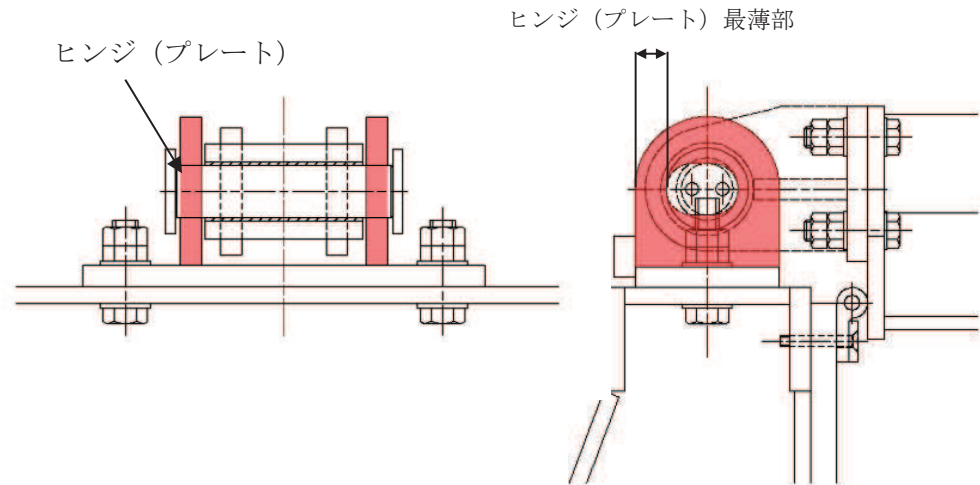
- L_4 : ヒンジ（吊りピン）支間長（mm）
- B_4 : ヒンジ（吊りピン）受圧幅（mm）
- P_4 : ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重（N）
- Z_4 : ヒンジ（吊りピン）の断面係数（ mm^3 ）
- A_4 : ヒンジ（吊りピン）の断面積（ mm^2 ）
- M_{\max} : 最大曲げモーメント（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）
- S_{\max} : 最大せん断力（N）
- σ : 曲げ応力度（ N/mm^2 ）
- τ : せん断応力度（ N/mm^2 ）
- σ_g : 合成応力度（ N/mm^2 ）

図 5.5-6 ヒンジ（吊りピン）のモデル図及び応力算定式

(5) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。



$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

P_5 : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_5$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

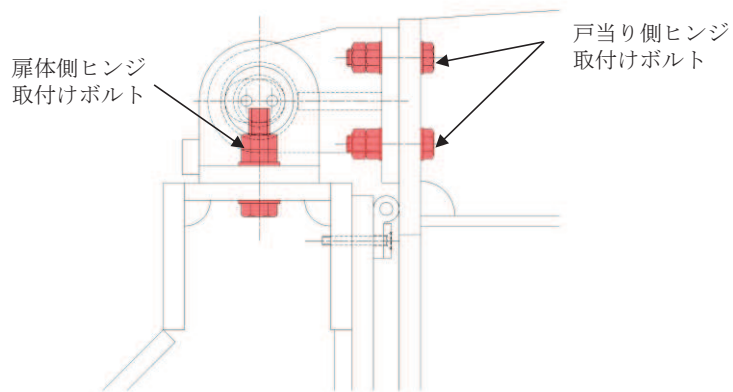
τ : せん断応力度 (N/mm^2)

図 5.5-7 ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.5-8に示す。

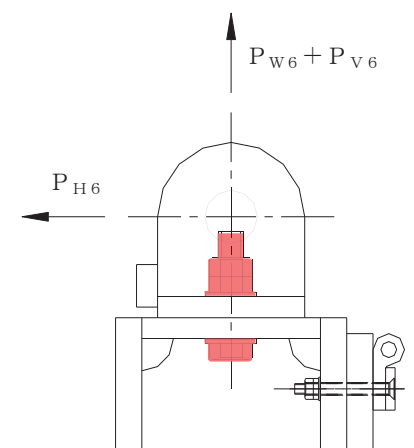
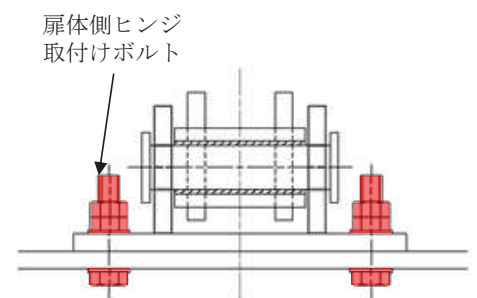


【扉側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

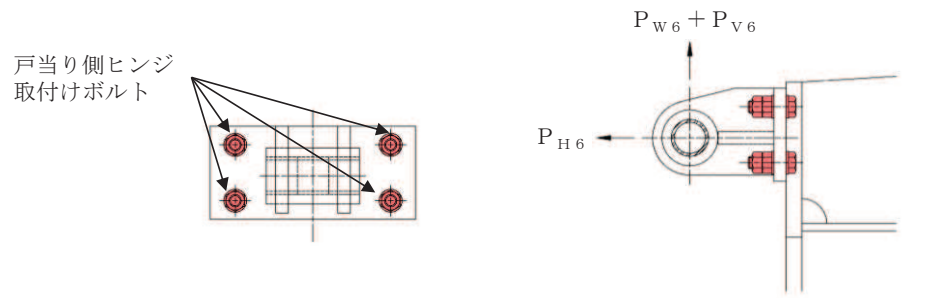
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- P_{V6} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H6} : 水平地震力 (N)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-8(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

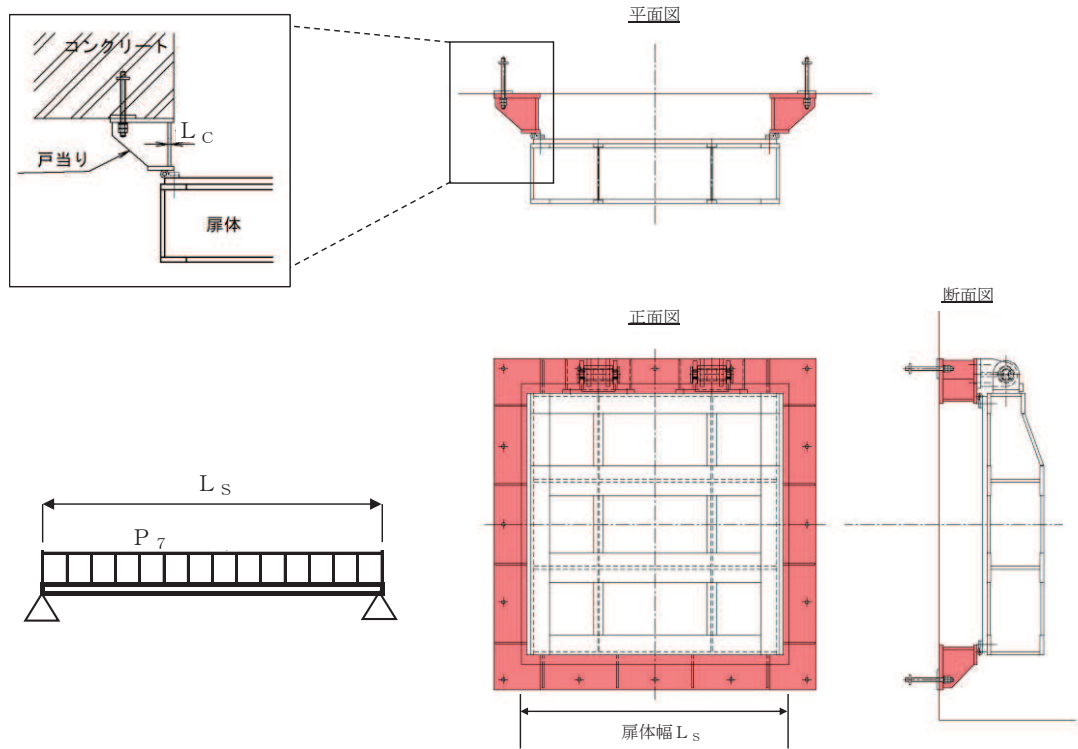
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-8(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(7) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

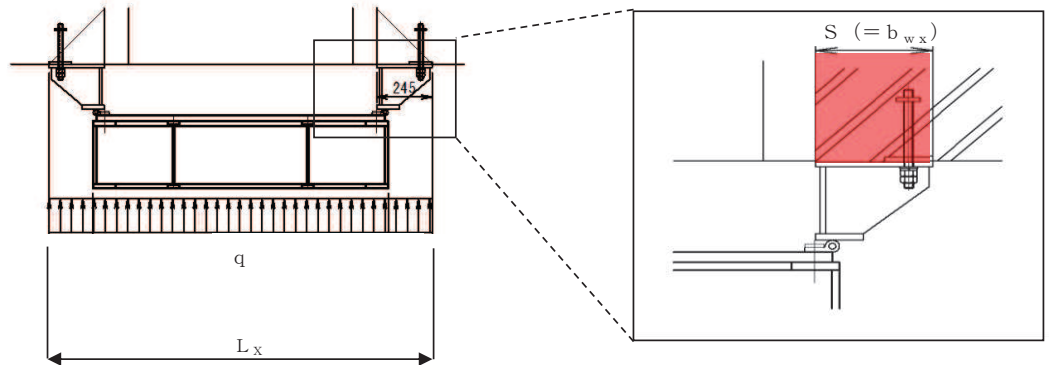
σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5.5-9 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-10 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

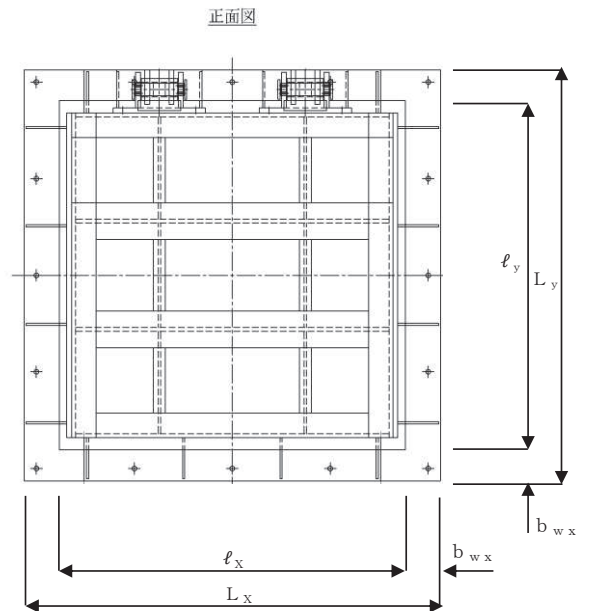


図 5.5-10 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	1.7424×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数 k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.006754
2~3桁	41.96	440	600	25	0.006754
3~4桁	41.96	440	600	25	0.006754

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 ⁵	2.56×10 ³
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 ⁵	4.16×10 ³
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 ⁵	4.16×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
0.006754	440	1.713276×10 ⁵	1.512×10 ³

ヒンジ（吊りピン）					ヒンジ（プレート）	
支間長 L ₄ (mm)	受圧幅 B ₄ (mm)	作用する荷重 P ₄ (N)	断面係数 Z ₄ (mm ³)	断面積 A ₄ (mm ²)	最薄部の断面積 A _{h5} (mm ²)	作用する荷重 P ₅ (N)
176	150	12503	1.2272×10 ⁴	1.963×10 ³	1200	12503

取付けボルトの 断面積 A _{b6} (mm ²)	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P _{w6} (N)	鉛直地震力 P _{v6} (N)	水平地震力 P _{H6} (N)
234.89880	7355.0	3677.5	5884.0

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する 水平地震力 P_7 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L_c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b_{wx} (mm)	支圧幅 b_{wy} (mm)
0.0101	1320	12	245	245	225

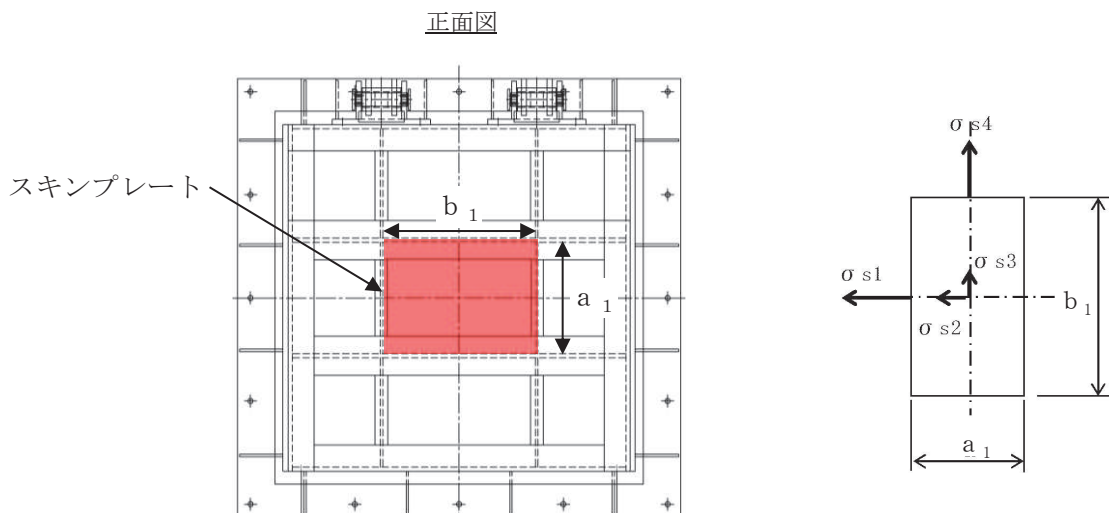
地震荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)	支圧板中心横幅 l_x (mm)	支圧板中心縦幅 l_y (mm)
0.0101	1710	1670	1465	1445

5.7 応力計算

5.7.1 スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として，板の自重による水平方向地震荷重を考慮し，以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times w \times A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレーートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P ₁	スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	0.8	—
w	扉体の自重	1.4709975×10 ⁴	N
A ₁	扉体面積	1.7424×10 ⁶	mm ²

よって、

$$P_1 = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレーートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレーートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P ₁	スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—	—
a ₁	スキンプレーートの短辺	—	mm
b ₁	スキンプレーートの長辺	—	mm
t ₁	スキンプレーートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺 a₁、長辺 b₁ 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレーートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1~2桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
2~3桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
3~4桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25

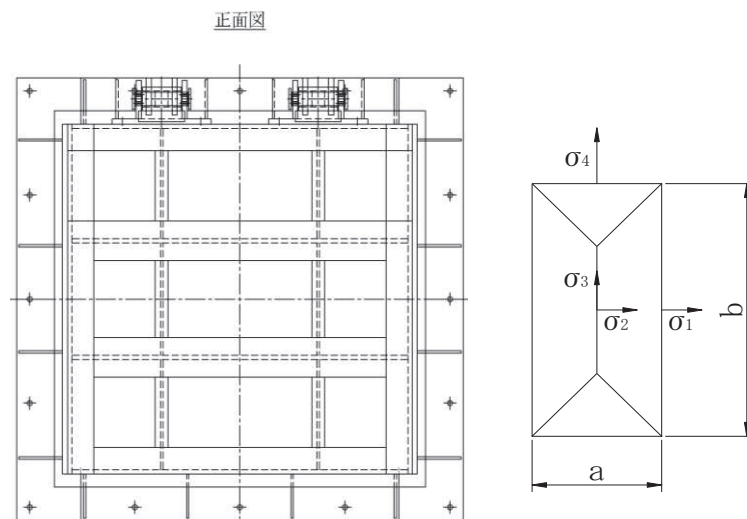


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

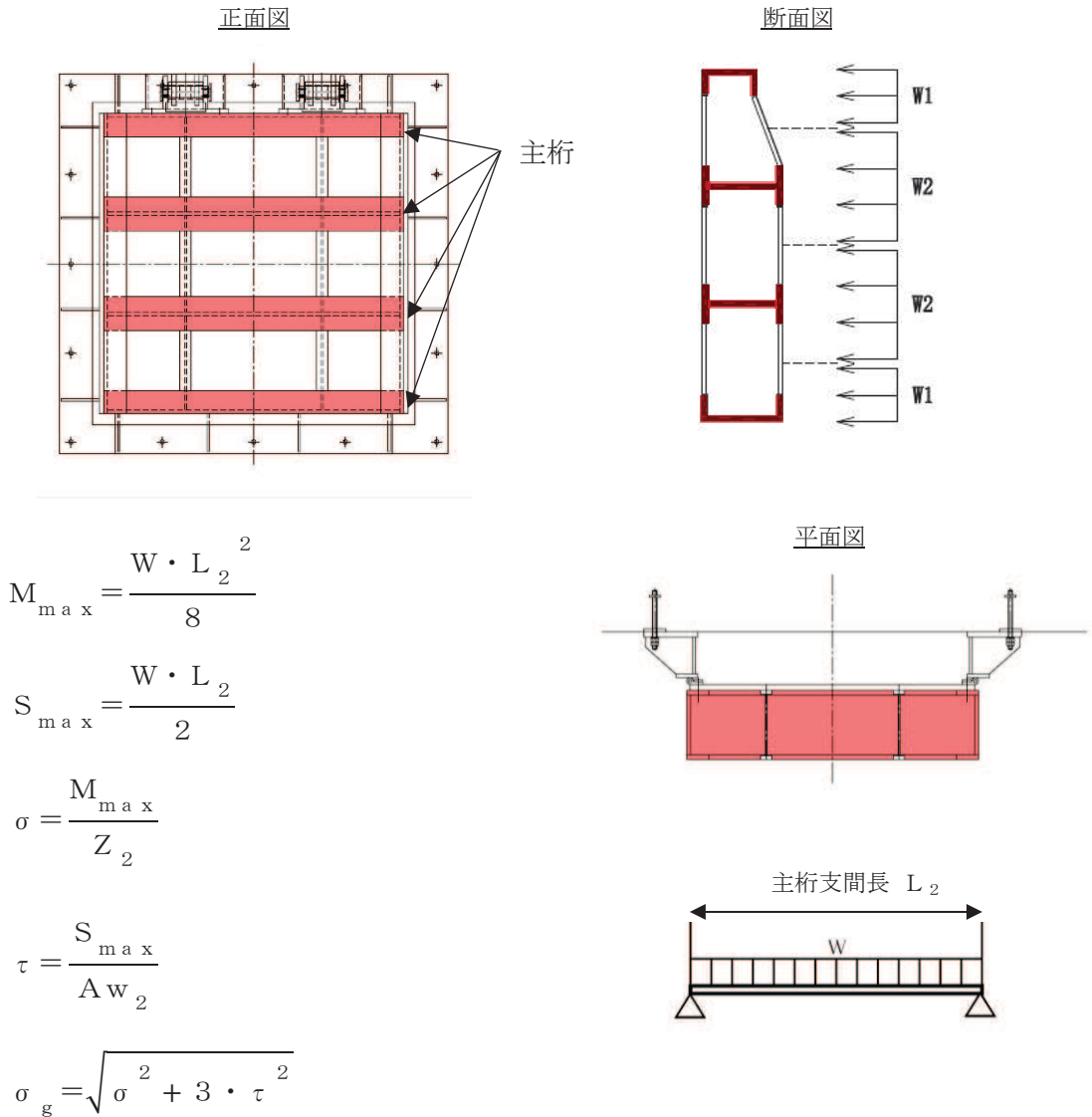
$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$$= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.006754 \div 25^2 = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

5.7.2 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)

L_2 : 主桁支間長 (mm)

Z_2 : 各主桁の断面係数 (mm³)

$A w_2$: 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N
P	主桁に作用する水平地震荷重	0.006754	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.006754 \times \frac{440}{2} = 1.4859 \text{N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.006754 \times \frac{440}{2} \times 2 = 2.9717 \text{N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
L_2	主桁支間長	1320	mm

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{1.4859 \times 1320^2}{8} = 323629.02 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{2.9717 \times 1320^2}{8} = 647236.26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{1.4859 \times 1320}{2} = 980.6940 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{2.9717 \times 1320}{2} = 1961.322 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり、主桁の断面係数を求める。図 5.7-4～図 5.7-6 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

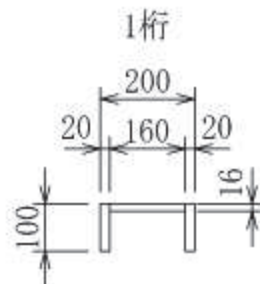


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位: mm)

扉体主桁（2，3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

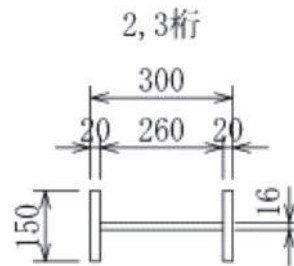


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

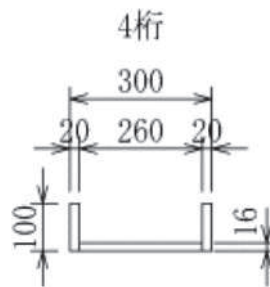


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A w_2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	323629.02	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	647236.26	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	323629.02	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	980.694	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	1961.322	N
	最大せん断力 (4 桁)	980.694	N
Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	3.799467×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10^5	mm ³
$A w_2$	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10^3	mm ²

以上により、

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 3.799467 \times 10^5 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 647236.26 \div 9.415644 \times 10^5 = 0.69 \text{ N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 6.797867 \times 10^5 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 980.694 \div 2.56 \times 10^3 = 0.39 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 1961.322 \div 4.16 \times 10^3 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

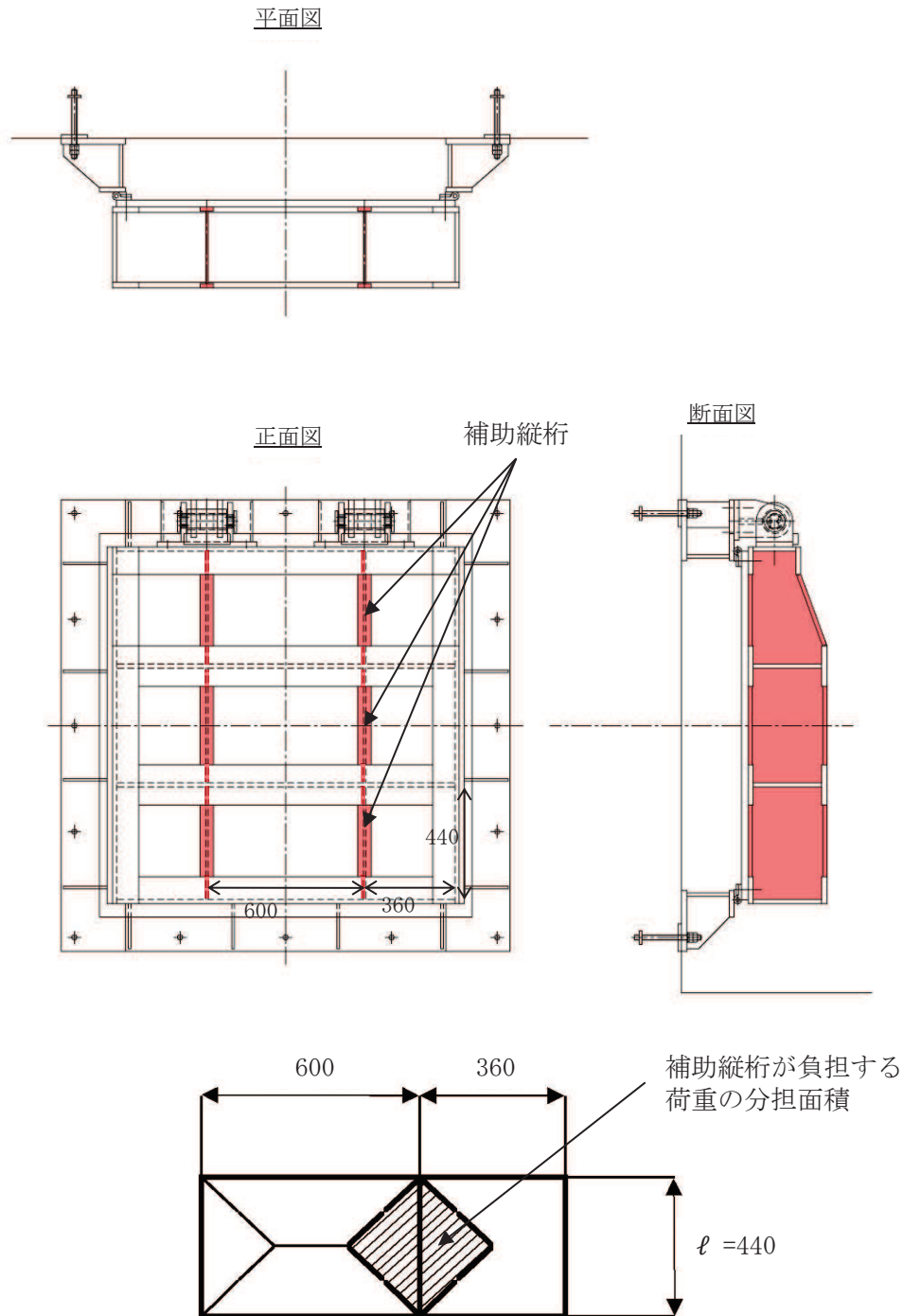
4桁

$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 980.694 \div 4.16 \times 10^3 = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

5.7.3 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
 ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
 Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
 A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-7 補助縦桁のモデル図及び応力算定式 (単位: mm)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$p = K_H \times w \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	0.8	—
w	扉体の自重	1.4709975×10^4	N
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

よって、

$$p = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^3}{12} = \frac{0.006754 \times 440^3}{12} = 4.80 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{4} = \frac{0.006754 \times 440^2}{4} = 3.27 \times 10^2 \text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

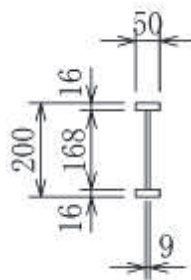


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位: mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_3}$$

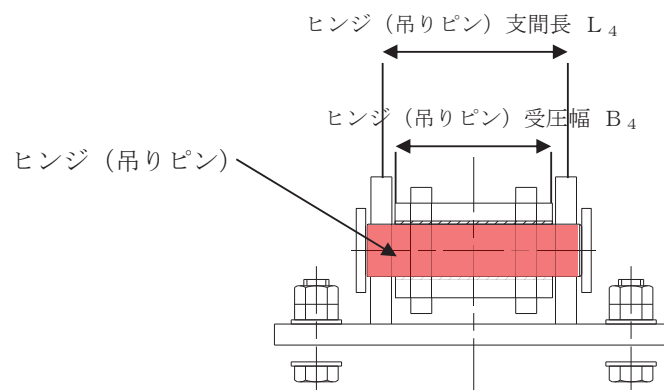
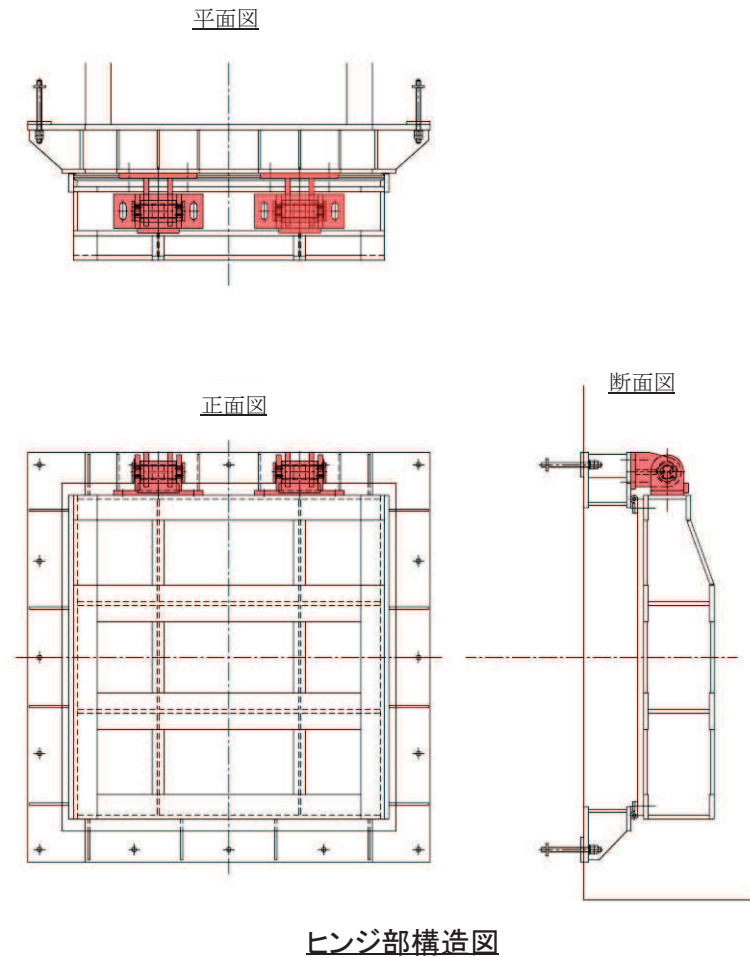
$$\sigma = \frac{4.80 \times 10^4}{1.713276 \times 10^5} = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{3.27 \times 10^2}{1.512 \times 10^3} = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

5.7.4 ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



ヒンジ(吊りピン)構造図

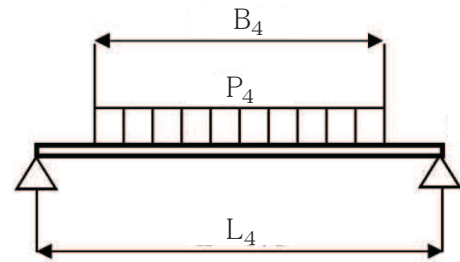
$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- L_4 : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)
- B_4 : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)
- P_4 : ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重 (N)
- Z_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 (mm^3)
- A_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面積 (mm^2)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)
- τ : せん断応力度 (N/mm^2)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm^2)

図 5.7-9 ヒンジ (吊りピン) のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 ヒンジ（吊りピン）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
P_1	自重荷重	7354.9875	N
P_2	鉛直荷重	3677.4938	N
P_3	水平荷重	5883.99	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_4}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 ヒンジ（吊りピン）の曲げモーメントの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N/mm
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
L_4	ヒンジピン支間長	176	mm
B_4	ヒンジピン受圧幅	150	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{12503 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 315700.75 \text{ N/mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{12503}{2} = 6251.5\text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

ヒンジピン断面性能

使用部材 φ50 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{mm}^3$$

総断面積

$$A_4 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^3 \text{mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	315700.75	N・mm
S_{max}	最大せん断力	6251.5	N
Z_2	断面係数	1.2272×10^4	mm ³
A_{w2}	断面積	1.963×10^3	mm ²

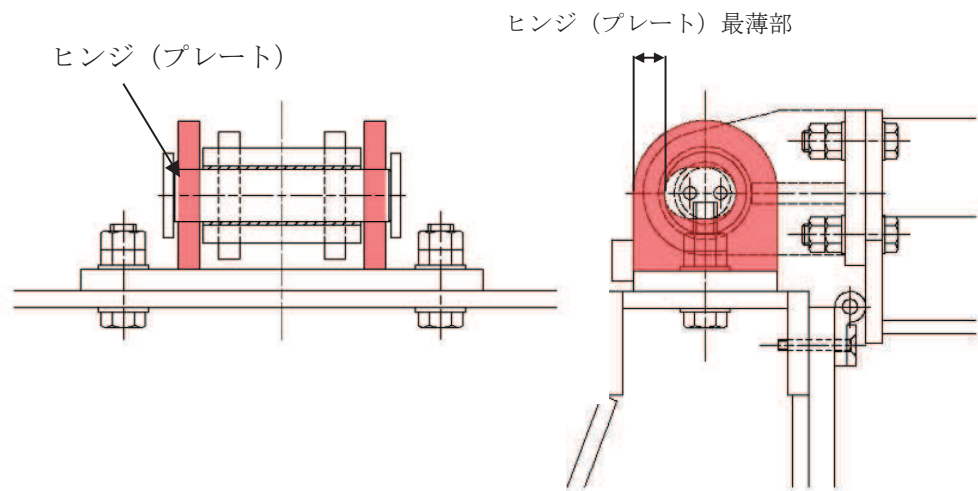
$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{315700.8}{1.2272 \times 10^4} = 25.73 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4} = \frac{4}{3} \times \frac{6251.5}{1.963 \times 10^3} = 4.25 \text{N/mm}^2$$

5.7.5 ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（プレート）の構造図及び応力算定式を図 5.7-10 に示す。



$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

P_5 : ヒンジ（プレート）に作用する荷重 (N)

$A h_5$: ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積 (mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-10 ヒンジ（プレート）の構造図及び応力算定式

(1) 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_5 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P ₅	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
P ₁	自重荷重	7354.9875	N
P ₂	鉛直荷重	3677.4938	N
P ₃	水平荷重	5883.99	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K _H	水平震度	0.8	—
K _V	鉛直震度	0.5	—
K _p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

(2) ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積

$$A h_5 : 1200\text{mm}^2 = \text{PL20} \times 30\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

(3) 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

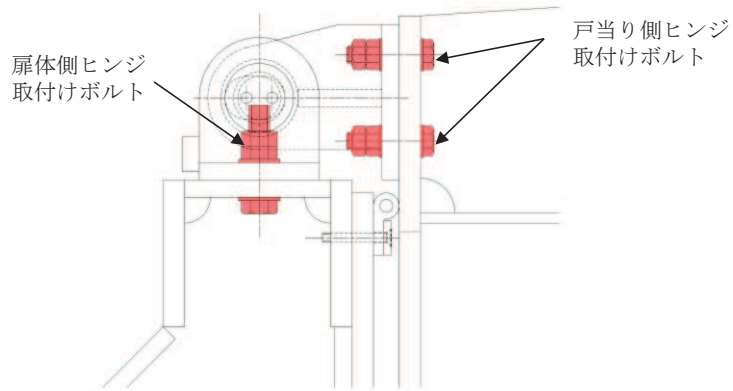
記号	定義	数値	単位
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P ₅	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
A h ₅	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1200	mm ²

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5} = \frac{12503}{1200.0} = 10.42 \text{ N/mm}^2$$

5.7.6 ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



【扉体側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

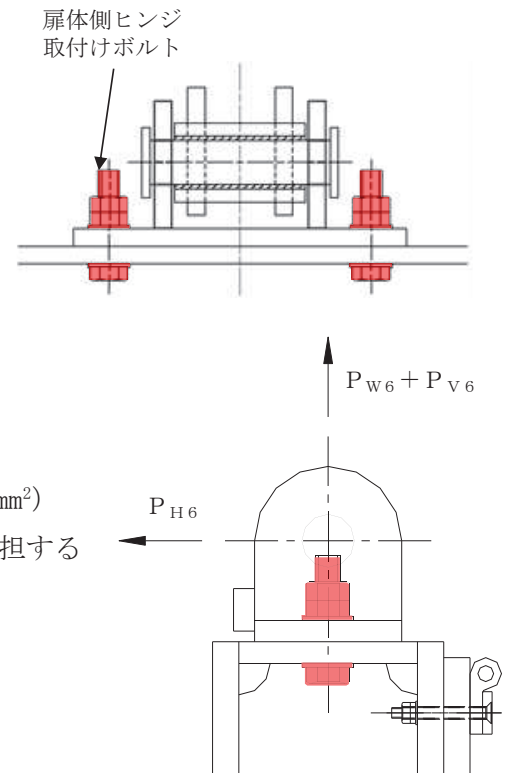


図 5.7-11(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(1) 発生荷重（扉体側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
P_{V6}	鉛直荷重	—	N
P_{H6}	水平荷重	—	N
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

(2) 取付ボルトの断面積（扉体側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

(3) 発生応力（扉体側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	3677.5	N
P_{H6}	本震水平荷重	5884.0	N
A_{b6}	取付ボルトの断面積	234.89880	mm ²

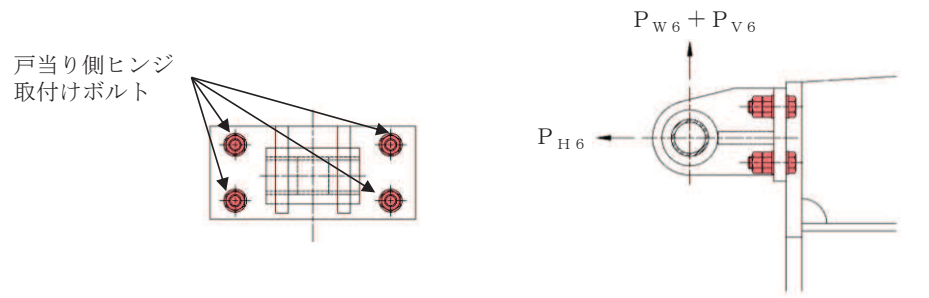
引張応力度

$$\sigma = \frac{7355 + 3677.5}{234.89880 \times 2} = 23.49 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{5883.99}{234.89880 \times 2} = 12.53 \text{N/mm}^2$$

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-11(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(4) 発生荷重 (戸当り側)

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	—	N
P_{H6}	本震水平荷重	—	N
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
K_H	本震水平震度	0.8	—
K_V	本震鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

(5) 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

$$A b_6 = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

(6) 発生応力（戸当り側）

引張応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	3677.5	N
P_{H6}	本震水平荷重	5884.0	N
A_{b6}	取付ボルトの断面積	234.89880	mm ²

引張応力度

$$\sigma = \frac{5884.0}{234.89880 \times 4} = 6.27 \text{N/mm}^2$$

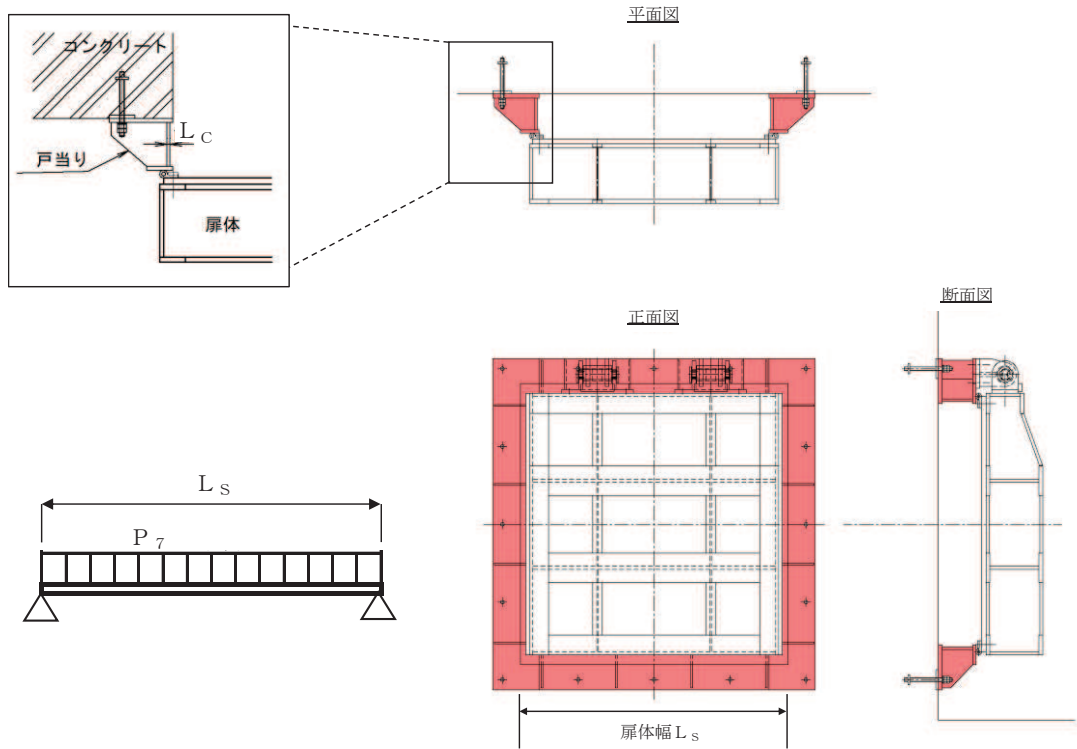
せん断応力度

$$\tau = \frac{7355+3677.5}{234.89880 \times 4} = 11.75 \text{N/mm}^2$$

5.7.7 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5.7-12 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

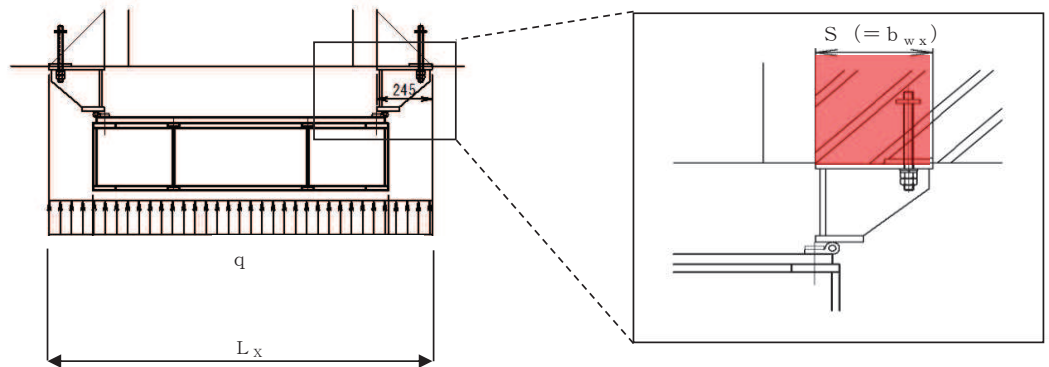
記号	定義	数値	単位
σ	支圧応力度	—	N/mm ²
P_7	戸当りへ作用する荷重	0.0101	N/mm ²
L_s	扉体幅	1320	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.0101 \times 1320}{2 \times 12} = 0.56 \text{N/mm}^2$$

5.7.8 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

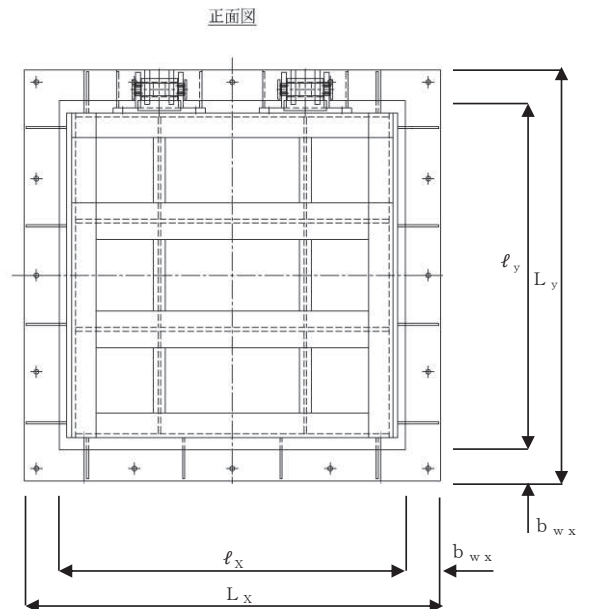


図 5.7-13 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	地震荷重	0.0101	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	1710	mm
L_y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	1445	mm
b_{wx}	支圧横幅	245	mm
b_{wy}	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.010131 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.03 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.03 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.02 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
扉体	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.88	154	0.01	
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.86	151	0.01
		2,3桁		0.69	154	0.01
		4桁		0.48	151	0.01
		1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	0.39	88	0.01
		2,3桁		0.48	88	0.01
		4桁		0.24	88	0.01
		1桁	合成応力度 (N/mm ²) *	1.10	154	0.01
		2,3桁		1.09	154	0.01
		4桁		0.64	154	0.01
	補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm ²)		0.29	144	0.01
		せん断応力度 (N/mm ²)		0.22	88	0.01
		合成応力度 (N/mm ²) *		0.48	154	0.01
	ヒンジ (プレート)		せん断応力度 (N/mm ²)	10.42	88	0.12
	ヒンジ (ピン)	曲げ応力度 (N/mm ²)		25.73	154	0.17
		せん断応力度 (N/mm ²)		4.25	88	0.05
		合成応力度 (N/mm ²) *		26.77	154	0.18
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)		23.49	154	0.16
		せん断応力度 (N/mm ²)		12.53	88	0.15
		合成応力度 (N/mm ²) *		31.99	154	0.21
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)	6.27	154	0.05	
		せん断応力度 (N/mm ²)	11.75	88	0.14	
		合成応力度 (N/mm ²) *	21.30	154	0.14	
	戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.56	231	0.01	
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	13.5	0.01	
せん断応力度 (N/mm ²)		0.02	1.5	0.02		

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度 (又は引張応力度) 及びせん断応力度から算出する。

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

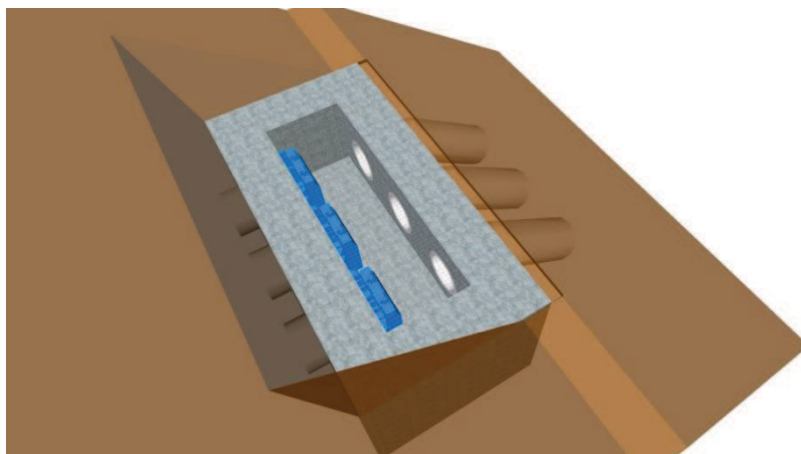
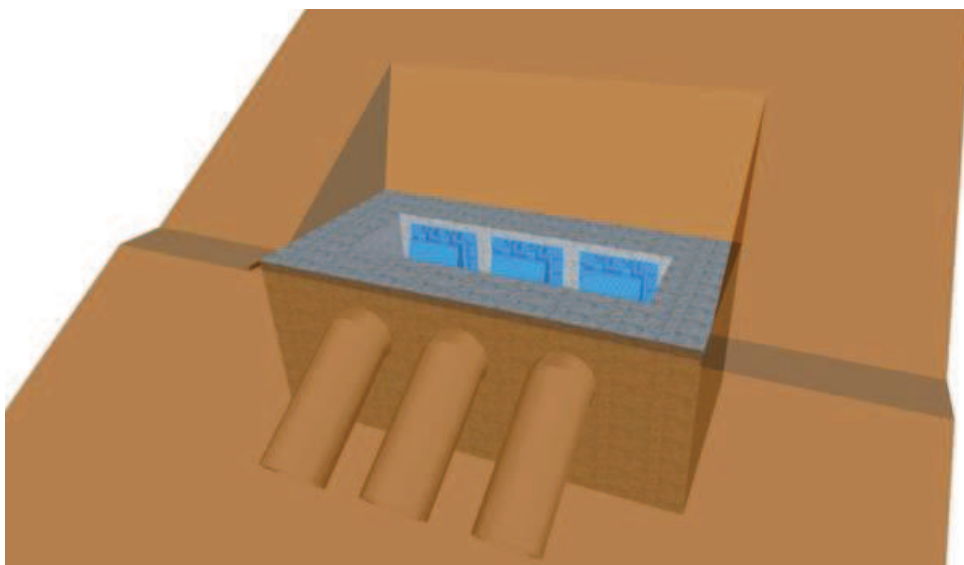
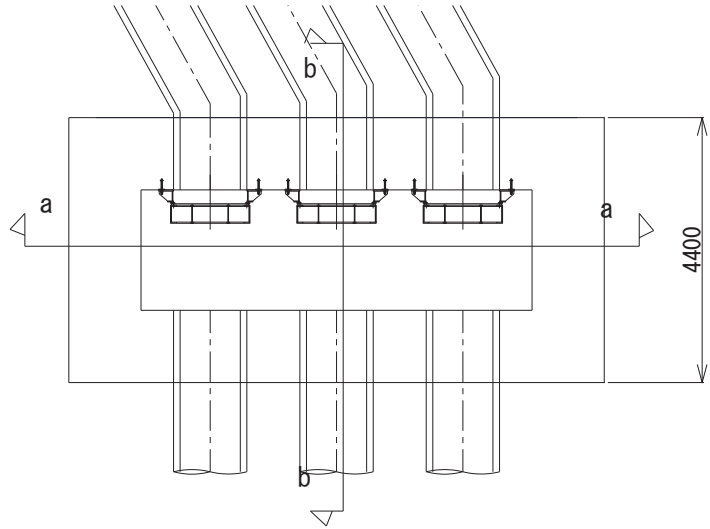
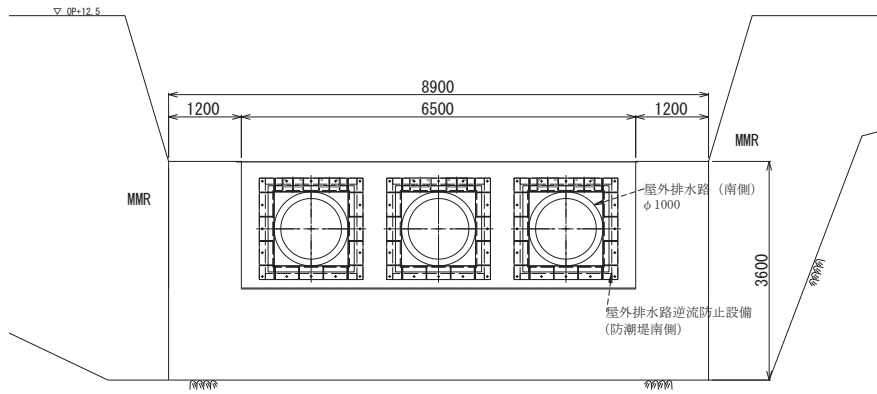


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図



a-a 正面図



b-b 断面図

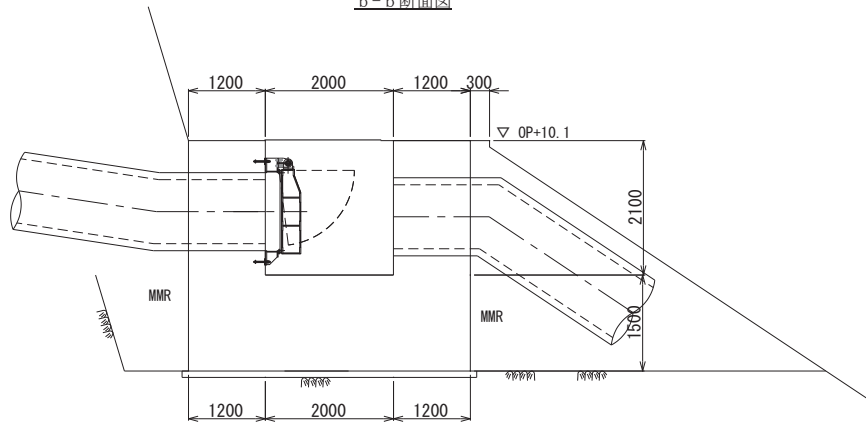
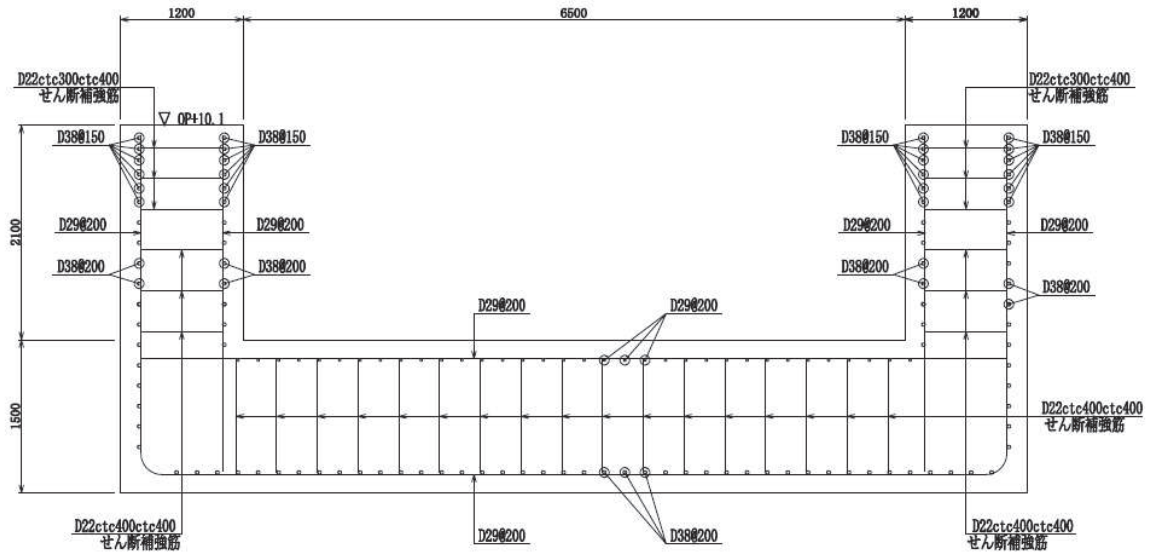


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

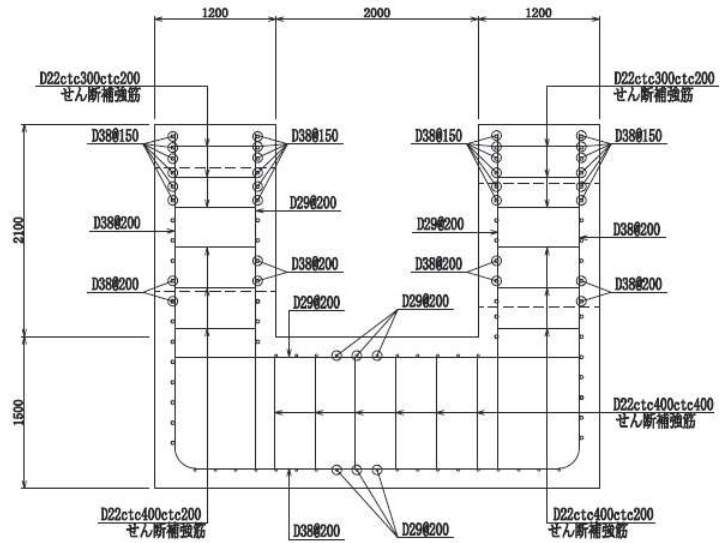


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して実施する地震応答解析の結果を用いて、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

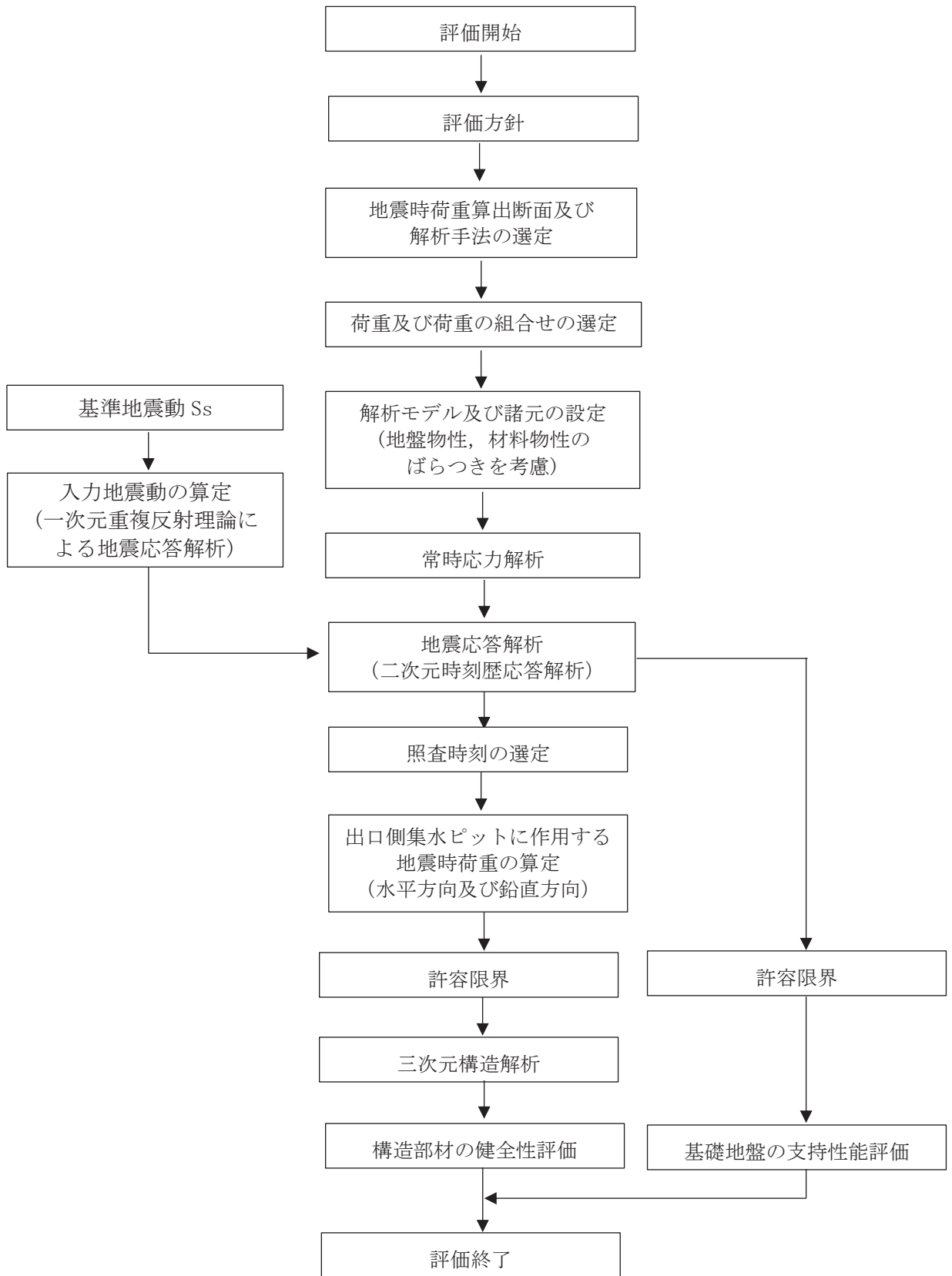


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

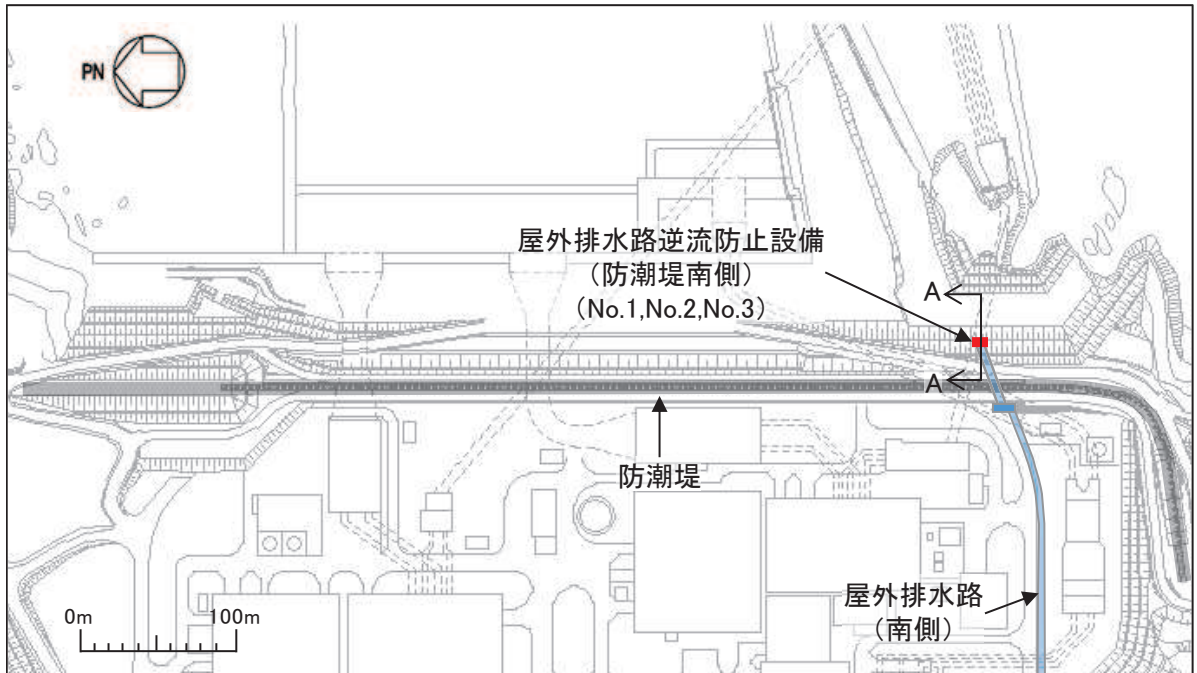


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

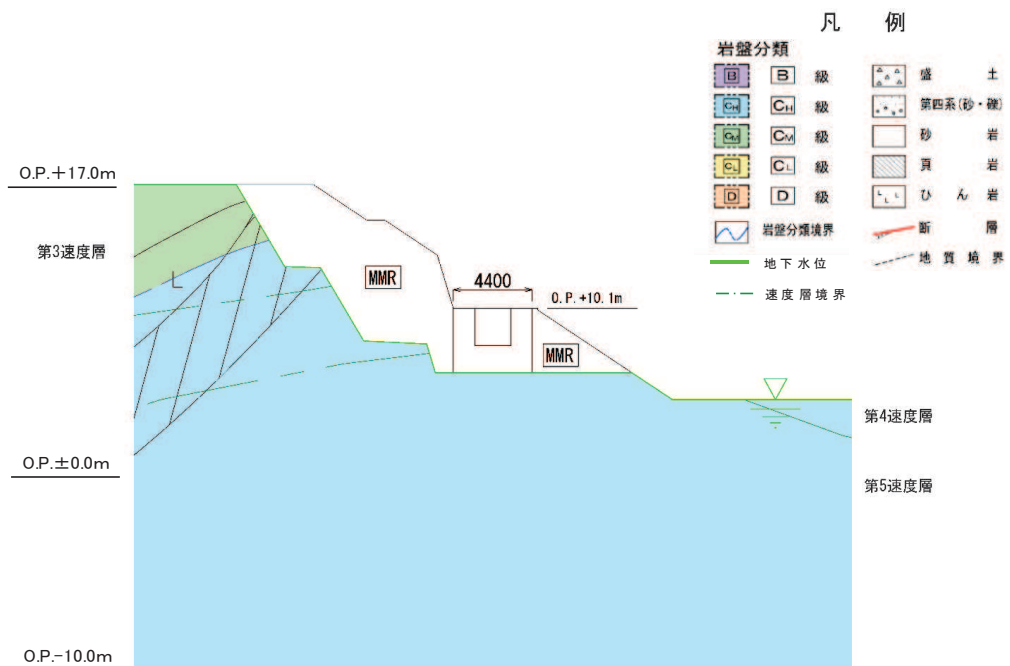


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面)

8.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す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二次元動的有限要素法により、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を行うこととし、出口側集水ピットが岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析手法を用いる。

全応力解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

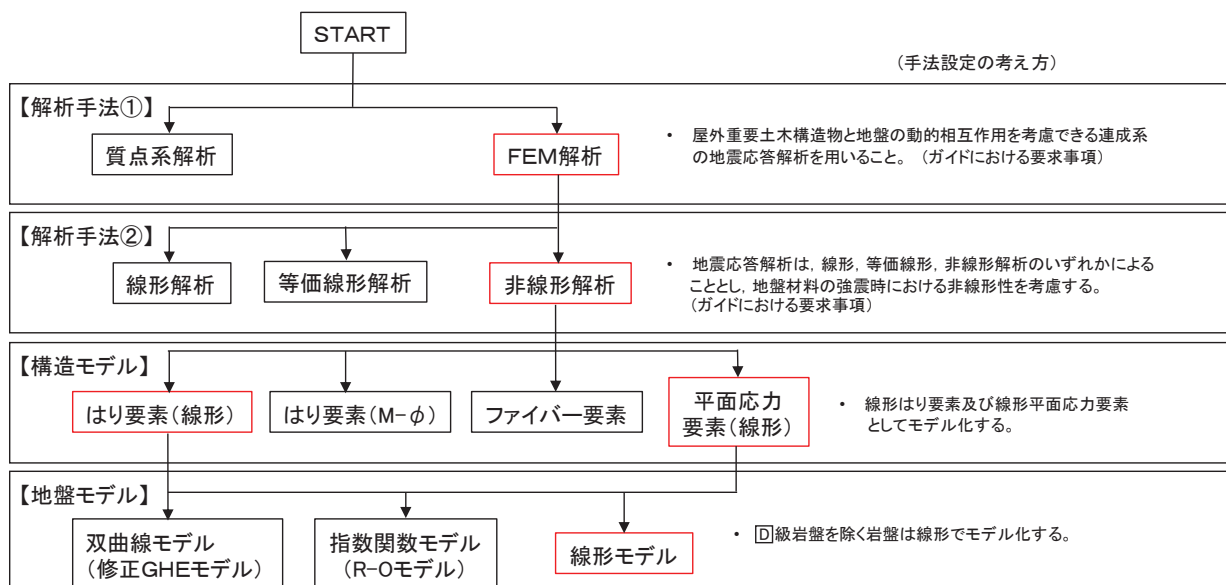


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁及び底版を線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与

えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.2.4 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

出口側集水ピットでは質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。

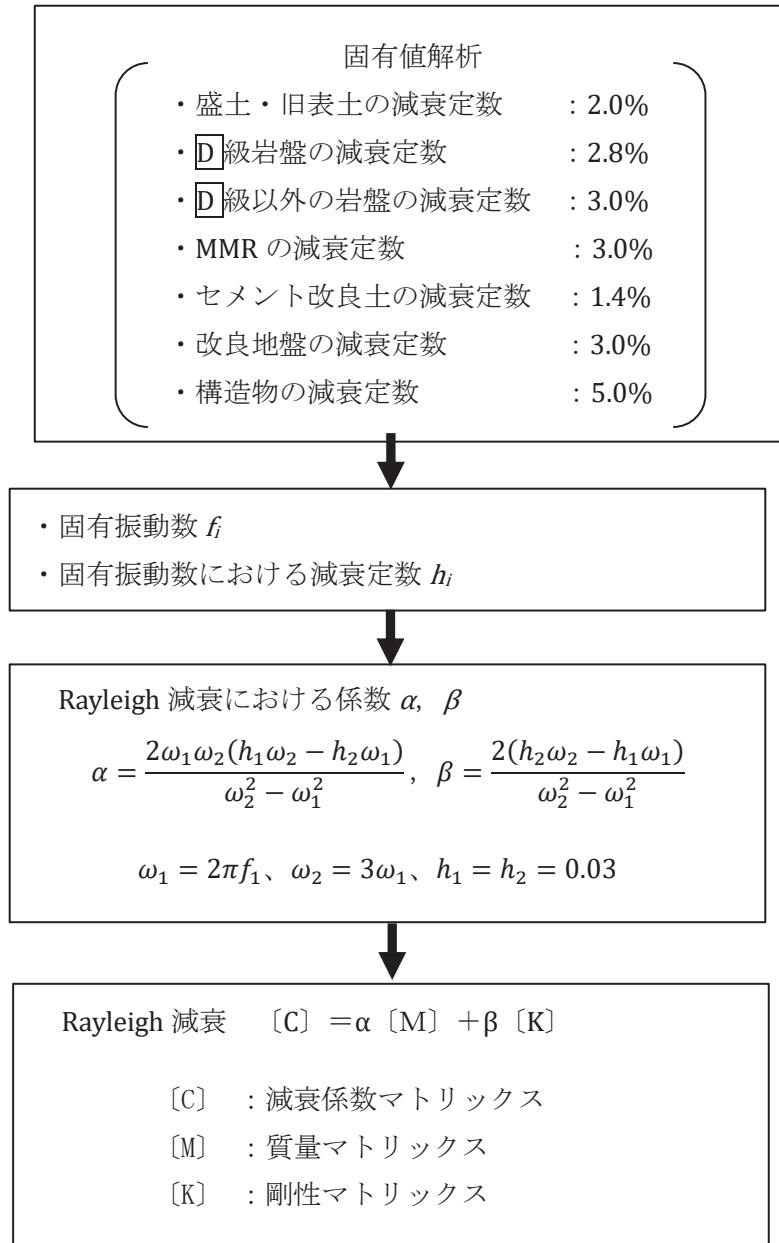


図 8.2-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2 次モードの固有円振動数 (ω_2) は、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、1 次モードの固有円振動数 (ω_1) の 3 倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.2-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.2-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.2-4 に係数 α , β を表 8.2-3 に示す。

表 8.2-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1 次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

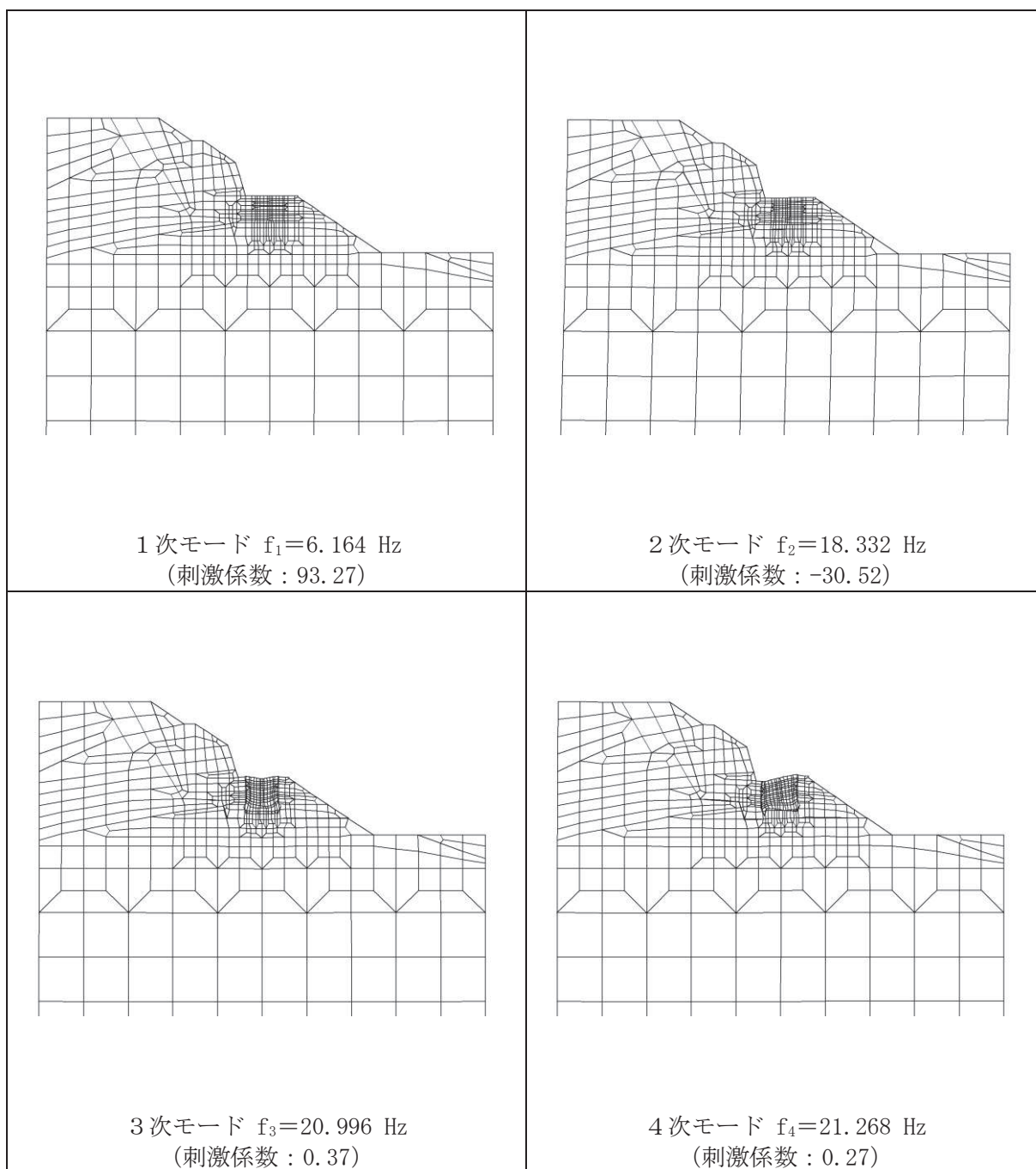


図 8.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

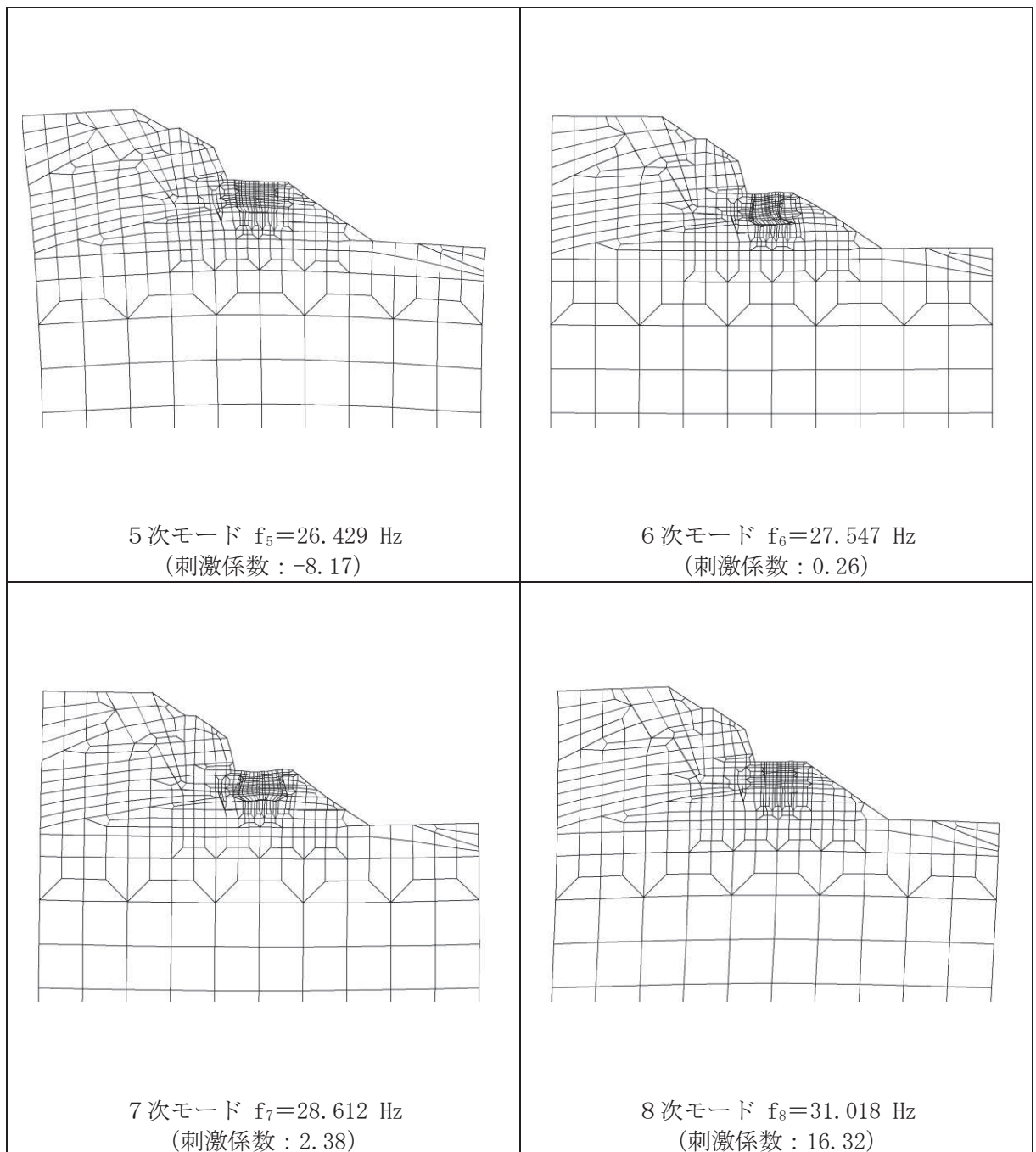


図 8.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

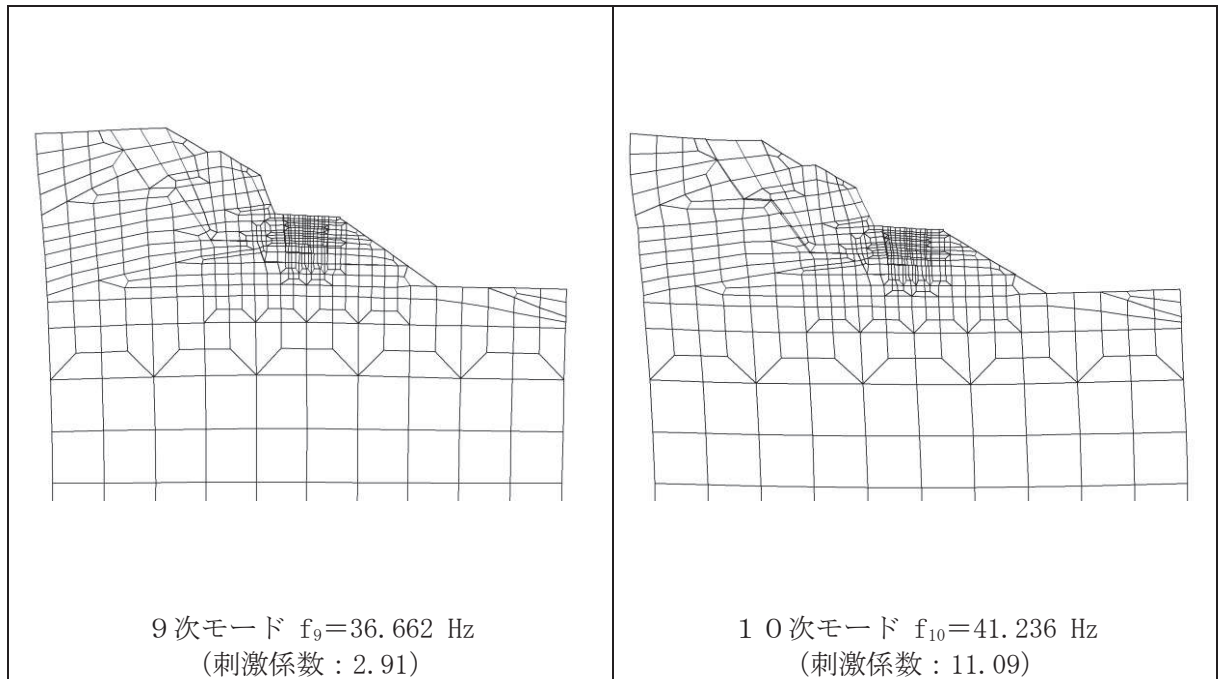


図 8.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.2-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

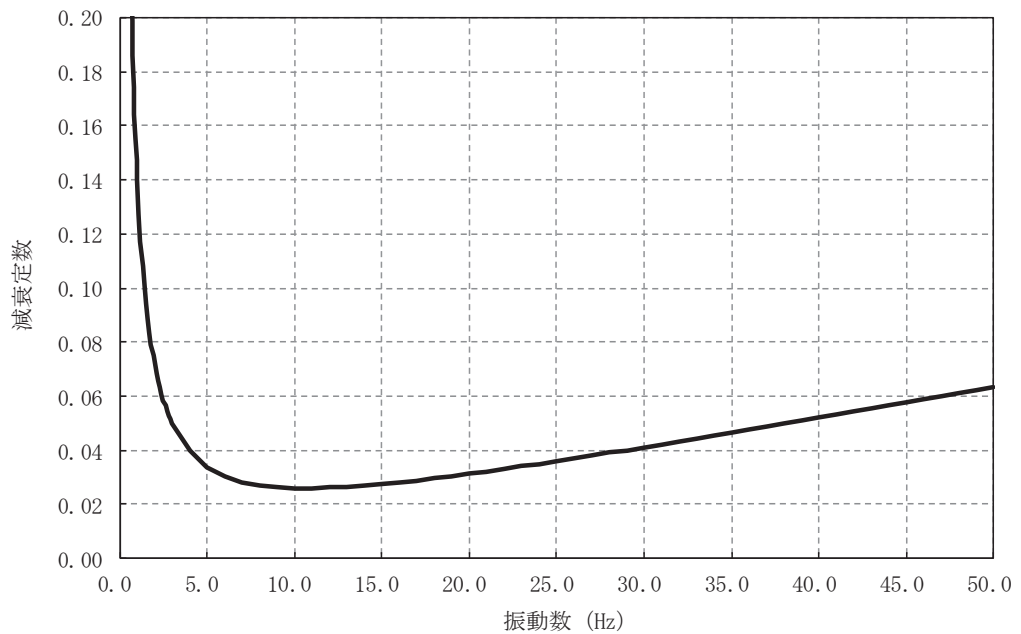


図 8.2-4 設定した Rayleigh 減衰

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.2-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-4 に示す。

表 8.2-4 耐震評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		ケース④	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース		材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度		設計基準強度		設計基準強度		実強度に基づく圧縮強度*2	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 σ		平均値 - 1 σ		平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。					
		-+*1	○						
	$S_s - D 2$	++*1	○						
		-+*1	○						
	$S_s - D 3$	++*1	○						
		-+*1	○						
	$S_s - F 1$	++*1	○						
		-+*1	○						
	$S_s - F 2$	++*1	○						
		-+*1	○						
	$S_s - F 3$	++*1	○						
		-+*1	○						
	$S_s - N 1$	++*1	○						
		-+*1	○						

注記 *1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○	○

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.3 荷重及び荷重の組合せ

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

8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

8.3.2 荷重

出口側集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、戸当りについては、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

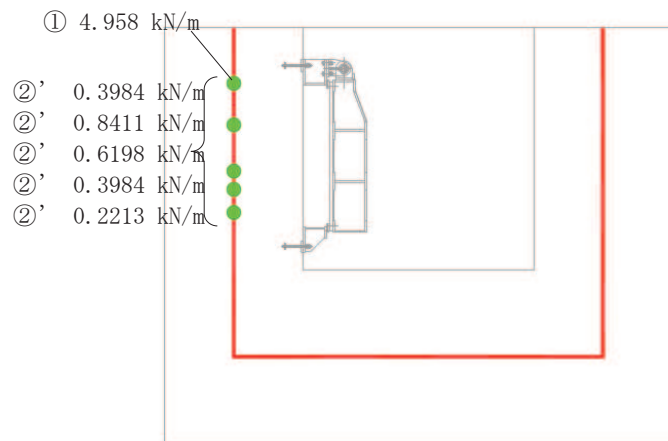


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）

考慮する荷重	重量 (kN/m)
①扉体（3基あたり，単位奥行きあたり）	4.958
②戸当り（3基あたり，単位奥行きあたり）	2.479

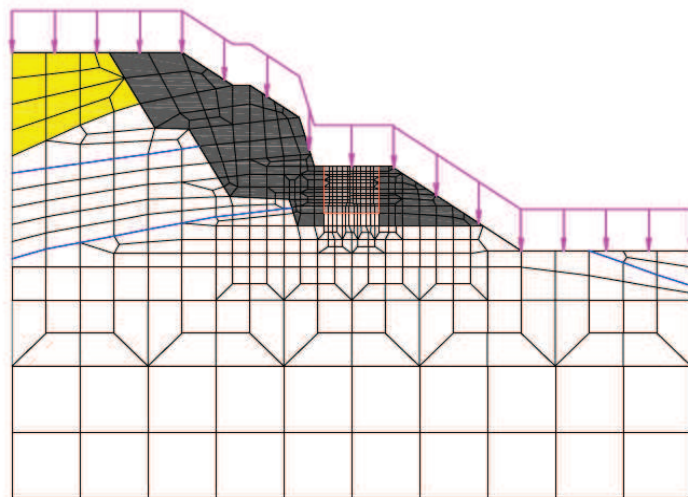


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ

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	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

8.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver.2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

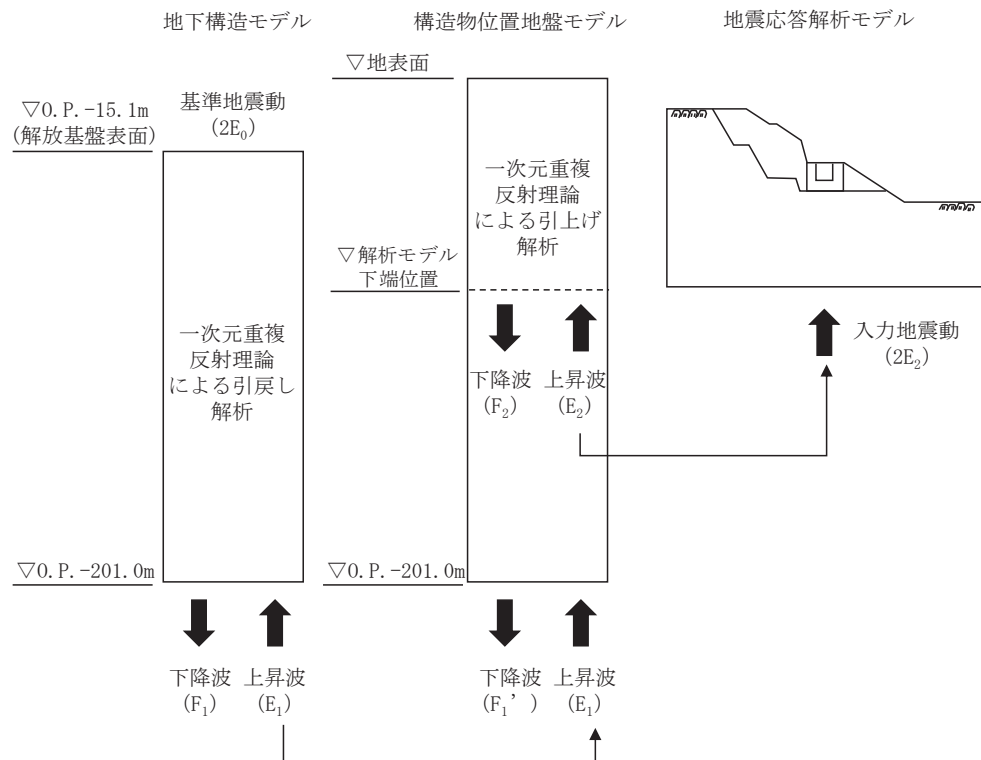


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

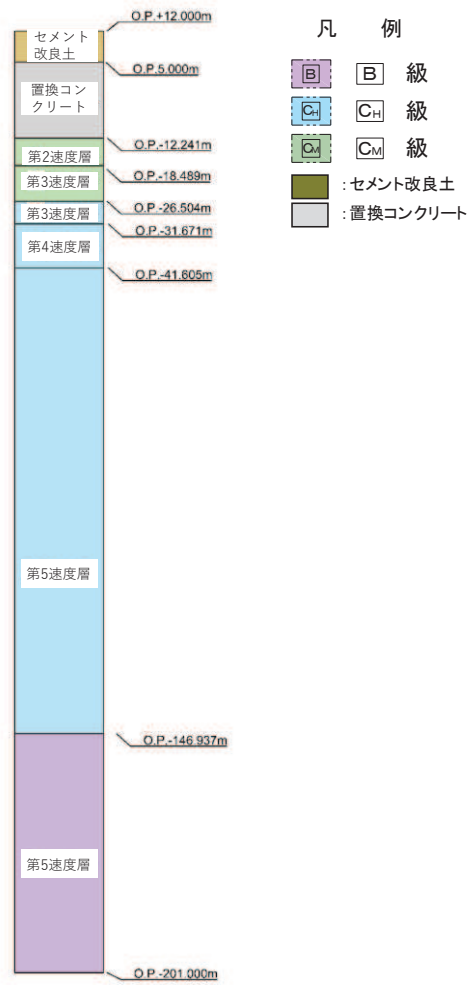
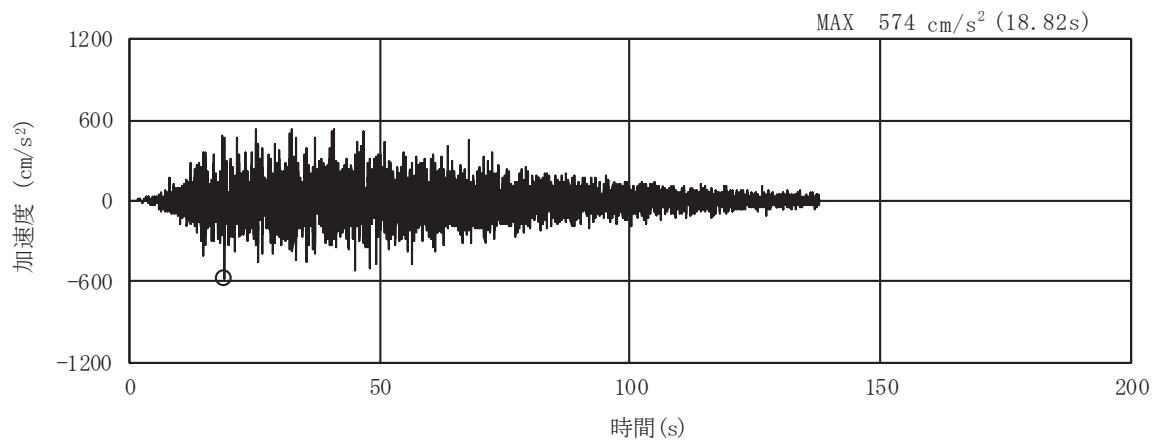
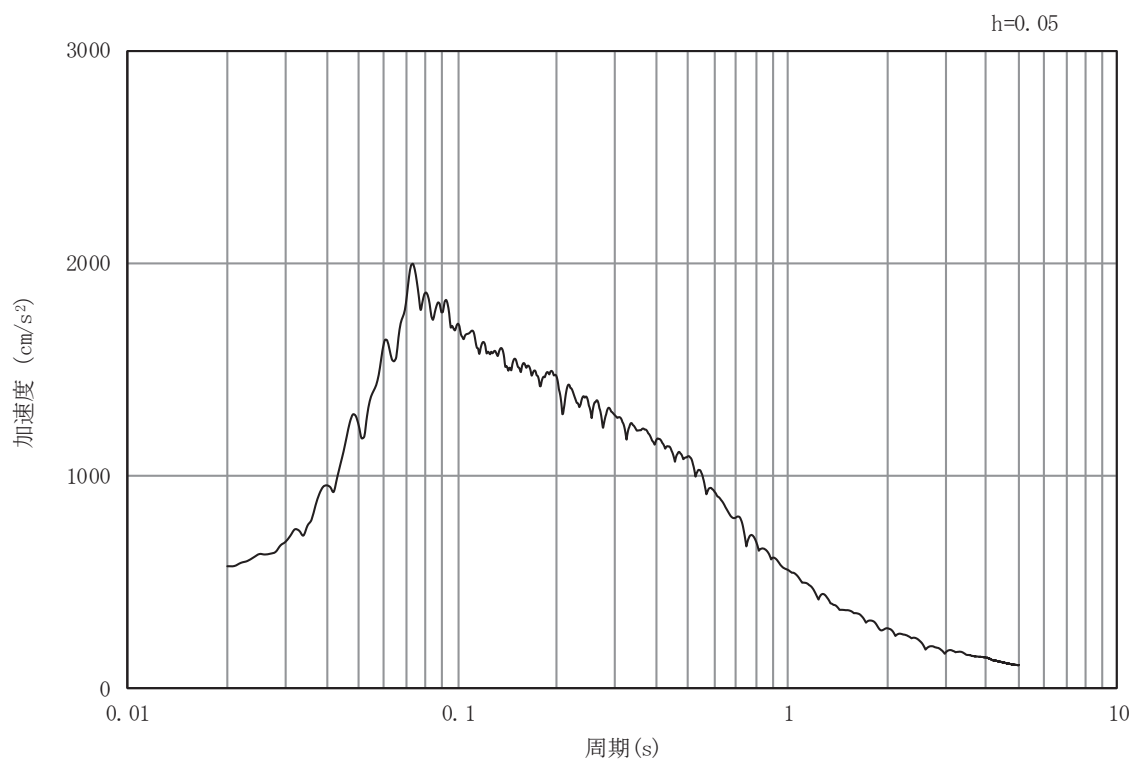


図 8.4-2 一次元解析モデル図

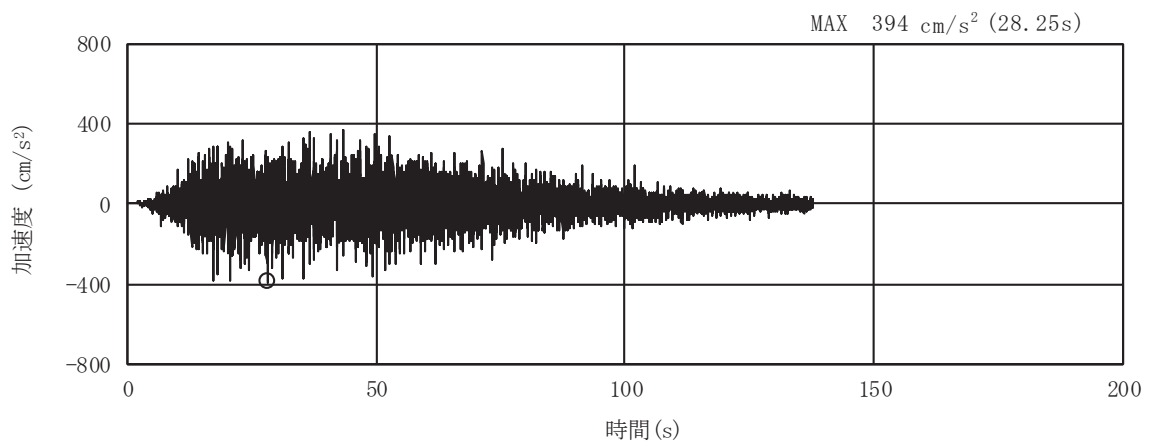


(a) 加速度時刻歴波形

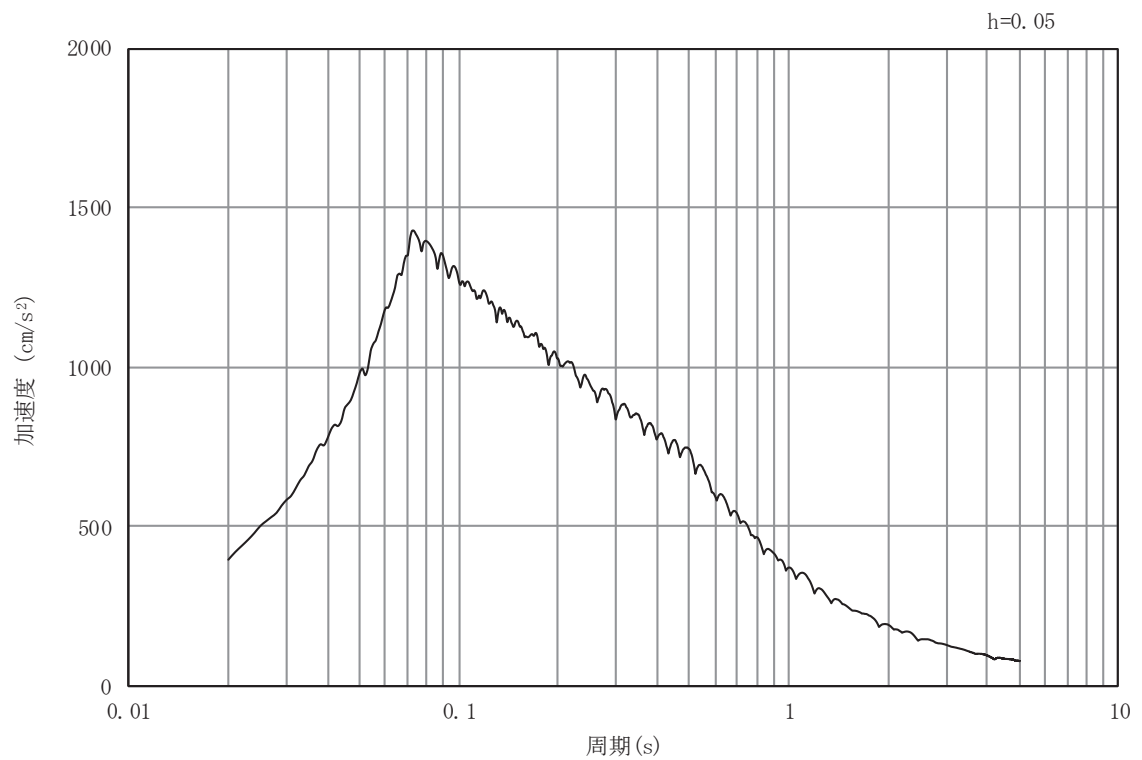


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 1)

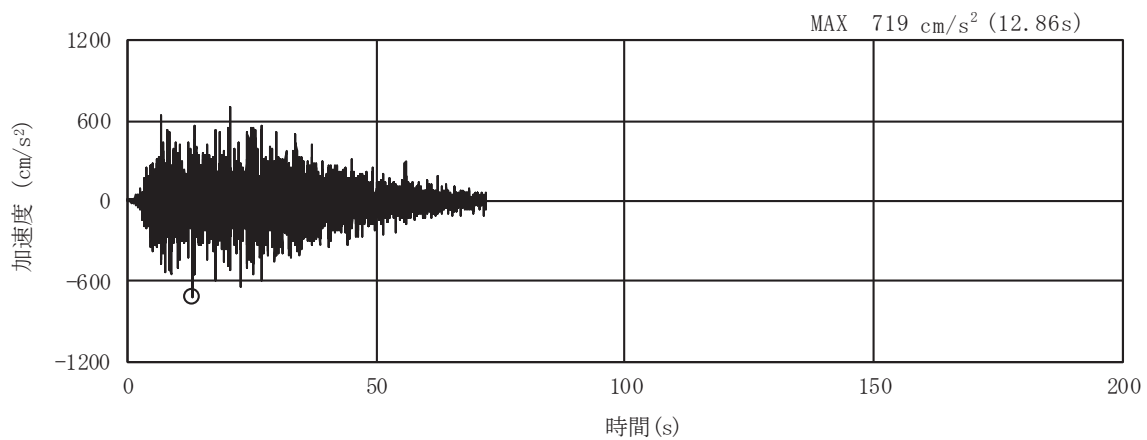


(a) 加速度時刻歴波形

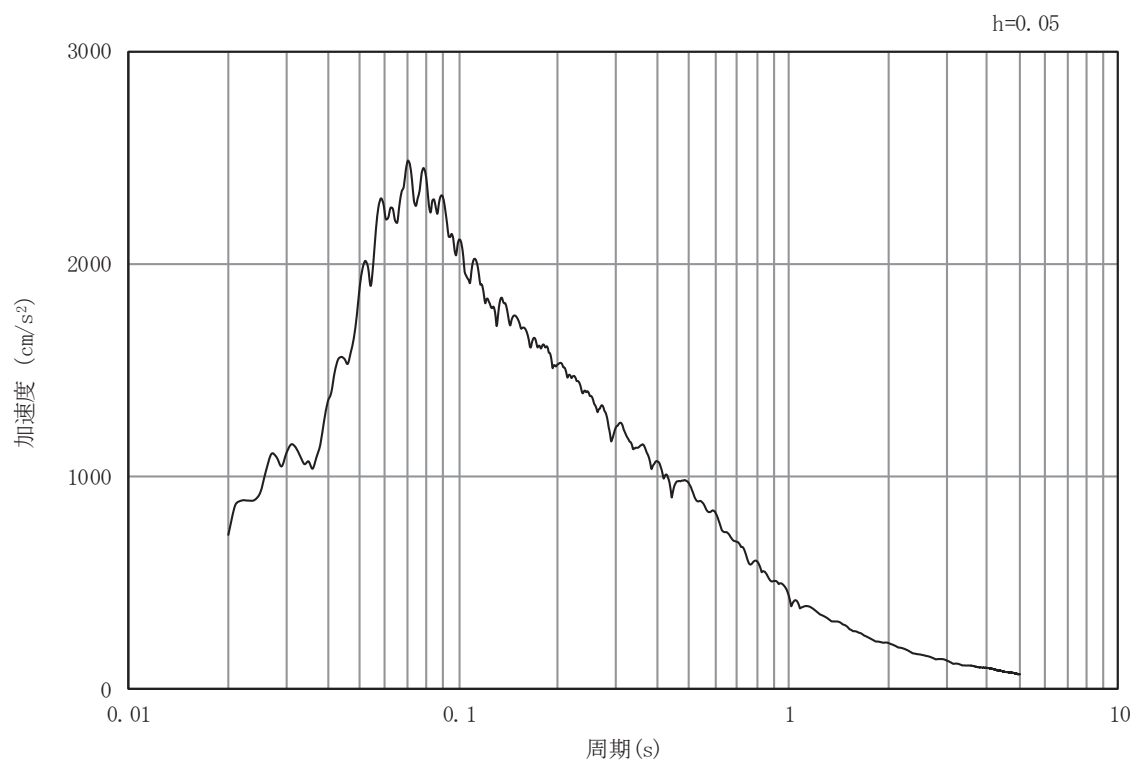


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s -D 1)

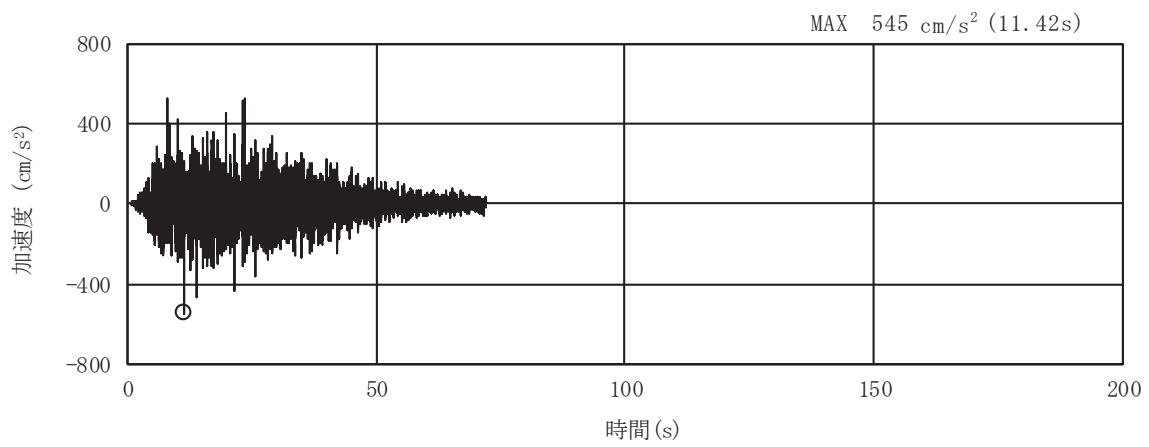


(a) 加速度時刻歴波形

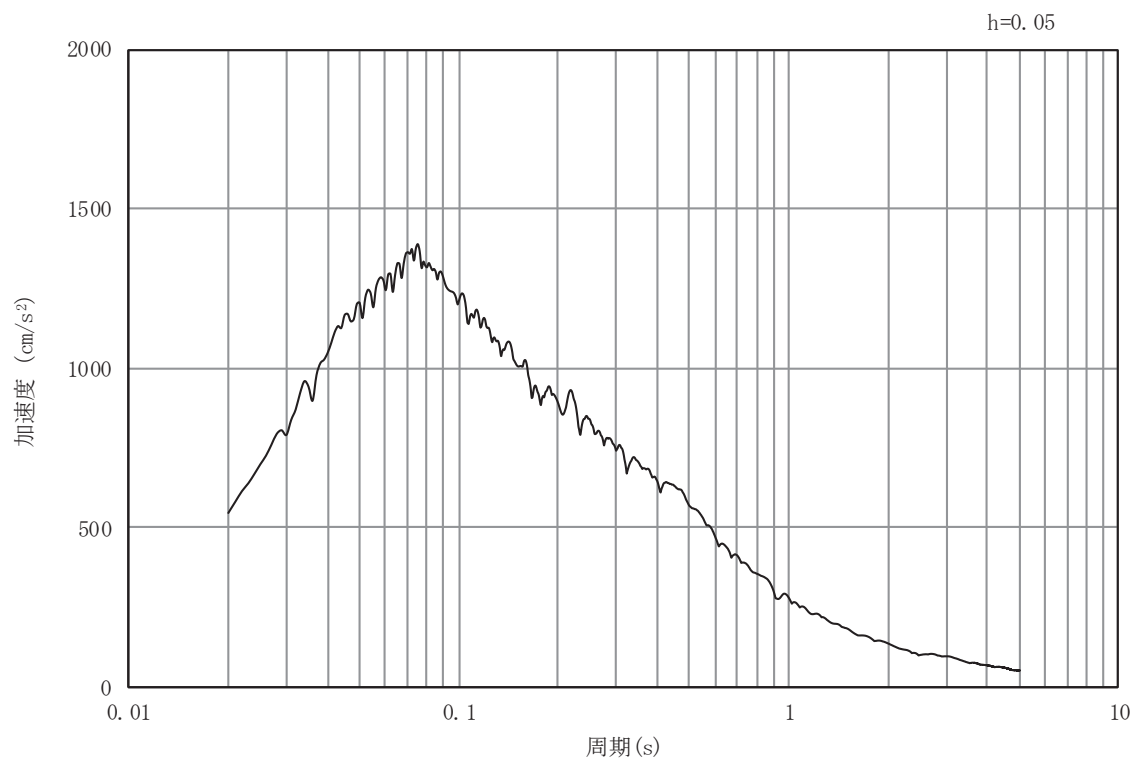


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 2)

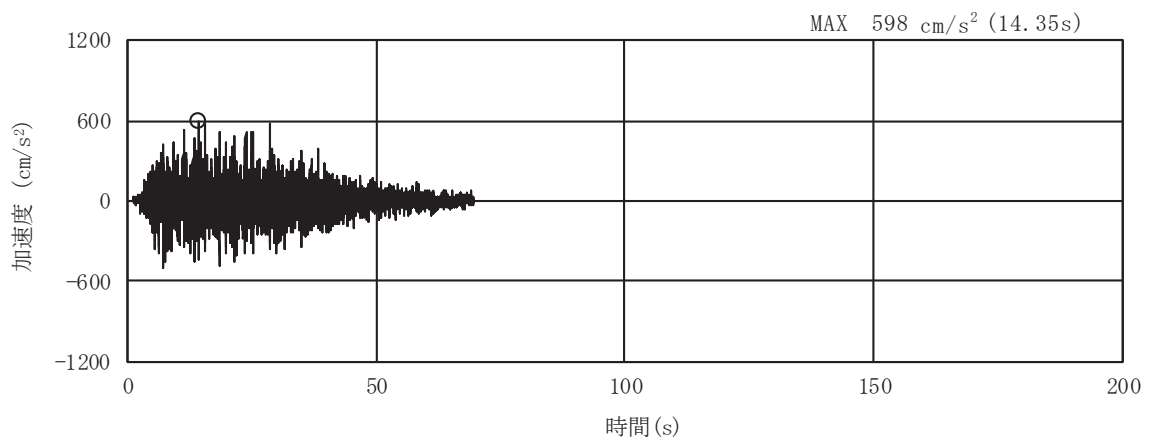


(a) 加速度時刻歴波形

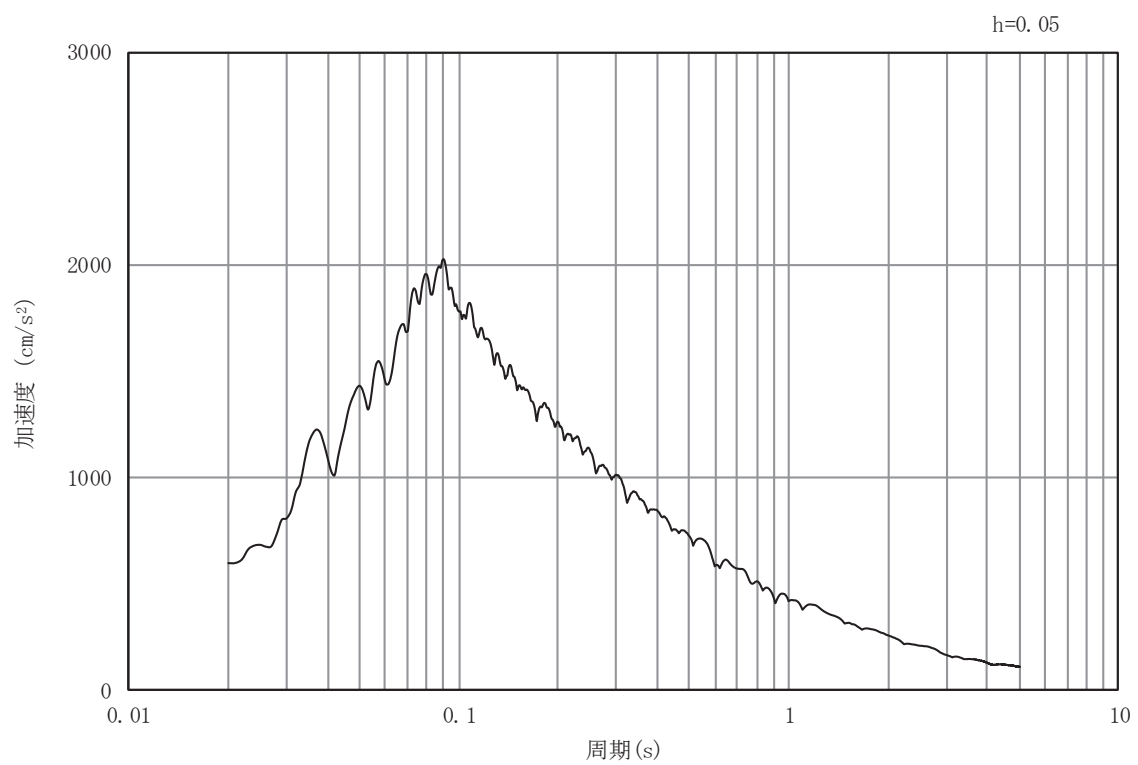


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - D 2)

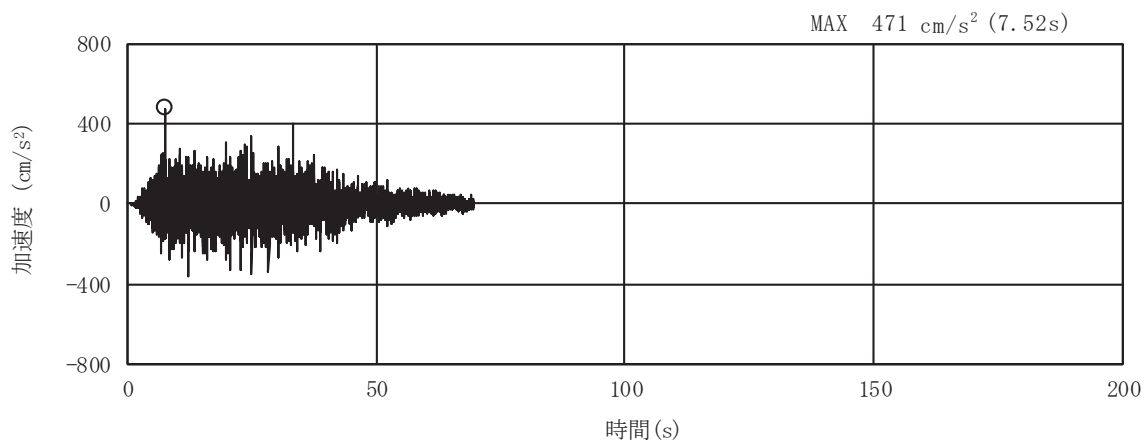


(a) 加速度時刻歴波形

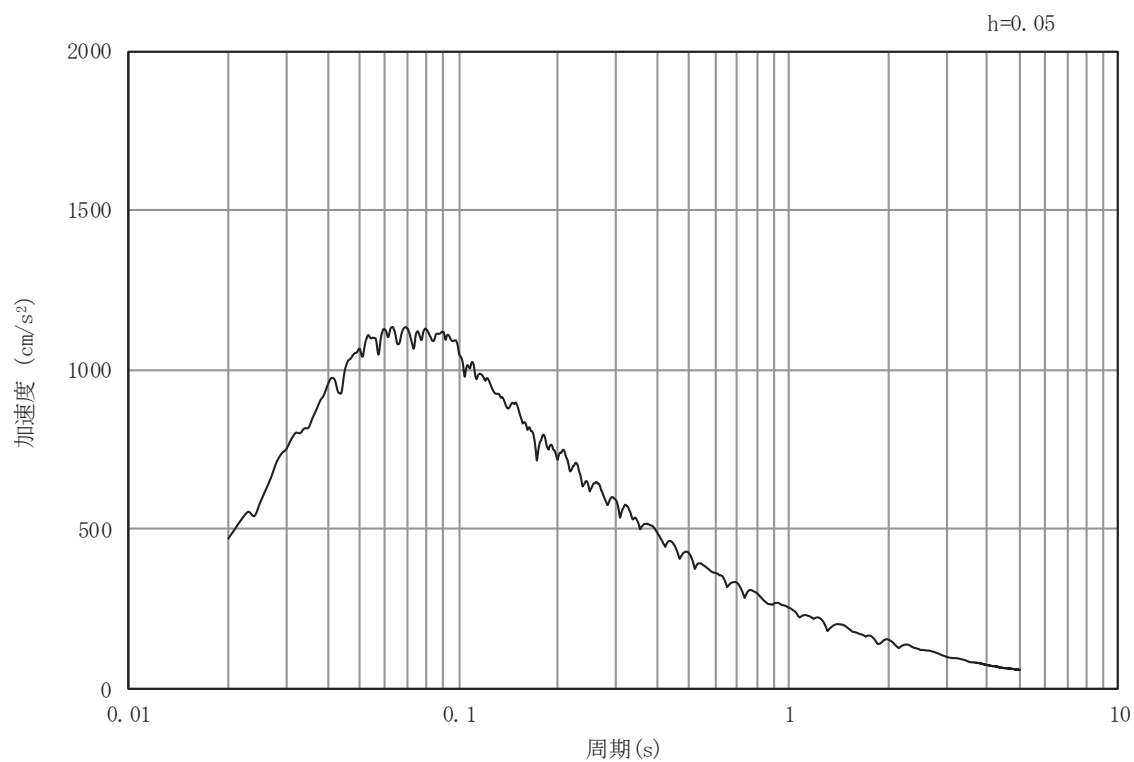


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - D 3)

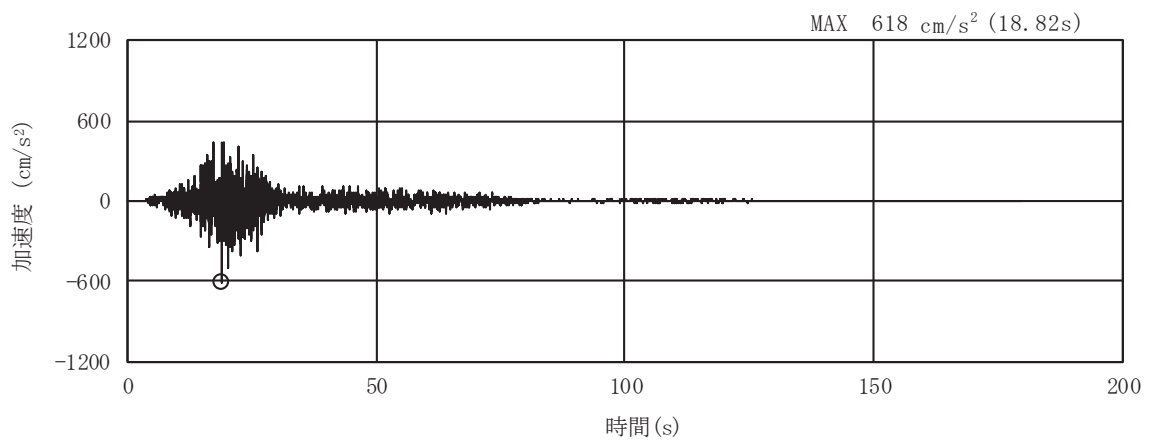


(a) 加速度時刻歴波形

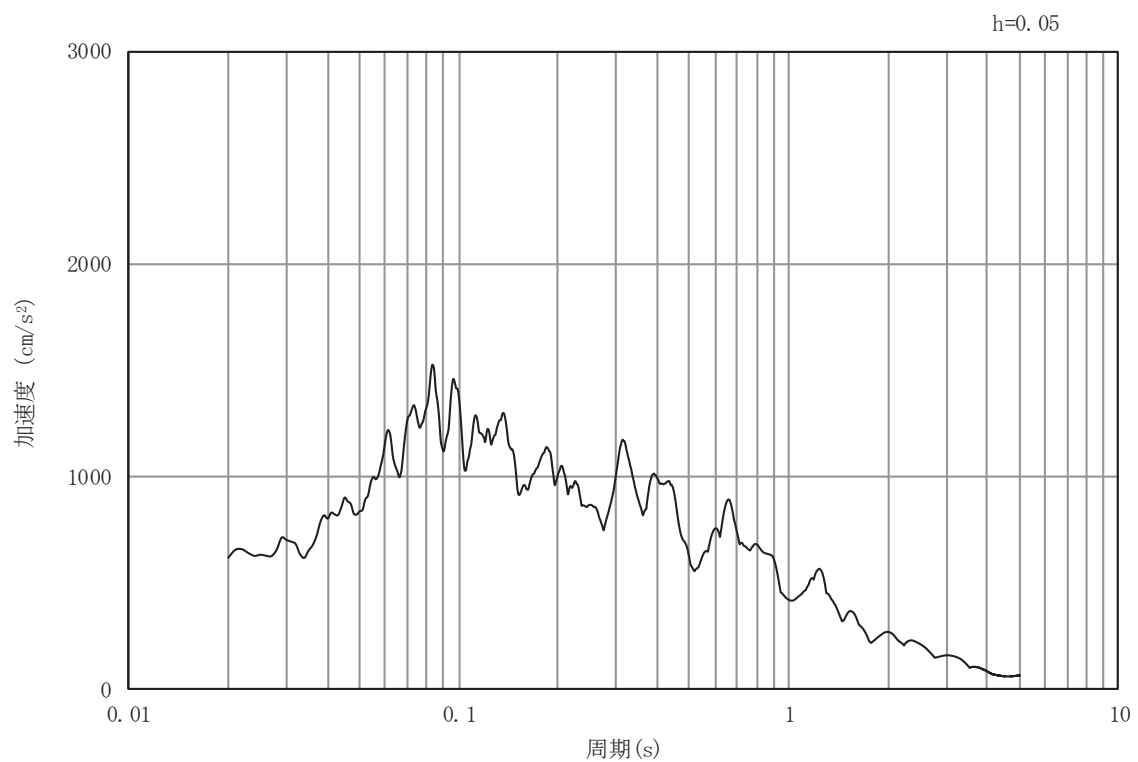


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - D 3)

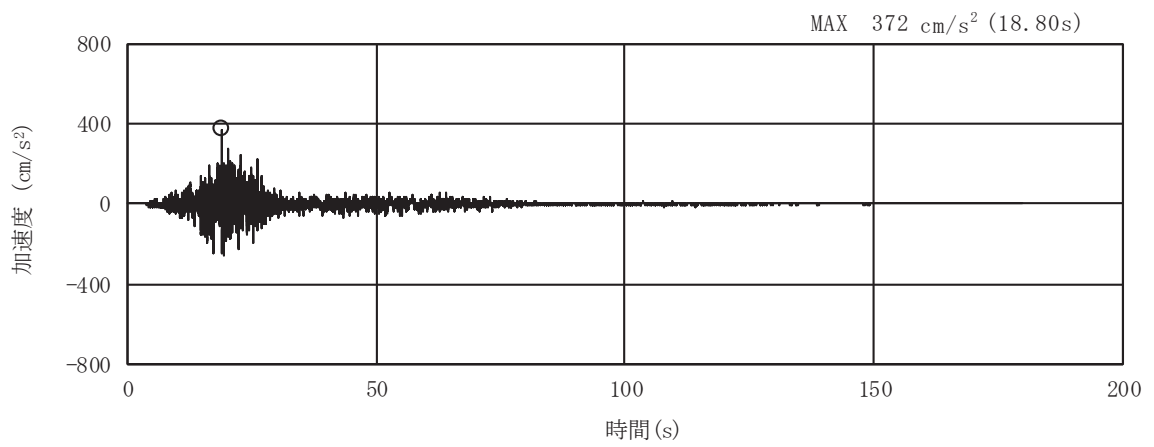


(a) 加速度時刻歴波形

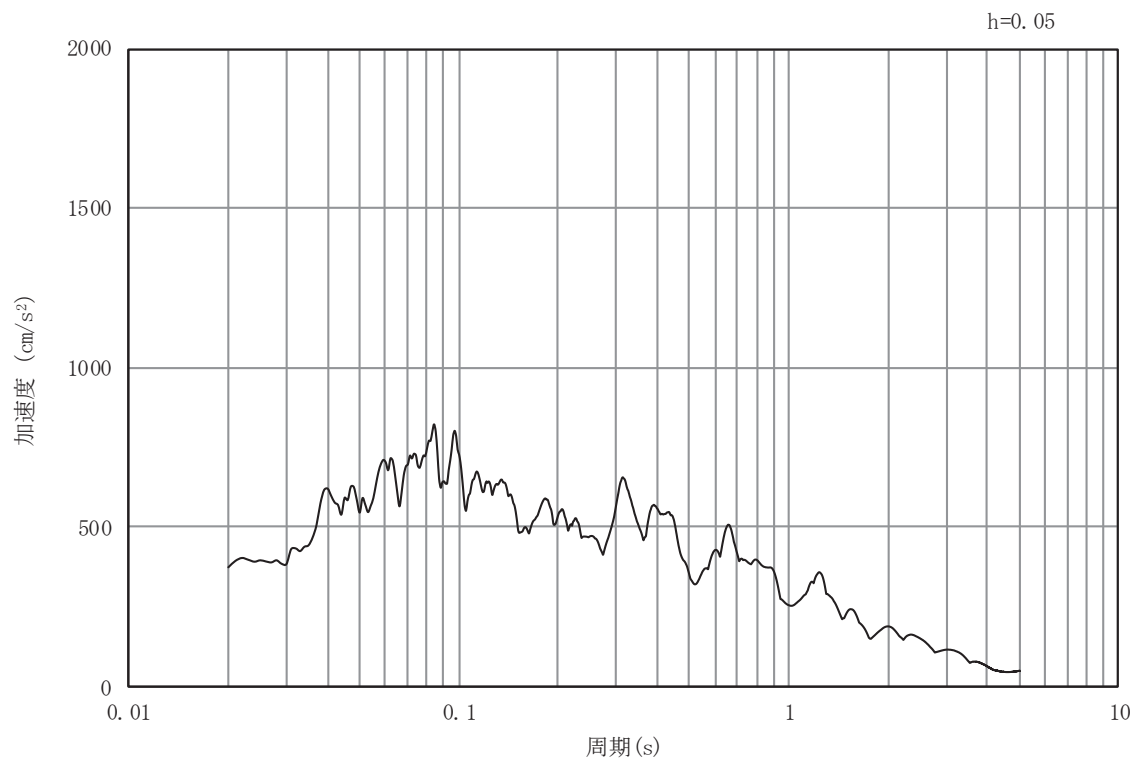


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - F 1)

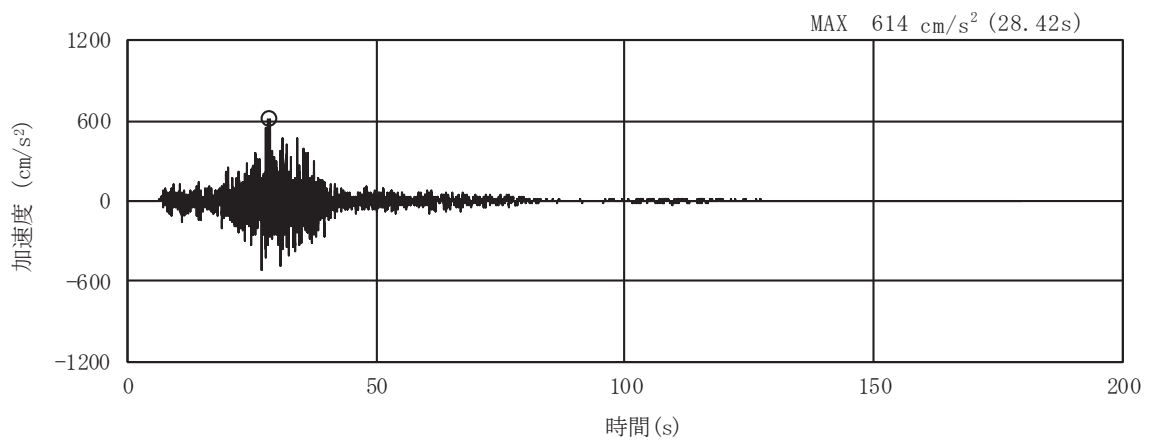


(a) 加速度時刻歴波形

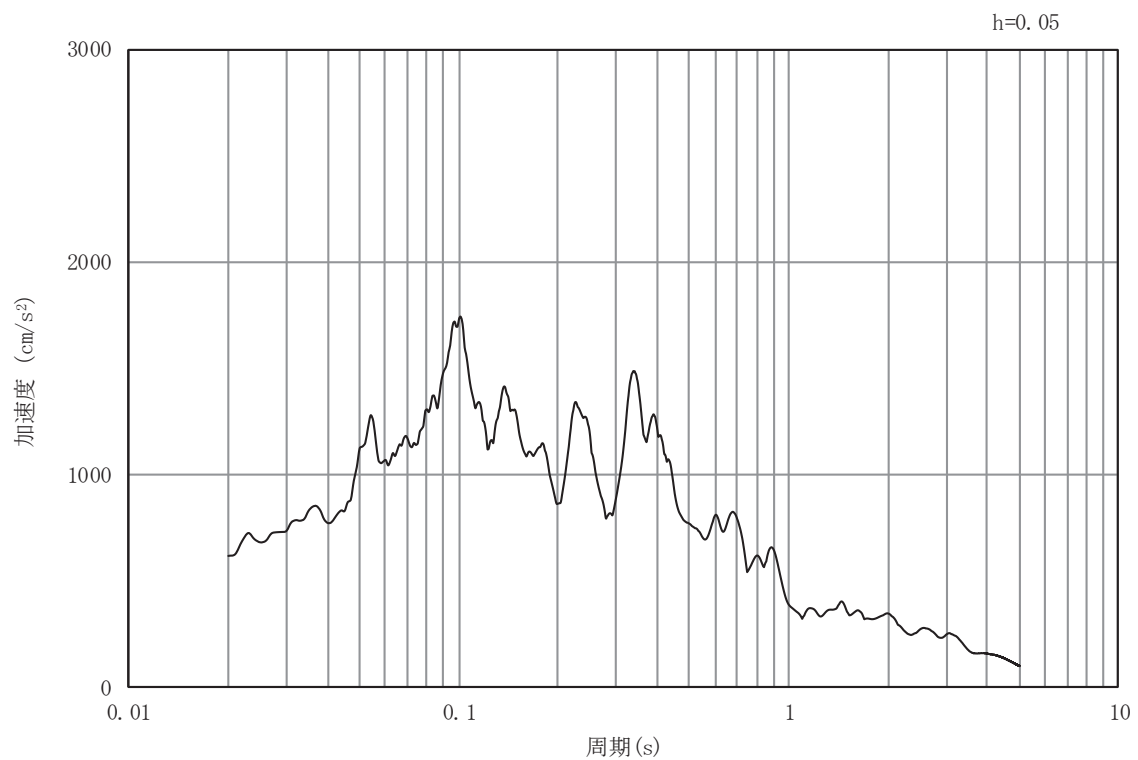


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 1)

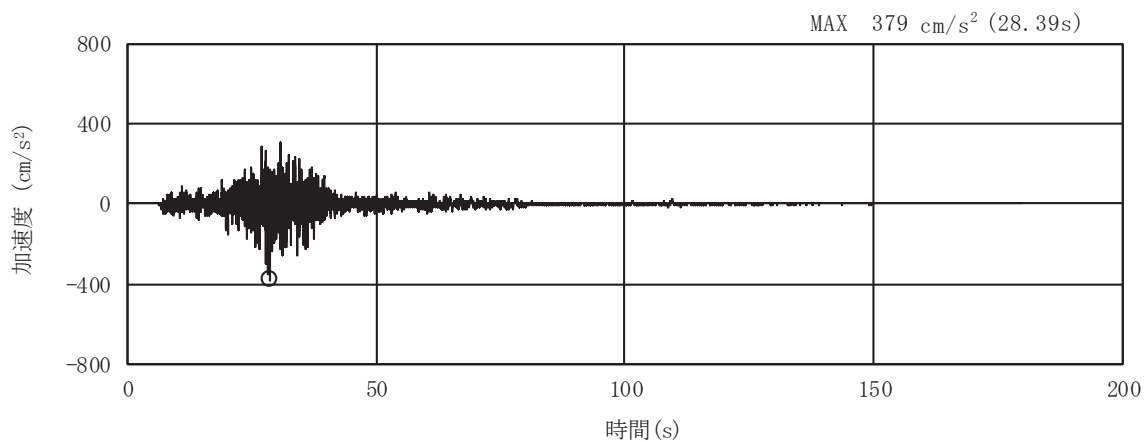


(a) 加速度時刻歴波形

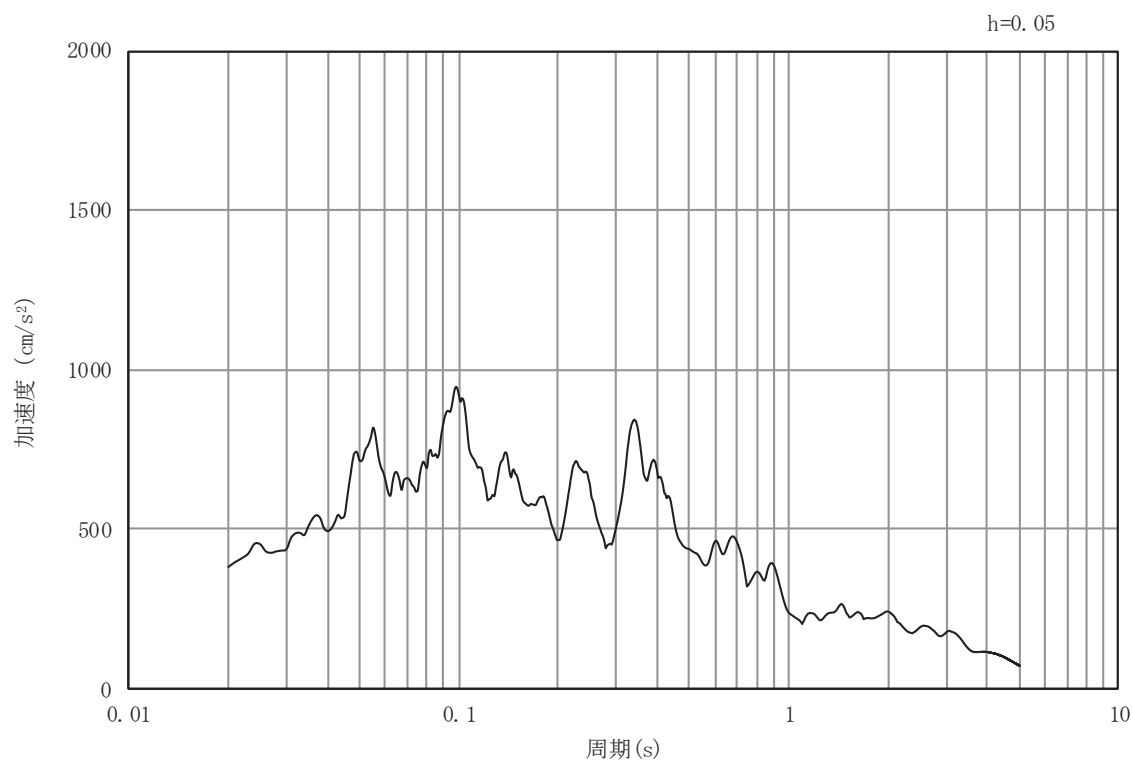


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - F 2)

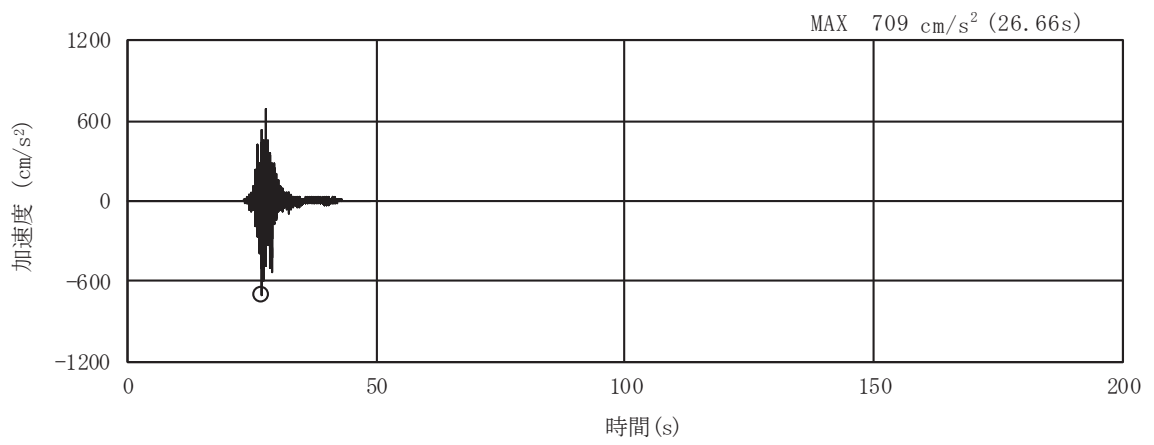


(a) 加速度時刻歴波形

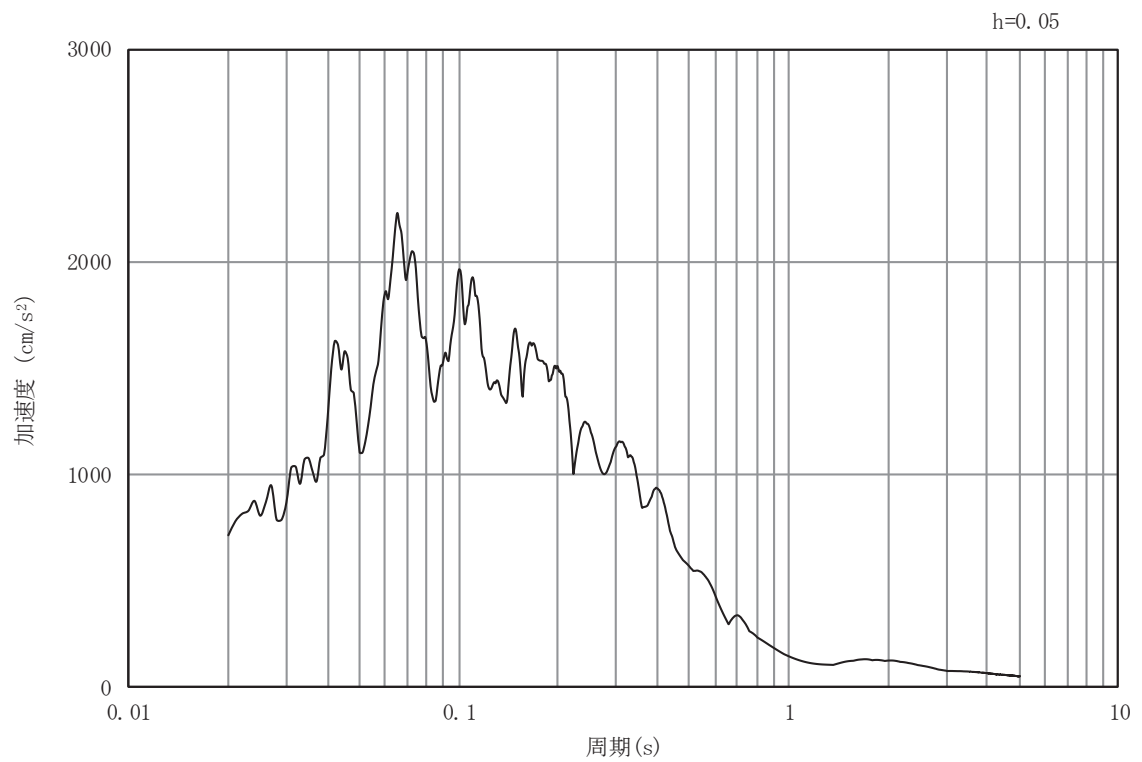


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 2)

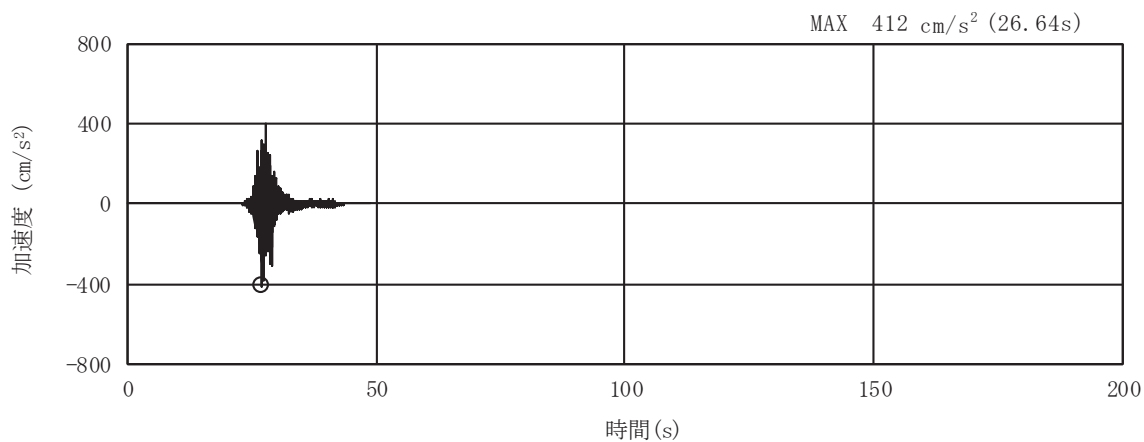


(a) 加速度時刻歴波形

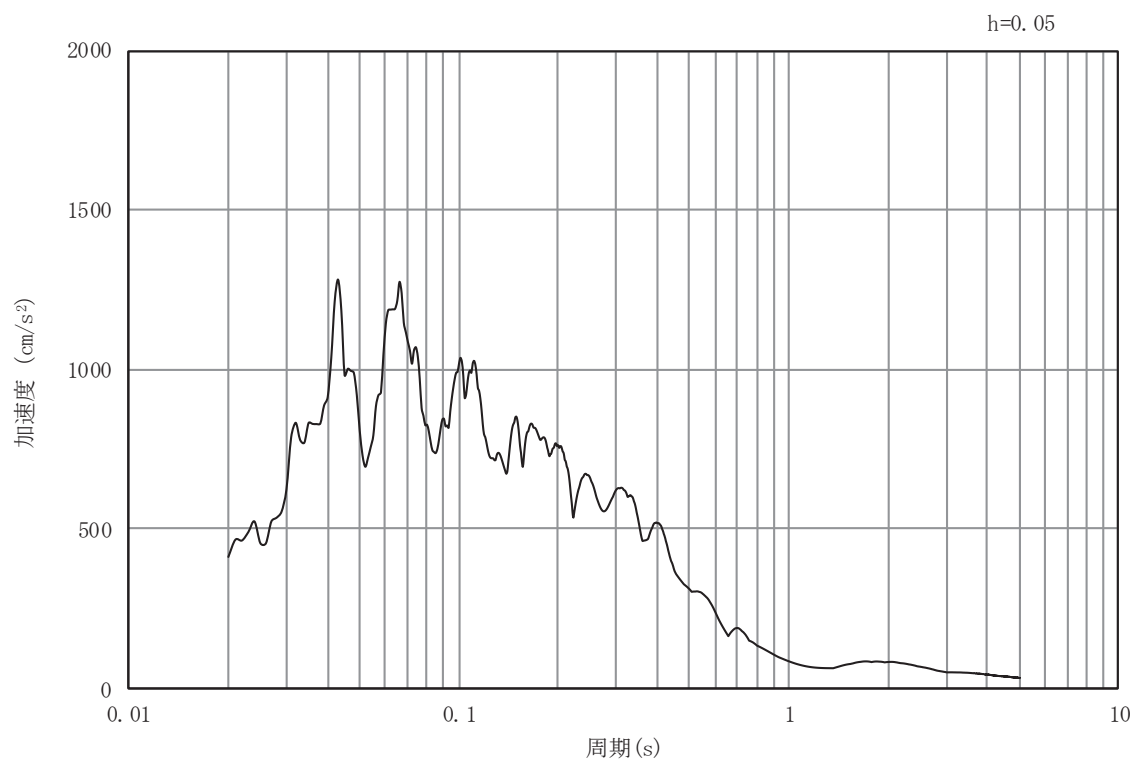


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : S s - F 3)

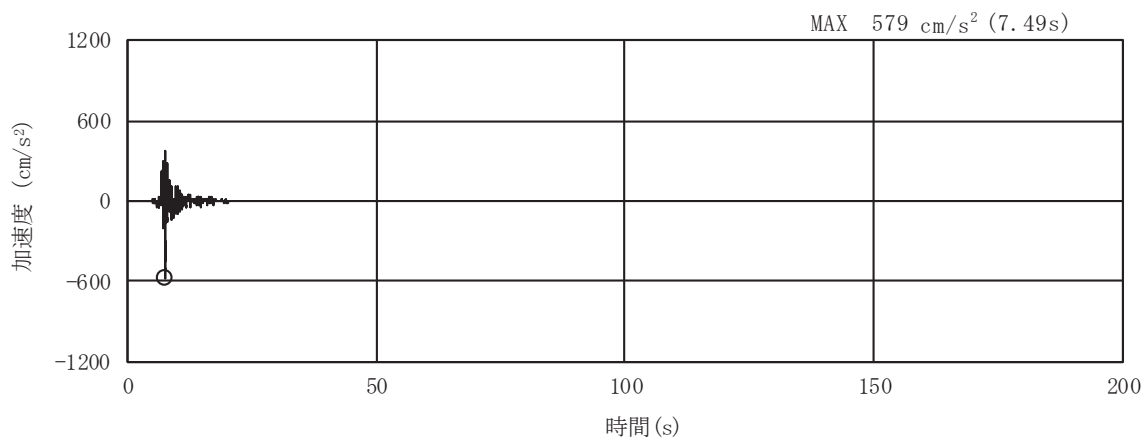


(a) 加速度時刻歴波形

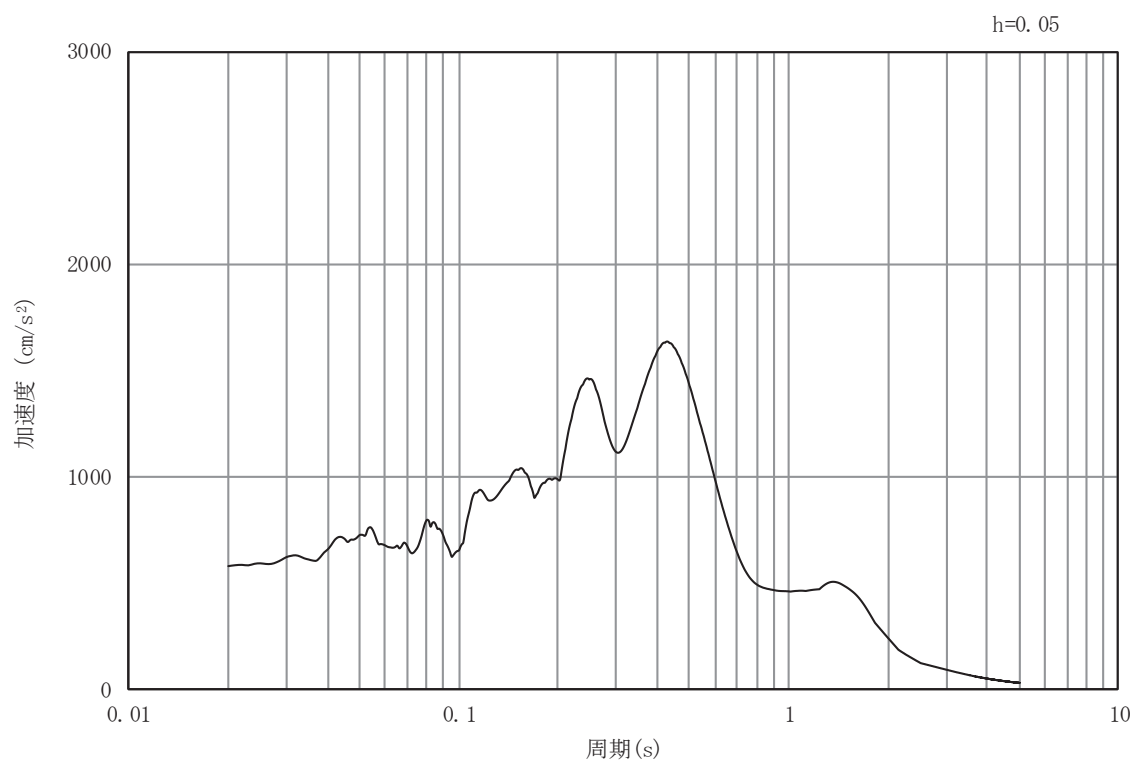


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 3)

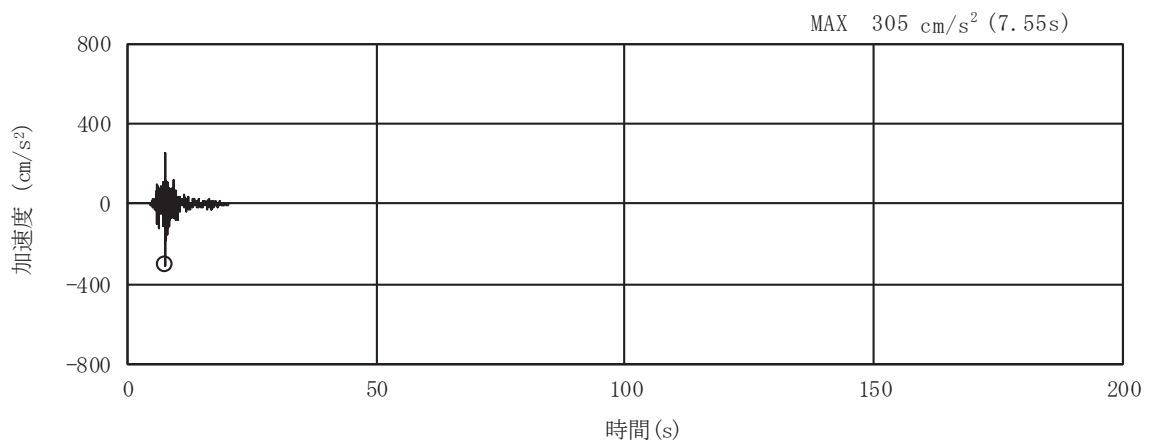


(a) 加速度時刻歴波形

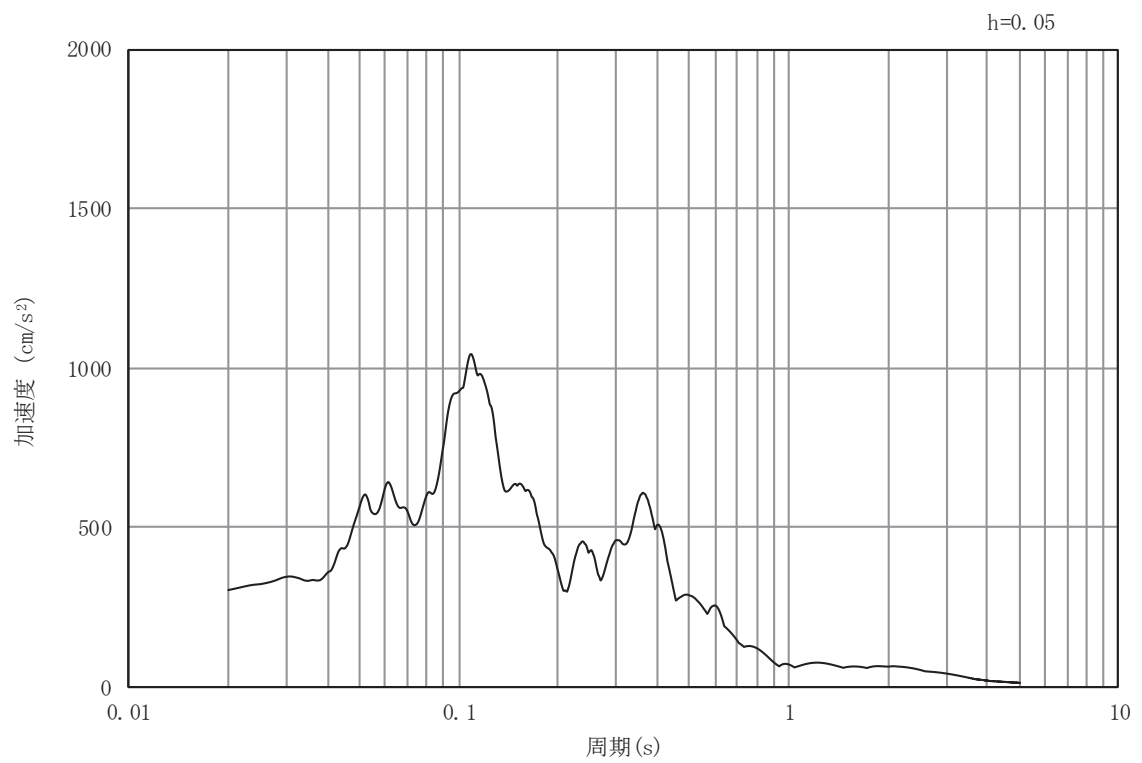


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：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 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - N 1)

8.5 解析モデル及び諸元

8.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-2 に示す。

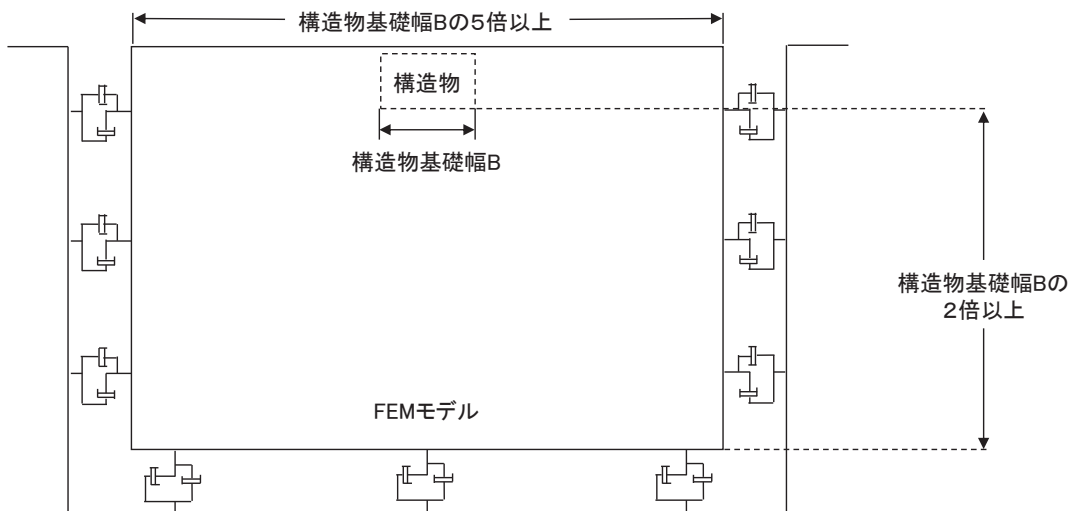


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

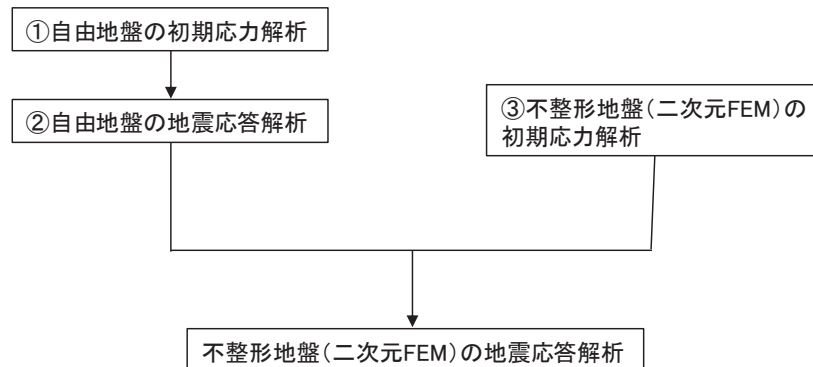


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-3 に示す。

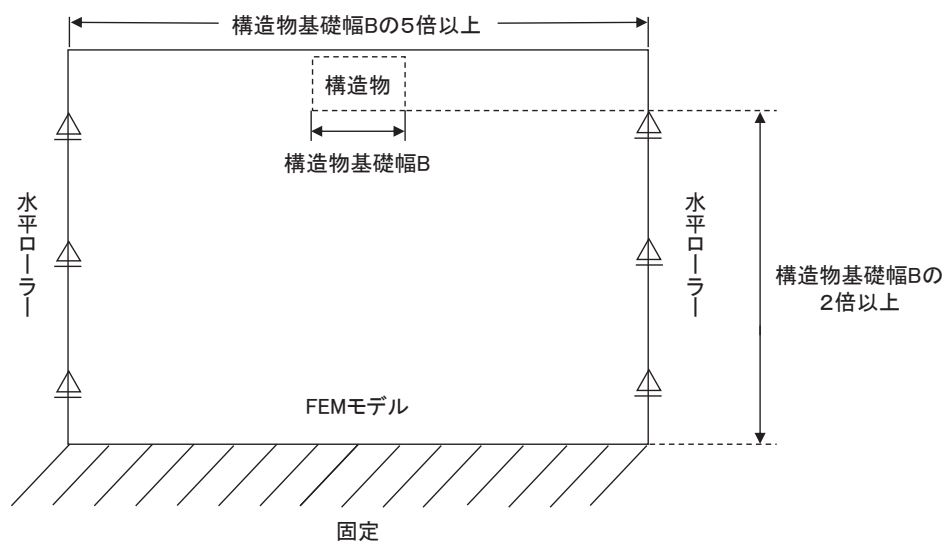


図 8.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-4 に示す。

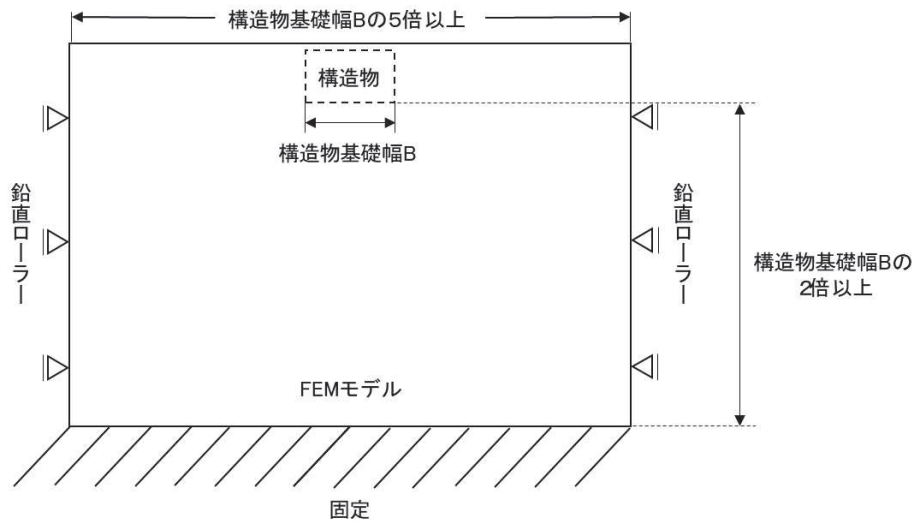


図 8.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-5 に示す。

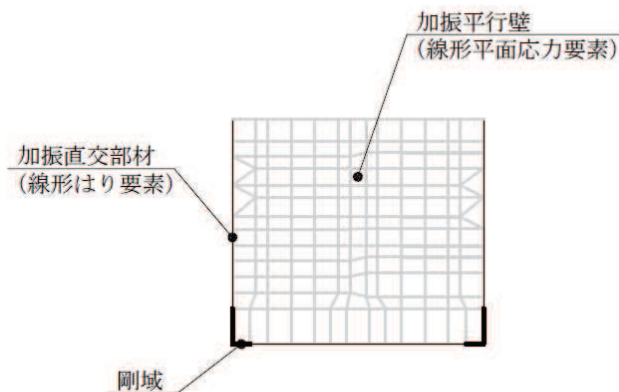


図 8.5-5 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-6 に示す。

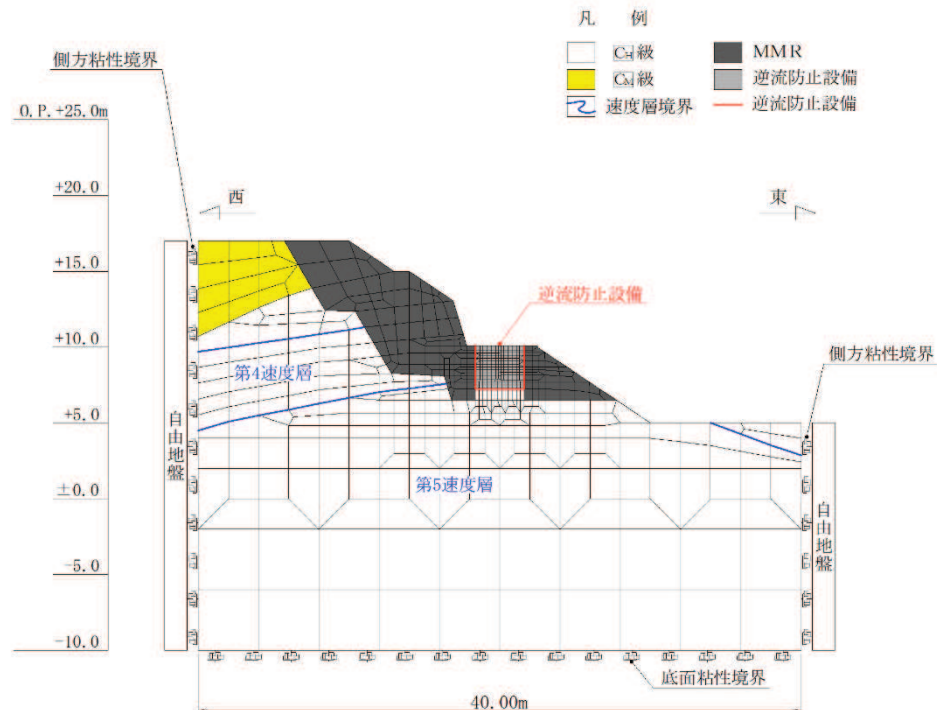


図 8.5-6 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-7 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-8 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1～表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

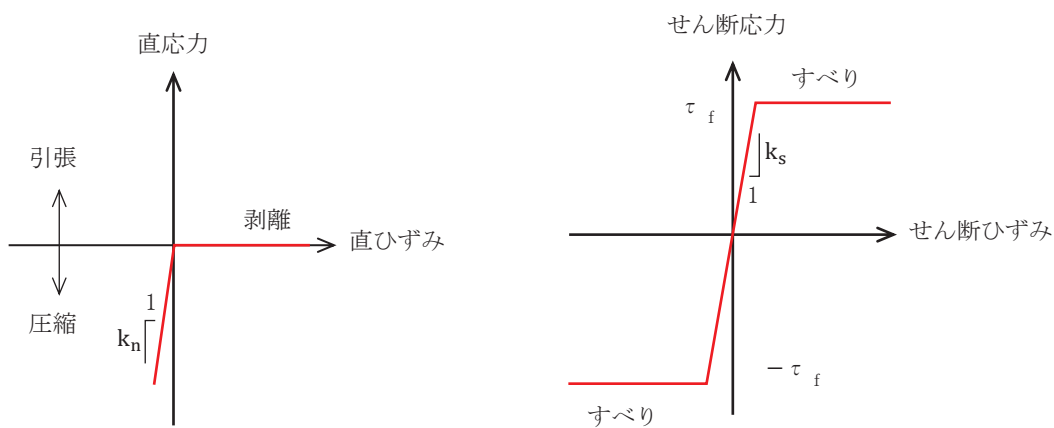


図 8.5-7 ジョイント要素の力学特性

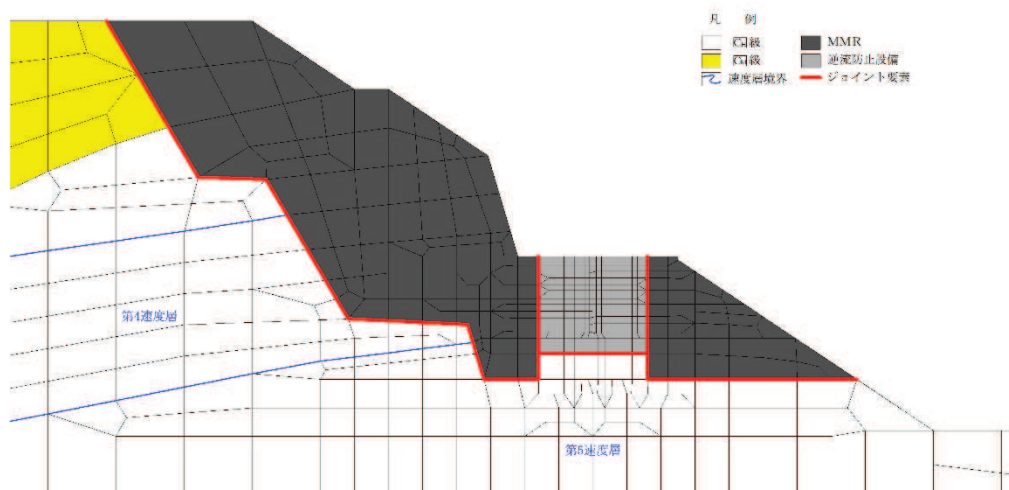


図 8.5-8 ジョイント要素の配置

8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80 × 10 ⁴	0.2

8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 8.5-7～表 8.5-8 に示す。

表 8.5-7 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-8 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-8 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 8.5-7 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

8.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-9 に示す。

表 8.5-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

8.6 地震応答解析結果

8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.06		
	-+	0.07		
$S_s - D 2$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - D 3$	++	0.07		
	-+	0.07		
$S_s - F 1$	++	0.07		
	-+	0.06		
$S_s - F 2$	++	0.06		
	-+	0.08	0.07	0.08
$S_s - F 3$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - N 1$	++	0.07		
	-+	0.05		

表 8.6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -D 2	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -D 3	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -F 1	++	0.11		
	-+	0.10		
S _s -F 2	++	0.10		
	-+	0.11	0.11	0.12
S _s -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S _s -N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

表 8.6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S _s -D 2	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -D 3	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -F 1	++	0.10		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.09		
	-+	0.10	0.10	0.11
S _s -F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -N 1	++	0.10		
	-+	0.09		

表 8.6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.06	0.06	0.07
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.15		
S s - D 2	++	0.15		
	-+	0.17		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.14		
	-+	0.17	0.17	0.18
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.18		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.13		

表 8.6-2(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.23		
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.20		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.23	0.23	0.24
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.23		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.16		

表 8.6-2(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 1	++	0.07		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.08	0.08	0.08
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 8.6-2(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.07	0.07
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
（基礎地盤（狐崎部層）の接地圧）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02	0.02	0.03
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1) を表 8.6-4 に示す。

表 8.6-4 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S _s -D 2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S _s -D 3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S _s -F 1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S _s -F 2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S _s -F 2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S _s -F 2	-+	+0.072	(28.44)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2) を表 8.6-5 に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重 (kN/m)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+277	(44.96)	
		-+	+291	(25.16)	
	S _s -D 2	++	+325	(12.87)	
		-+	+339	(20.38)	
	S _s -D 3	++	+279	(7.16)	
		-+	+303	(14.36)	
	S _s -F 1	++	+300	(18.83)	
		-+	+242	(19.44)	
	S _s -F 2	++	+286	(30.63)	
		-+	+349	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+319	(26.67)	
		-+	+381	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+309	(7.50)	
		-+	+228	(7.29)	
	②	S _s -F 2	-+	+342	(28.44)
	③	S _s -F 2	-+	+360	(28.44)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S _s -D 2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S _s -D 3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S _s -F 1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S _s -F 2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S _s -F 2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S _s -F 2	-+	+0.072	(28.44)

8.6.3 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-1 及び図 8.6-2 に示す。

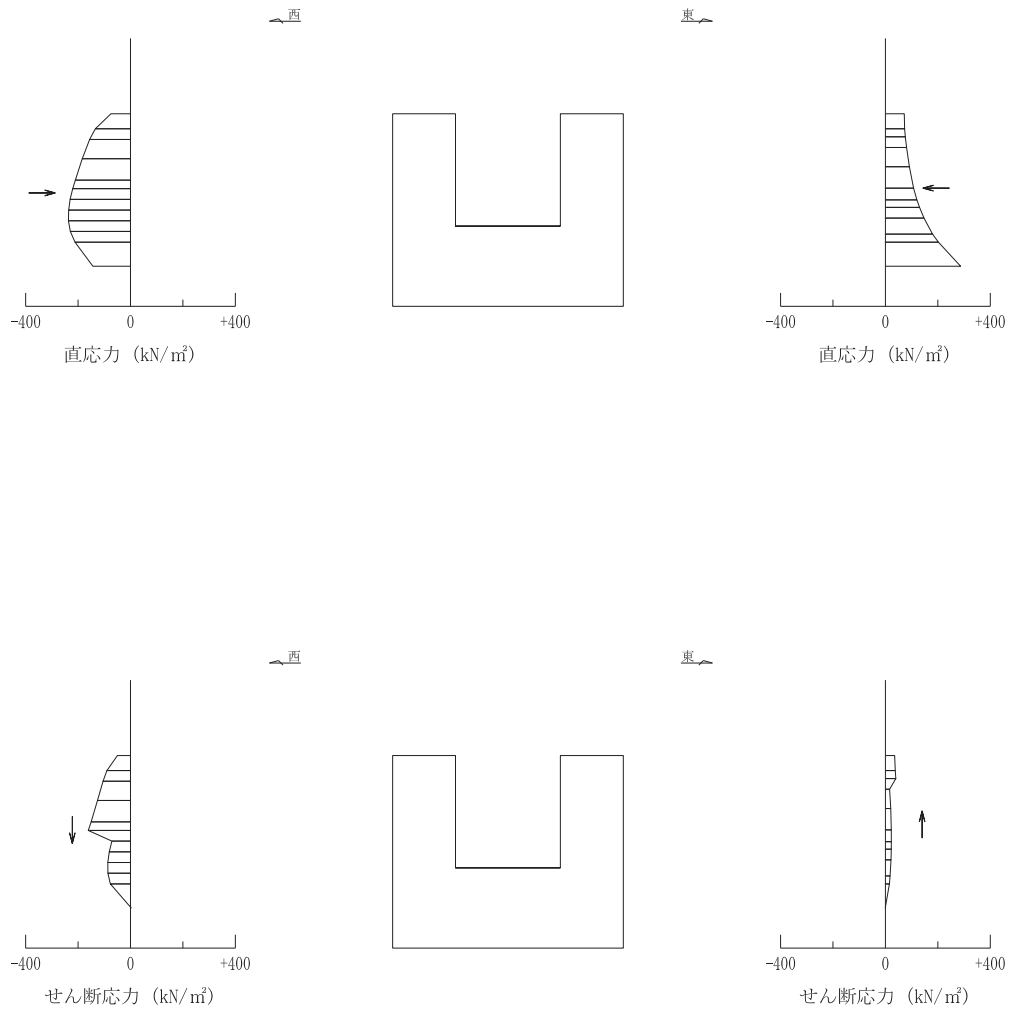


図 8.6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース①, S s - F 2 (++))

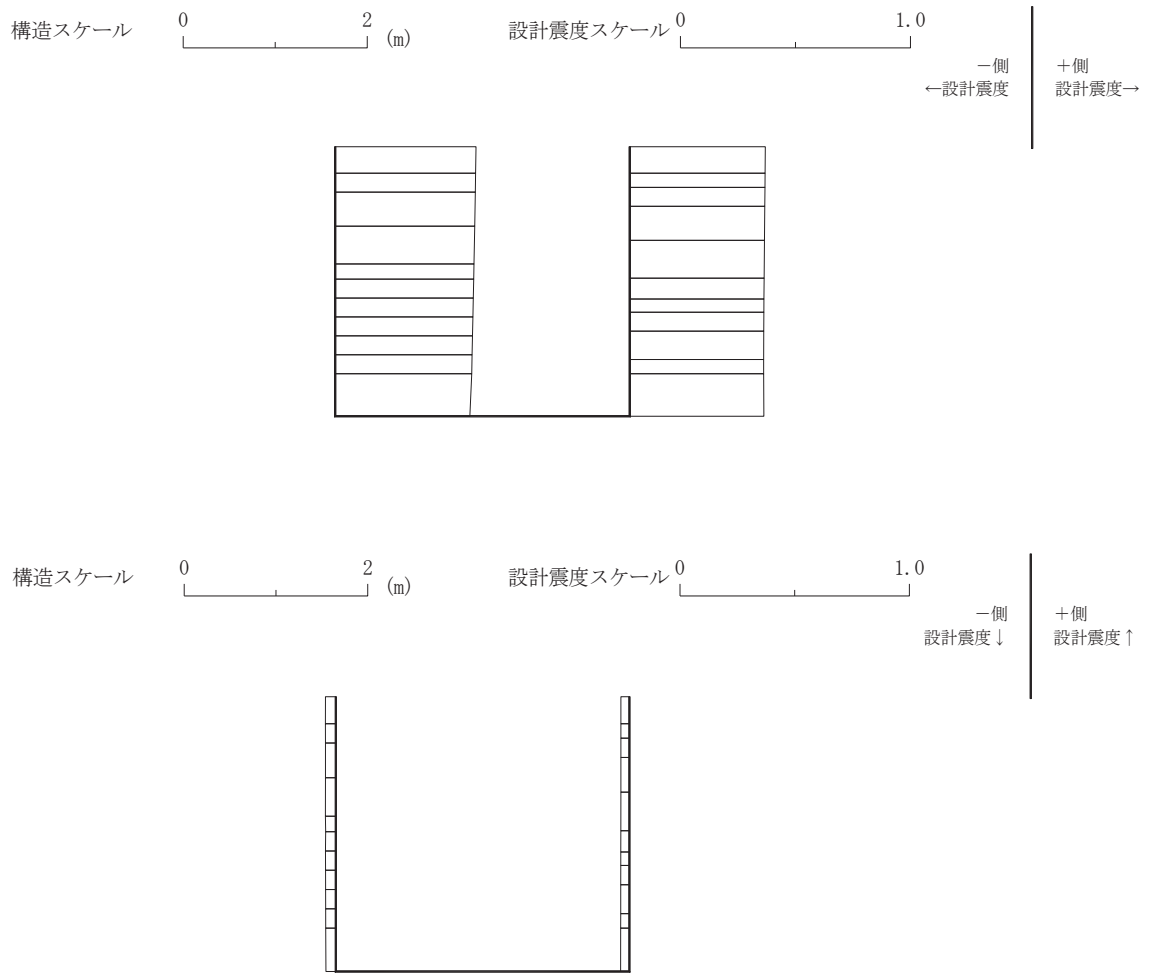
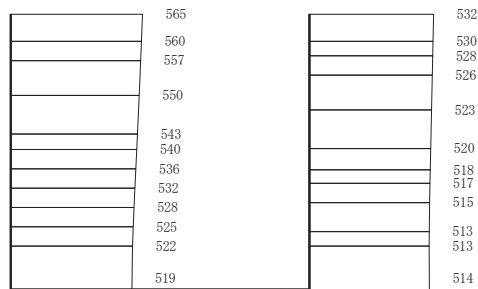


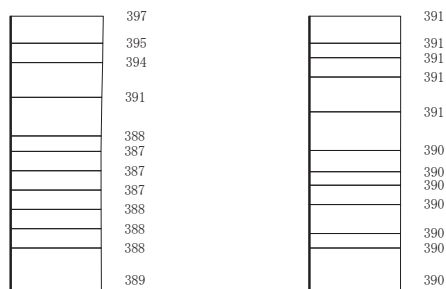
図 8.6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース①, S_s-F2 (++))

8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-3 に示す。



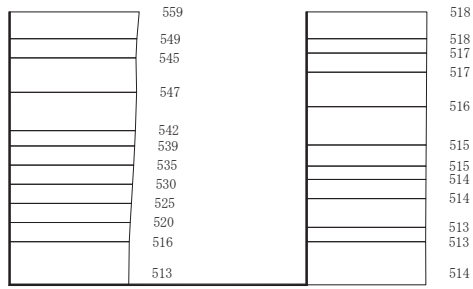
(a) S s - D 1 (++) 水平



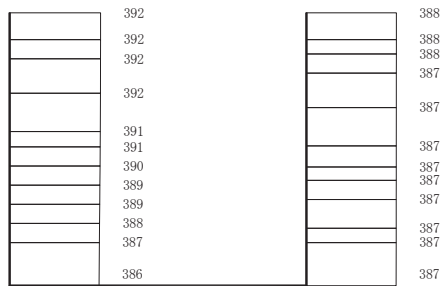
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



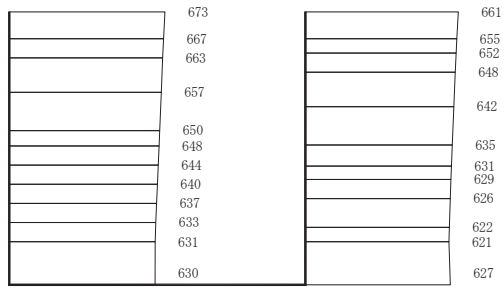
(a) $S_s - D1$ (一十) 水平



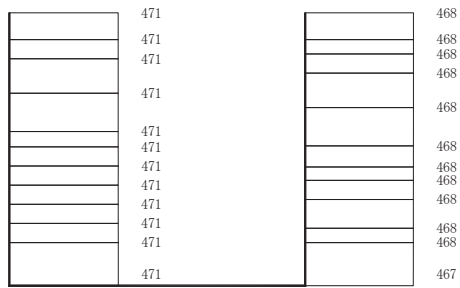
(b) $S_s - D1$ (一十) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) $S_s - D2$ (++) 水平

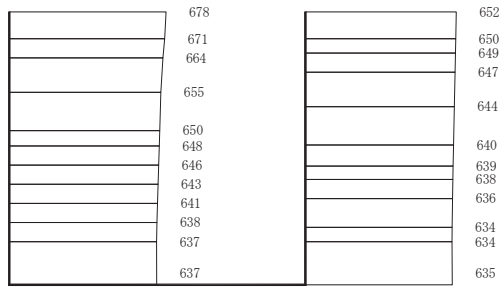


(b) $S_s - D2$ (++) 鉛直

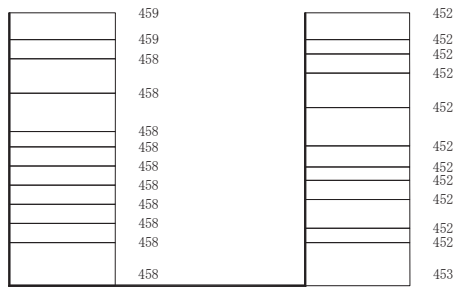


図 8.6-3(3) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) $S_s - D_2$ (一十) 水平

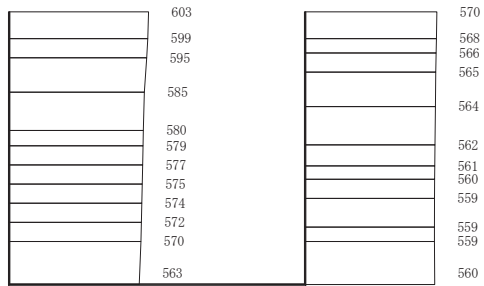


(b) $S_s - D_2$ (一十) 鉛直

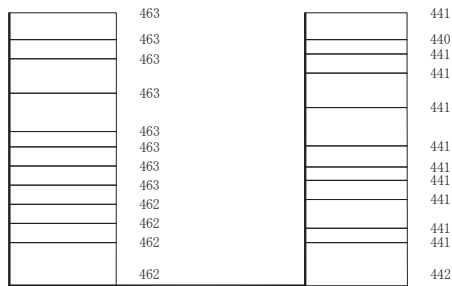


図 8.6-3(4) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) $S_s - D3$ (++) 水平

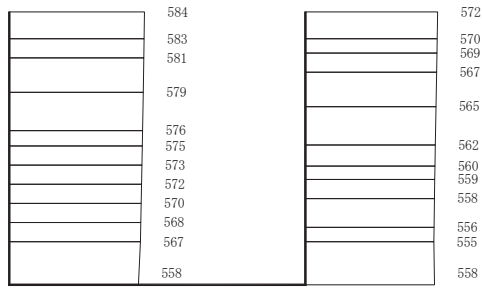


(b) $S_s - D3$ (++) 鉛直

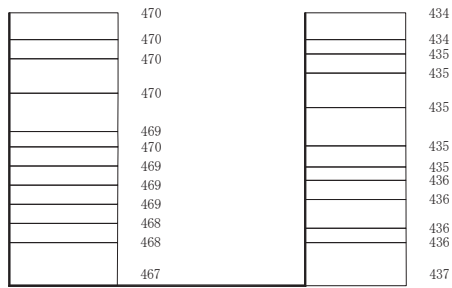


図 8.6-3(5) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) $S_s - D_3$ (一十) 水平

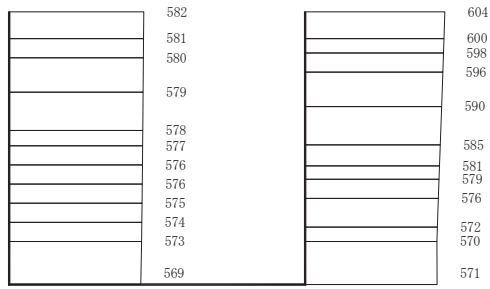


(b) $S_s - D_3$ (一十) 鉛直

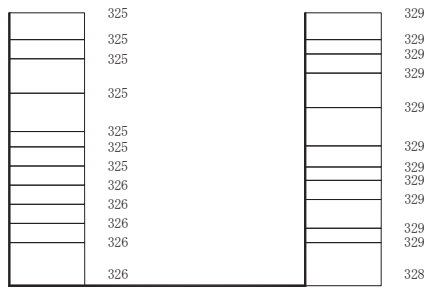


図 8.6-3(6) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) $S_s - F 1$ (++) 水平

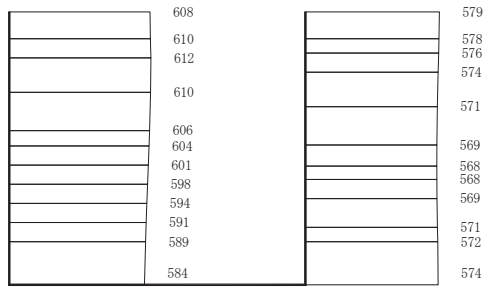


(b) $S_s - F 1$ (++) 鉛直

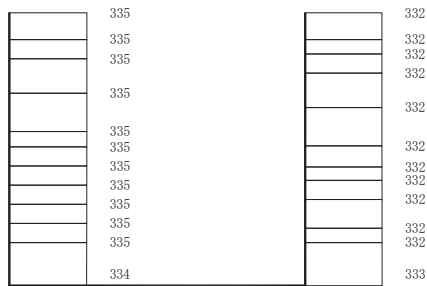


図 8.6-3(7) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



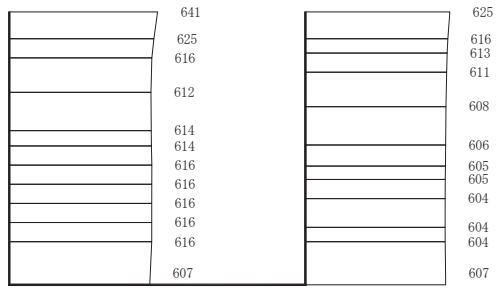
(a) $S_s - F 1$ (一十) 水平



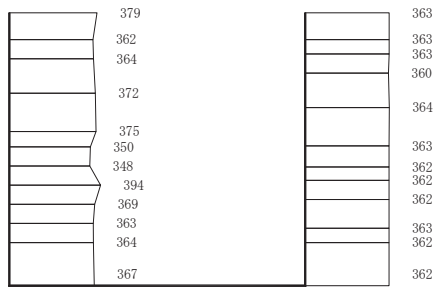
(b) $S_s - F 1$ (一十) 鉛直



図 8.6-3(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) $S_s - F_2$ (++) 水平

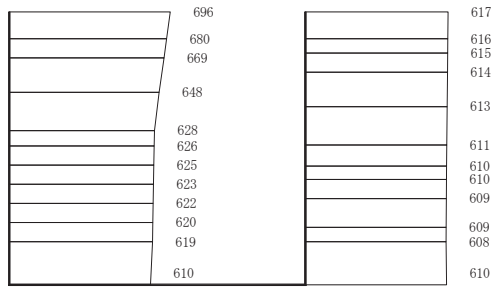


(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

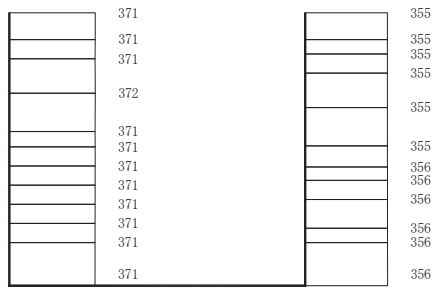


図 8.6-3(9) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



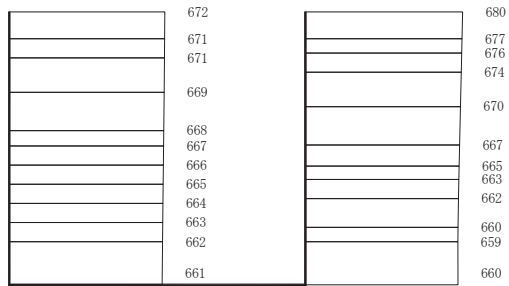
(a) $S_s - F_2 (-+)$ 水平



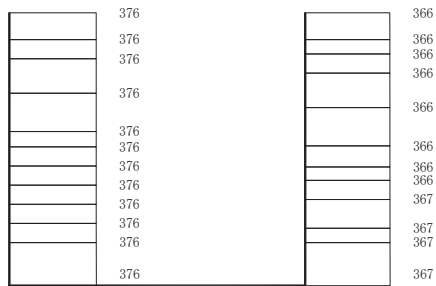
(b) $S_s - F_2 (-+)$ 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



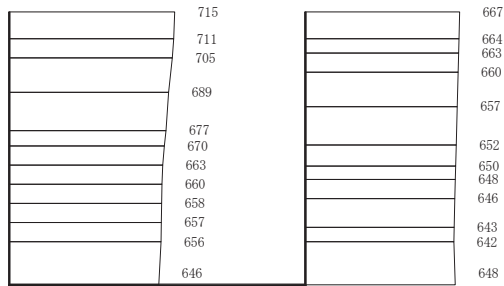
(a) $S_s - F_3$ (++) 水平



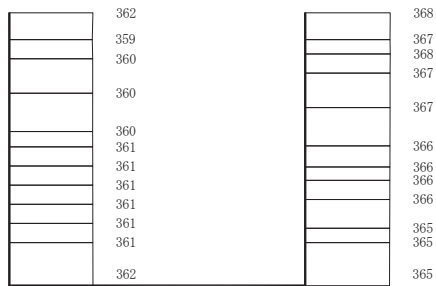
(b) $S_s - F_3$ (++) 鉛直



図 8.6-3(11) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



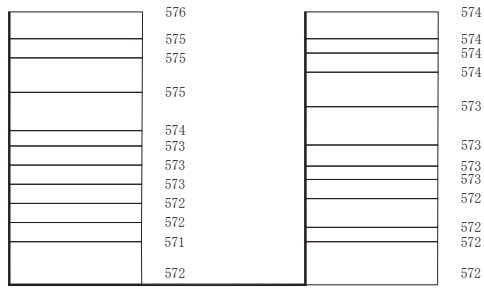
(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平



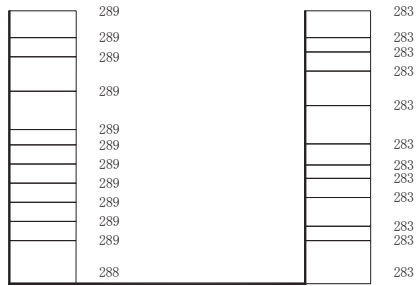
(b) $S_s - F_3 (-+)$ 鉛直



図 8.6-3(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



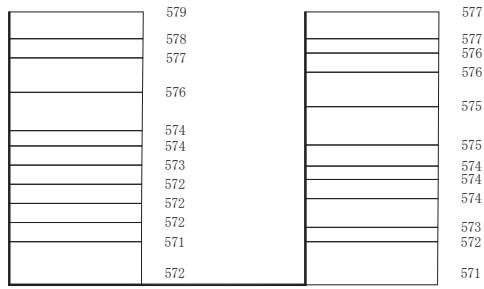
(a) $S_s - N1$ (++) 水平



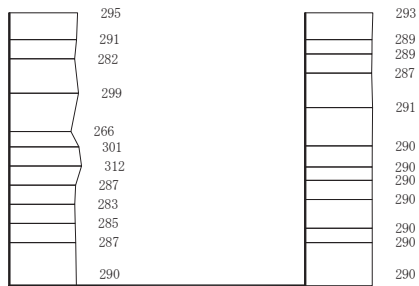
(b) $S_s - N1$ (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



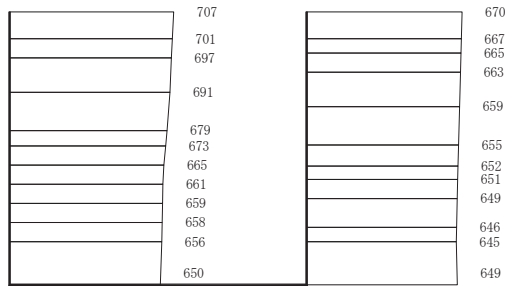
(a) $S_s - N1$ (ー+) 水平



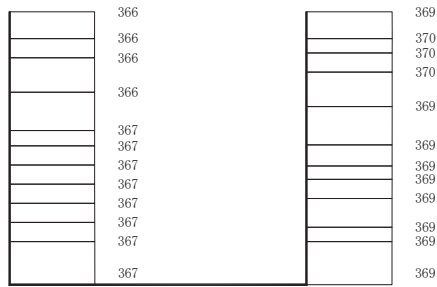
(b) $S_s - N1$ (ー+) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(14) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - F 3 (- +) 水平

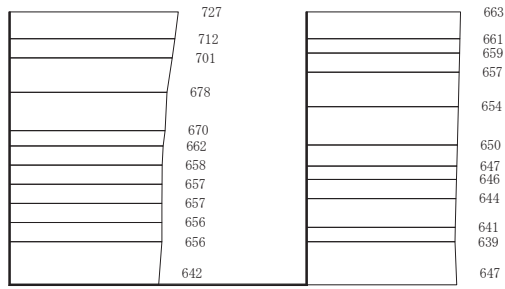


(b) S s - F 3 (- +) 鉛直

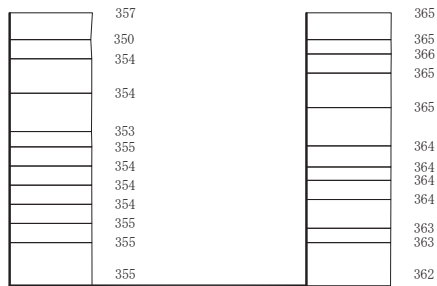
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(15) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平

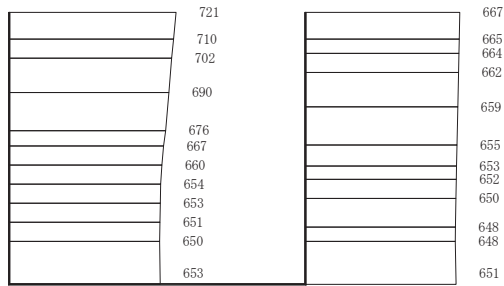


(b) $S_s - F_3 (-+)$ 鉛直

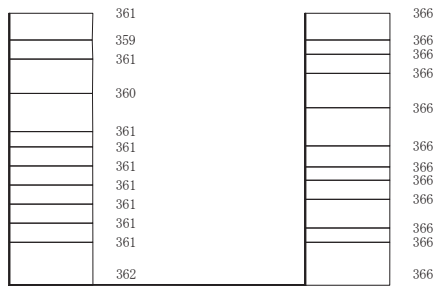
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(16) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平



(b) $S_s - F_3 (-+)$ 鉛直

構造スケール 0 └───┬───┘ 2 (m) 応答値スケール 0 └───┬───┘ 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

9. 三次元構造解析

9.1 評価対象部位

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。

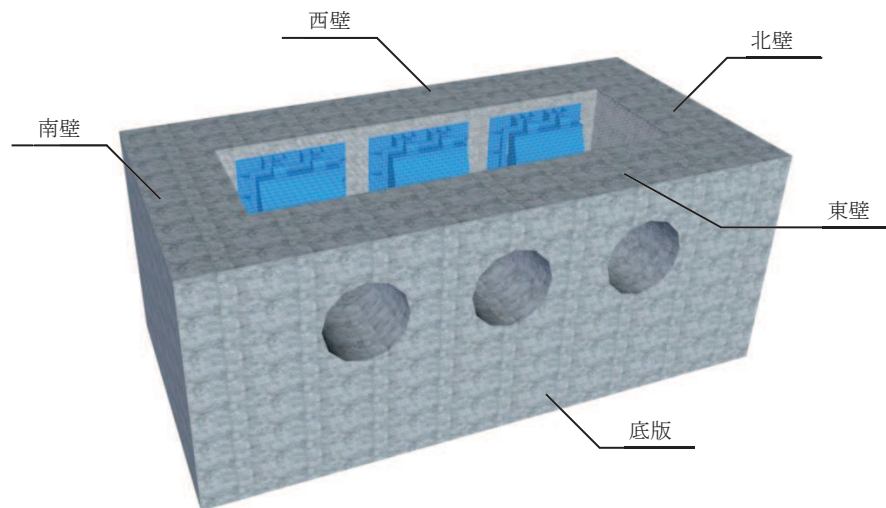


図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

9.3 解析モデル及び諸元

9.3.1 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に、要素分割図を図 9.3-2 に示す。

(1) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

(2) 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

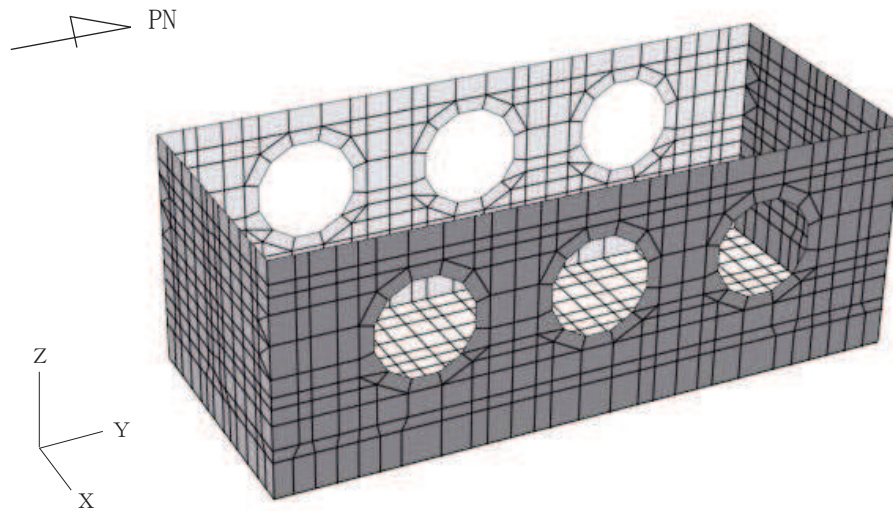


図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル

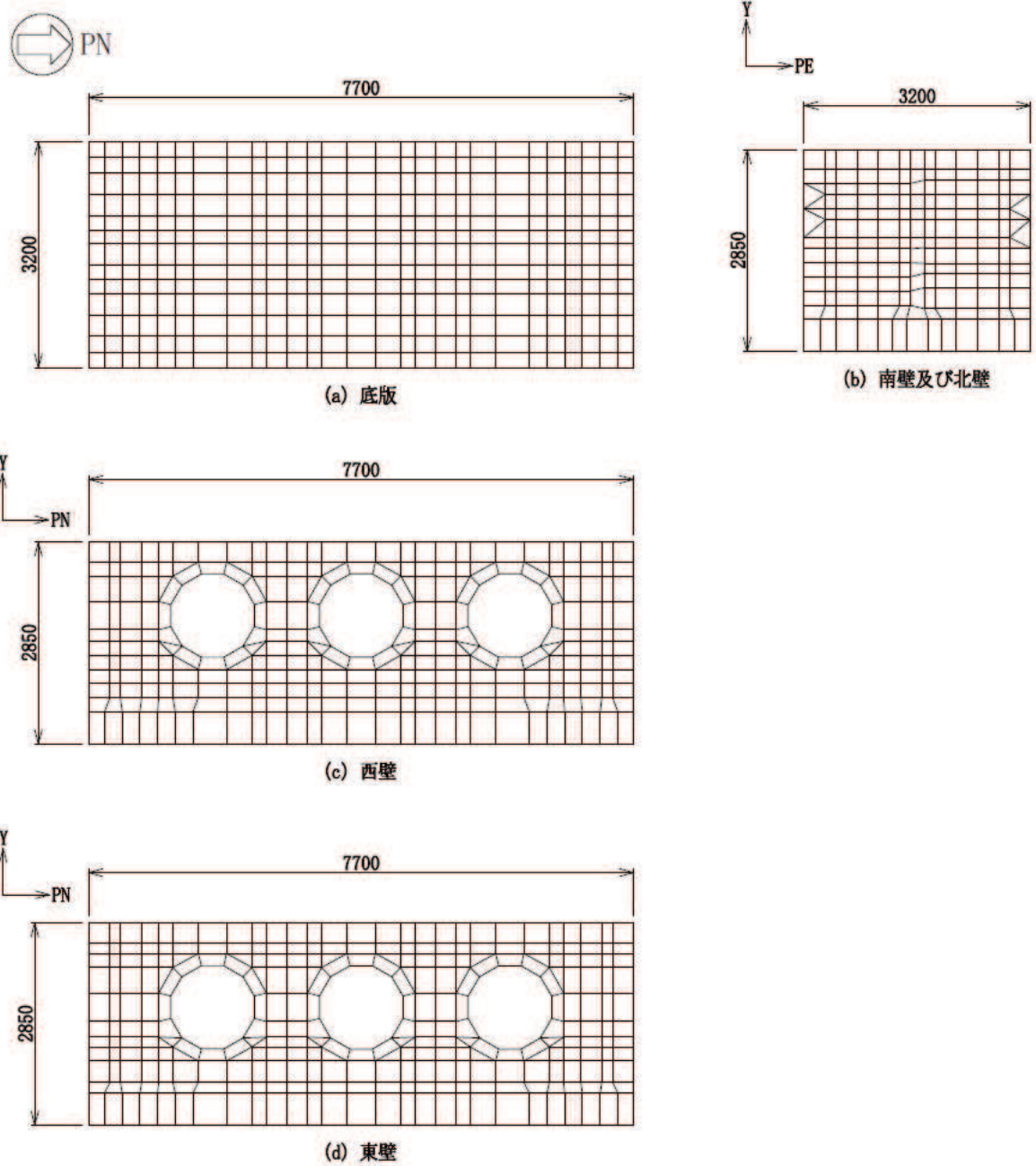


図 9.3-2 要素分割図

9.3.2 使用材料及び材料の物性値



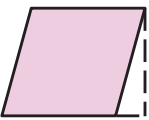
出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

9.4 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表9.4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9.5-1 に示す。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-1 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに

入力する。

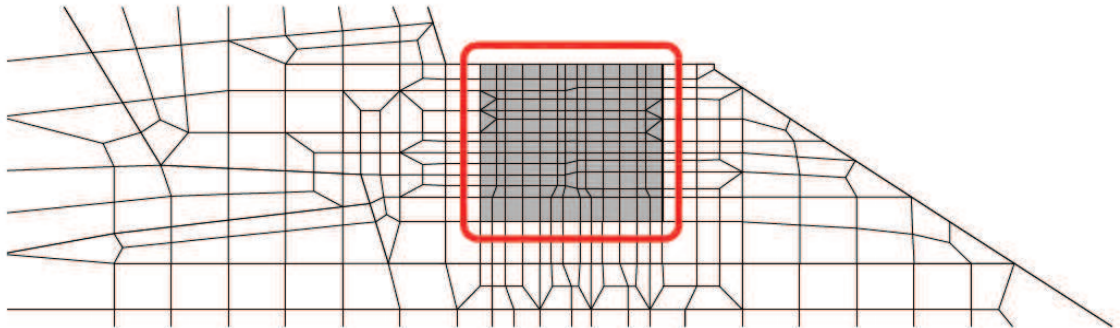


図 9.5-1 応答加速度抽出位置

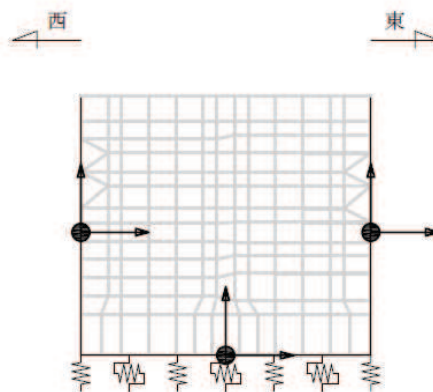


図 9.5-2 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 9.5-3 に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図 9.5-4 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

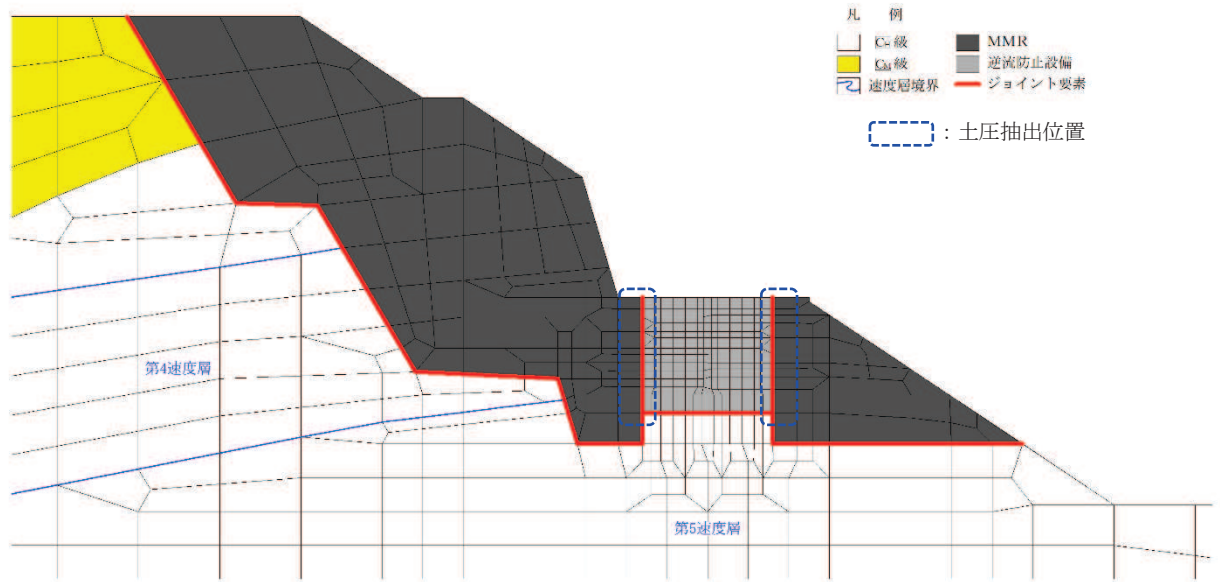


図 9.5-3 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

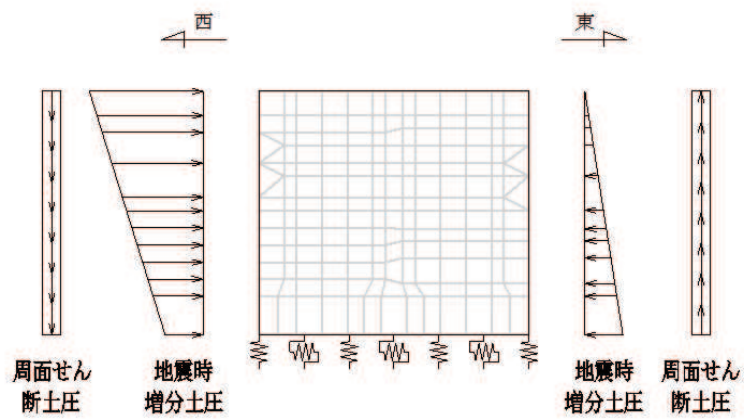


図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

10. 耐震評価

10.1 許容限界

10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10.2-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 10.1-3 に示す。

表 10.1-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

11. 評価結果

11.1 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 及び表 11.1-2 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 11.1-2～図 11.1-5 に示す。

表 11.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		σ'_c / σ'_{ca}
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-436	1.2	16.5	0.08
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	217	-287	1.5	16.5	0.10
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	163	0.6	16.5	0.04
南北壁	4	③	S s - F 2 (-+)	157	-470	1.0	16.5	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

表 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		σ_s / σ_{sa}
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-443	13.2	294	0.05
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	-205	32	33.3	294	0.12
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	168	29.8	294	0.11
南北壁	4	①	S s - F 3 (-+)	15	81	18.5	294	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

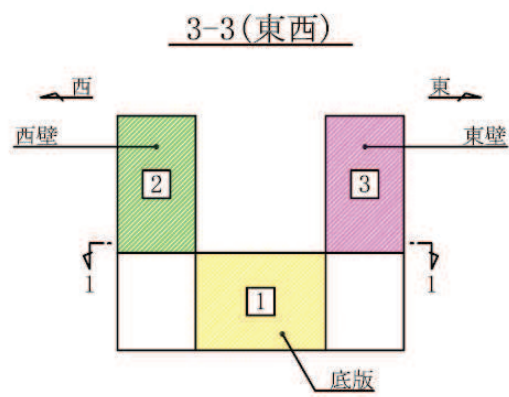
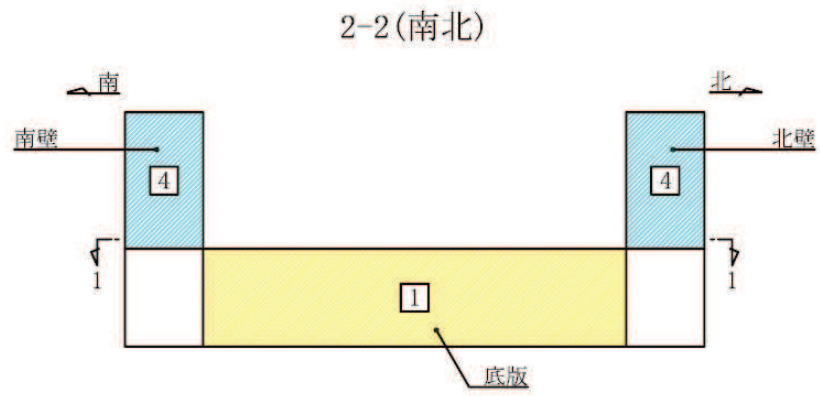
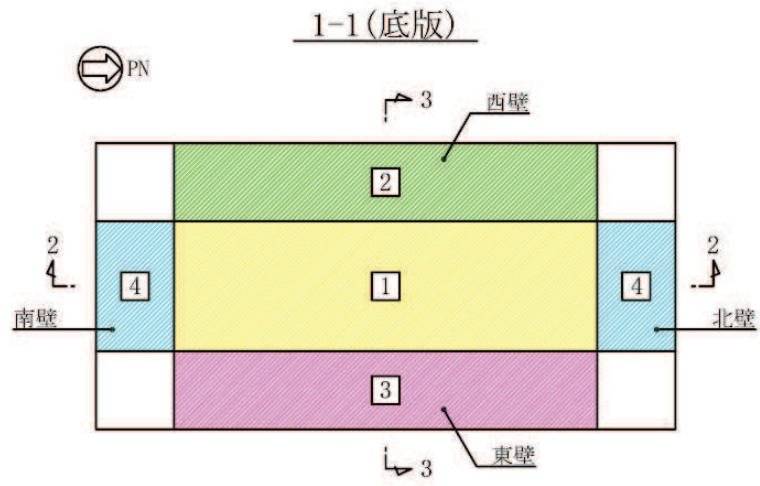


图 11. 1-1 評価位置図

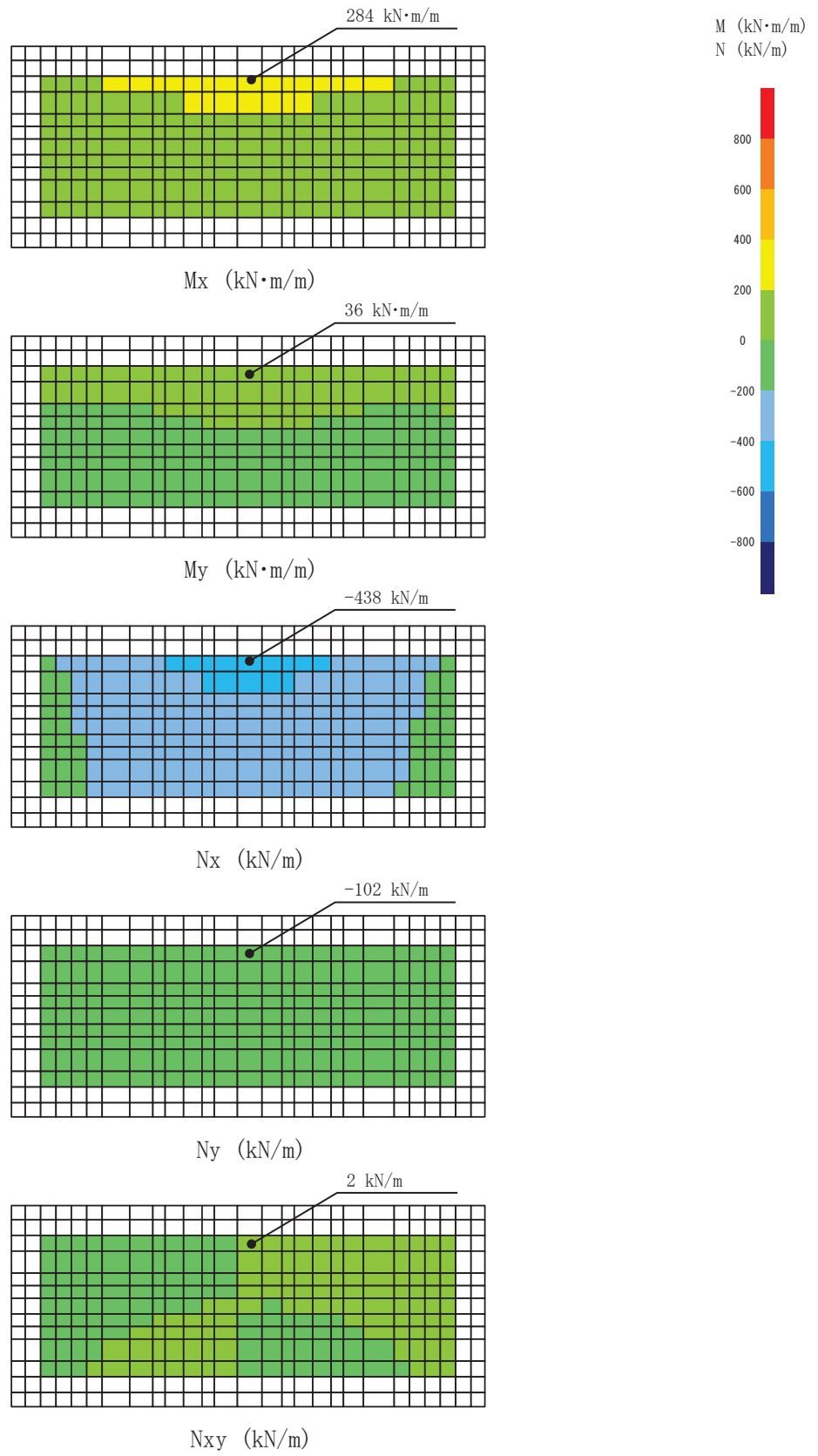


図 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

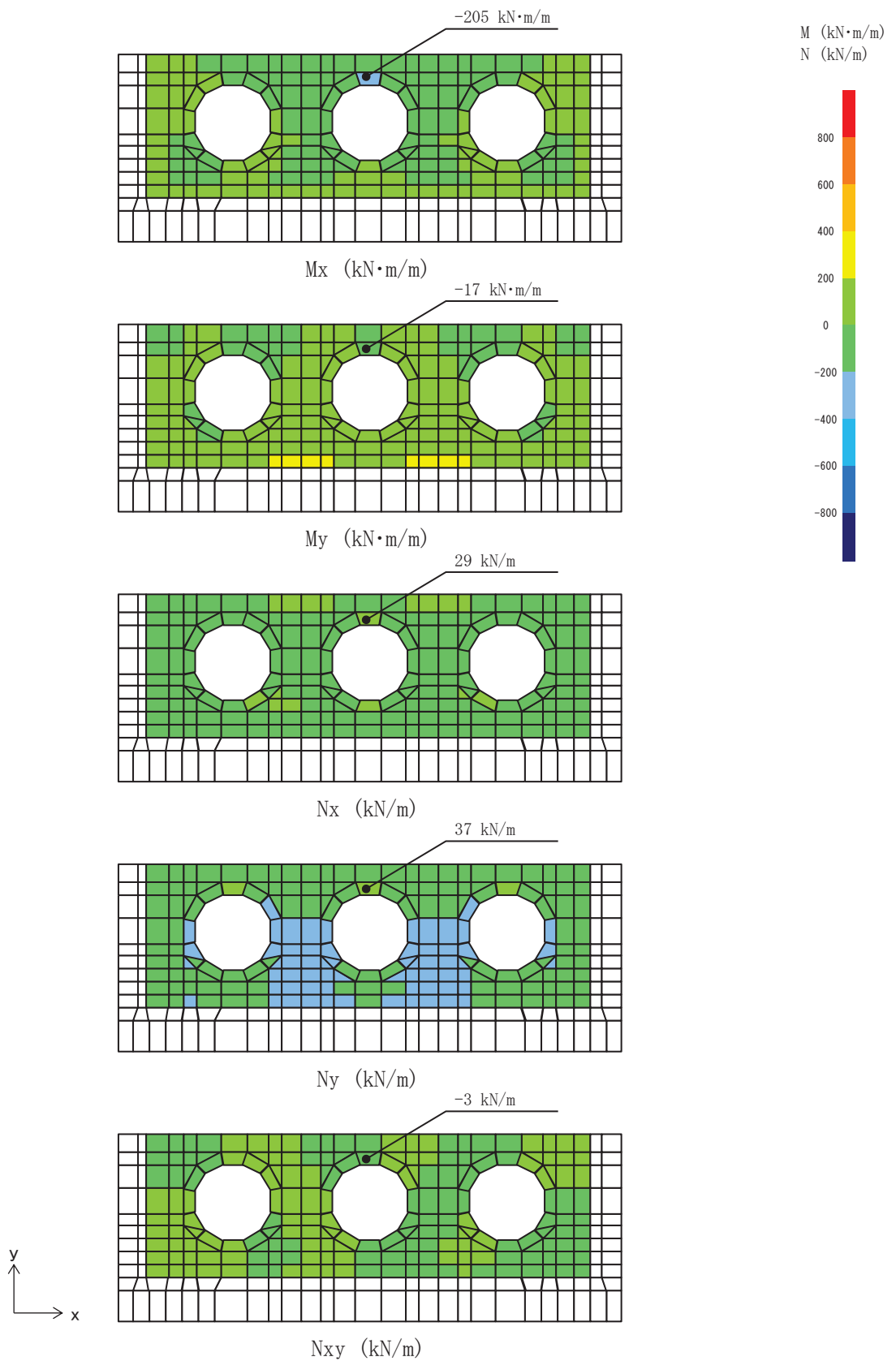


図 11.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

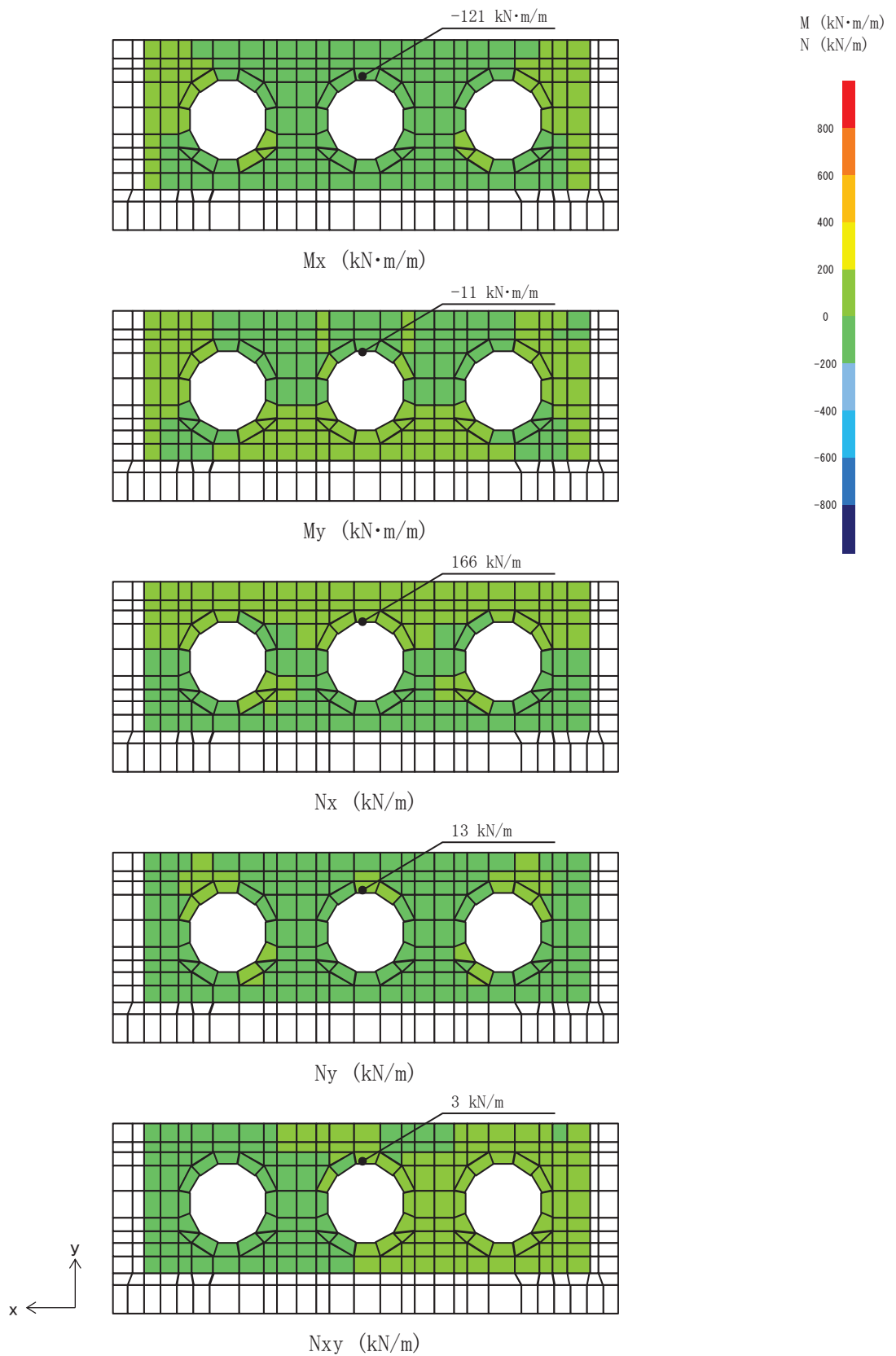


図 11.1-4 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$, $t=28.44s$)

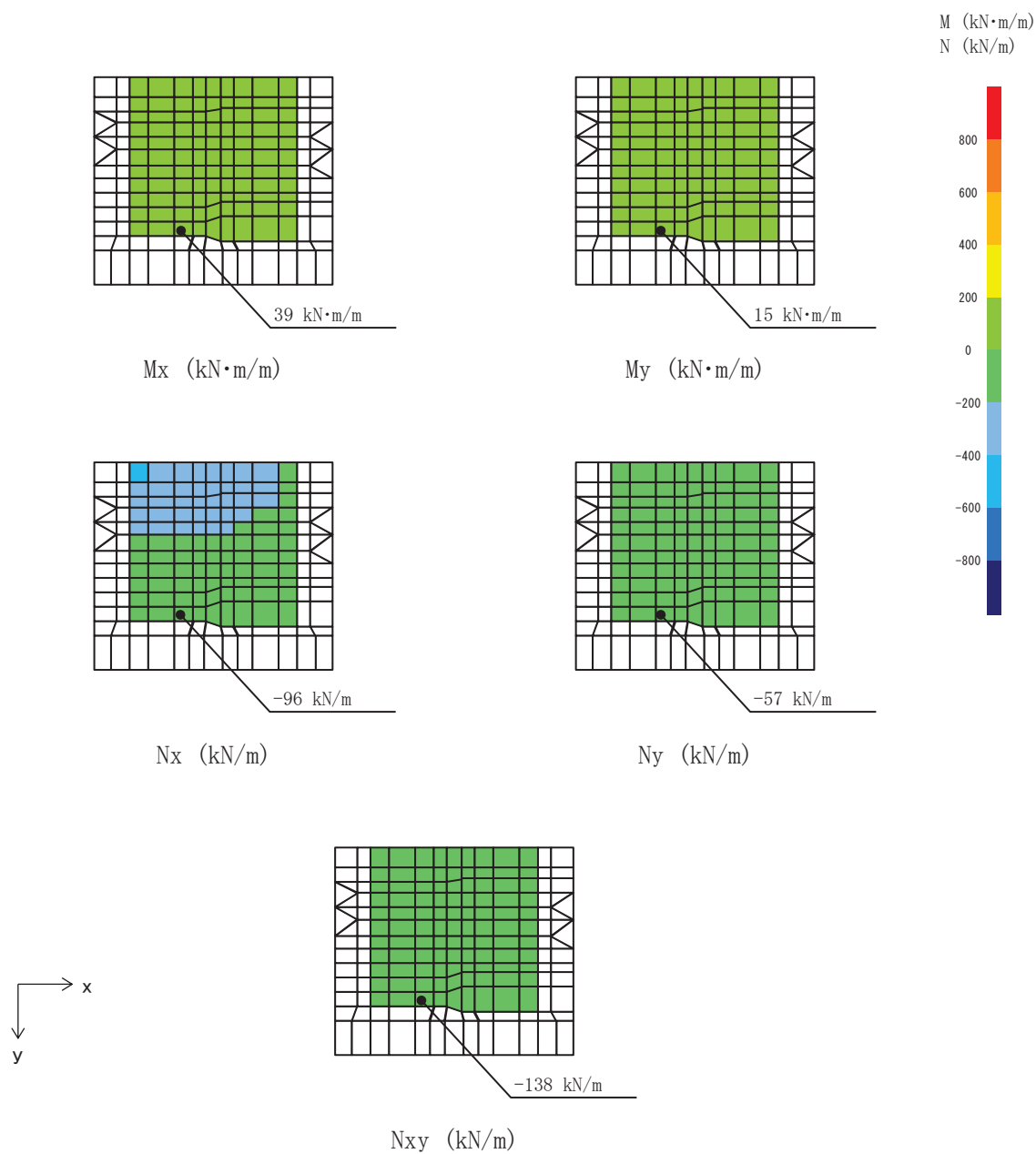


図 11.1-5 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (南壁, 解析ケース①, $S_s - F_3 (-+)$, $t=27.64s$)

11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-1～図 11.2-4 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	①	S s - F 3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S s - F 2 (-+)	65	944	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

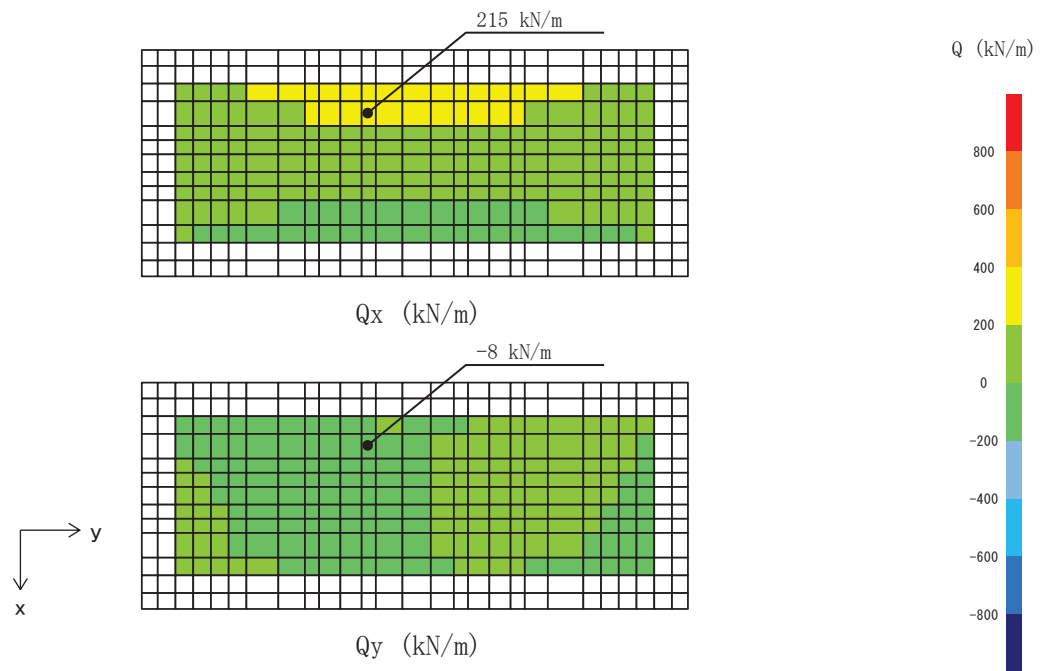


図 11.2-1 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース①, $S_s - F_3$ (-+), $t=27.64s$)

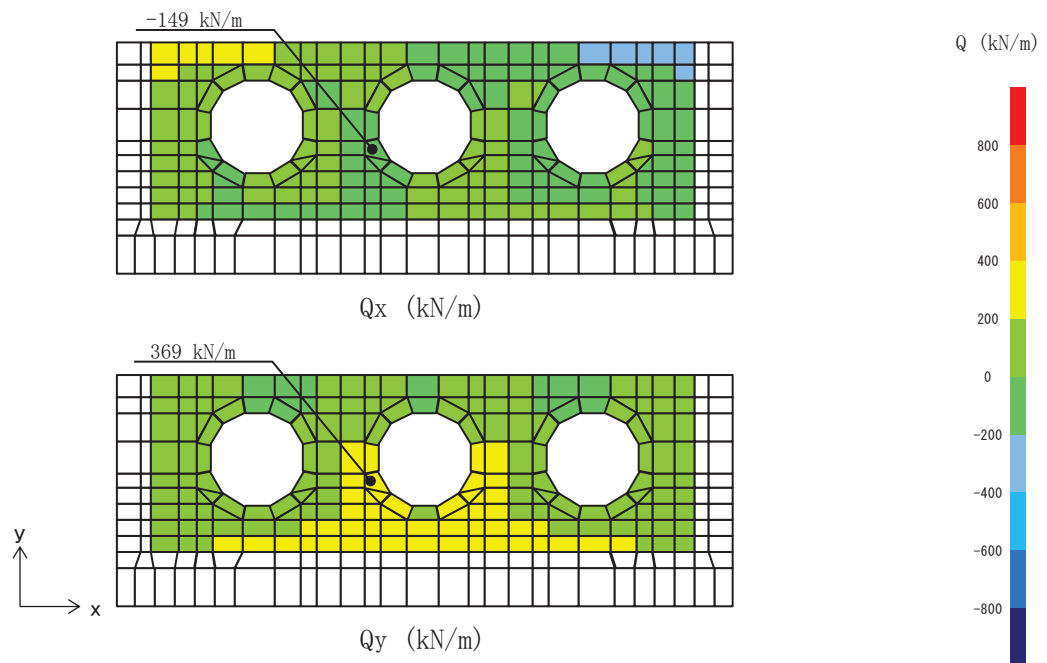


図 11.2-2 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

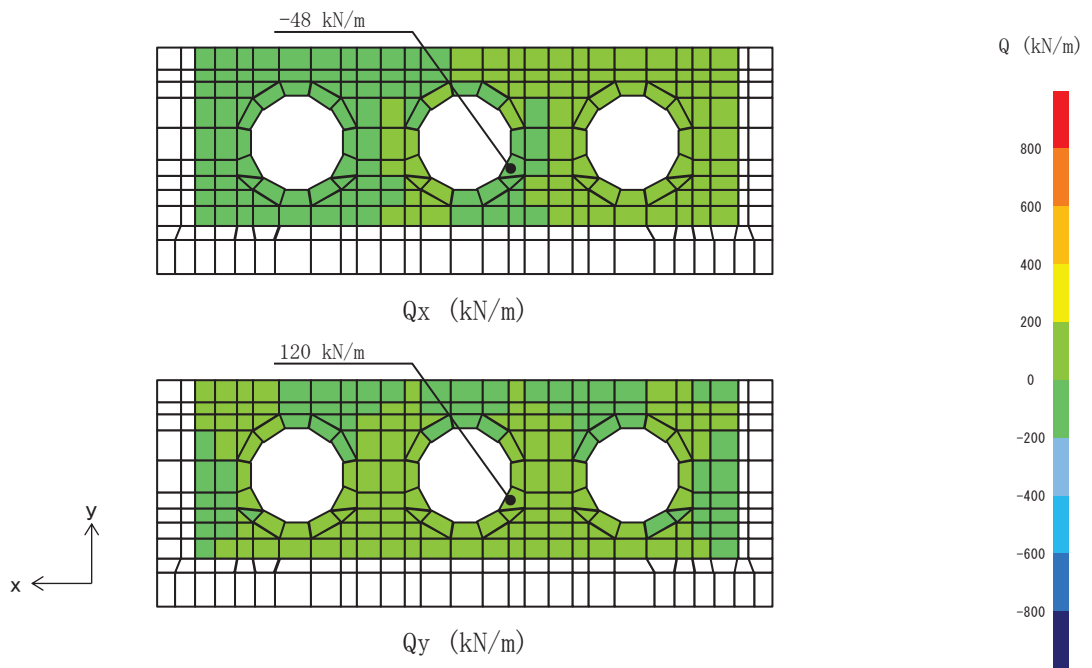


図 11.2-3 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

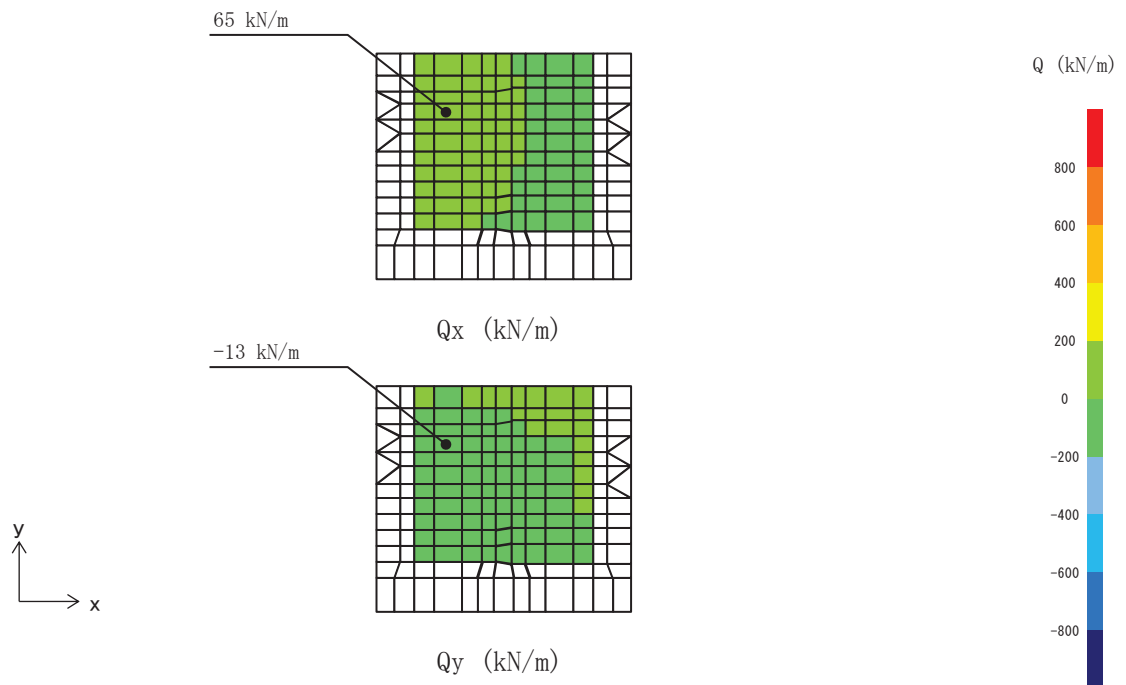


図 11.2-4 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 及び表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造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11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度 $\sigma'c$	短期許容 応力度 $\sigma'ca$	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
				(s)	($kN \cdot m/m$)	(kN/m)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
①	S _s -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-347	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	44.97	165	-253	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	44.97	-59	-38	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	44.97	119	-351	0.8	16.5	0.05
	S _s -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-357	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	25.16	170	-247	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	40.36	-61	-40	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	25.16	122	-363	0.8	16.5	0.05
	S _s -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-364	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	179	-269	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	-61	-39	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	12.87	126	-378	0.8	16.5	0.05
	S _s -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-411	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	20.38	207	-303	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	20.38	-109	164	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	20.38	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S _s -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-361	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.16	170	-234	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	7.16	-62	-49	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	7.16	123	-367	0.8	16.5	0.05
	S _s -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-368	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	14.36	183	-252	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	14.36	-101	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	14.36	132	-393	0.8	16.5	0.05
	S _s -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-373	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	18.84	182	-266	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	18.84	-100	165	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	18.84	130	-388	0.8	16.5	0.05
S _s -F1 (++)	底版	1	19.44	198	-320	0.9	16.5	0.06	
	西壁	2	19.44	144	-211	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	19.44	-55	-28	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	19.44	107	-312	0.7	16.5	0.05	

軸力：引張正

表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-349	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	30.63	162	-287	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	30.63	-58	-37	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	30.63	117	-342	0.7	16.5	0.05
	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-416	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	209	-275	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-117	159	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	149	-448	0.9	16.5	0.06
	S _s -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-388	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	26.68	201	-275	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	26.68	-107	163	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	26.68	141	-428	0.9	16.5	0.06
	S _s -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-422	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	27.64	210	-318	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	27.64	-105	170	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	27.64	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S _s -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-377	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.51	186	-253	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	7.51	-103	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	7.51	133	-399	0.8	16.5	0.05
S _s -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-326	0.8	16.5	0.05	
	西壁	2	7.29	144	-204	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	7.29	-58	-41	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	7.29	108	-314	0.7	16.5	0.05	
②	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-393	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	28.44	203	-268	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-113	156	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	144	-434	0.9	16.5	0.06
③	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-436	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	217	-287	1.5	16.5	0.10
		東壁	3	28.44	-121	163	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	157	-470	1.0	16.5	0.07

軸力：引張正

表11.3-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(s)	(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-352	-10.2	294	0.04
		西壁	2	44.97	-154	79	28.7	294	0.10
		東壁	3	44.97	-90	175	25.7	294	0.09
		南北壁	4	44.96	15	48	13.3	294	0.05
	S _s -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-361	-10.6	294	0.04
		西壁	2	40.36	-157	71	28.6	294	0.10
		東壁	3	40.36	-93	172	25.9	294	0.09
		南北壁	4	25.16	15	52	13.9	294	0.05
	S _s -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-369	-10.9	294	0.04
		西壁	2	12.87	-164	61	29.0	294	0.10
		東壁	3	12.87	-94	175	26.3	294	0.09
		南北壁	4	12.87	15	62	15.5	294	0.06
	S _s -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-415	-12.4	294	0.05
		西壁	2	20.38	-194	36	31.9	294	0.11
		東壁	3	20.38	-109	170	28.2	294	0.10
		南北壁	4	20.38	16	66	16.5	294	0.06
	S _s -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-365	-10.6	294	0.04
		西壁	2	7.16	-159	68	28.7	294	0.10
		東壁	3	7.16	-95	172	26.2	294	0.09
		南北壁	4	7.16	16	46	13.3	294	0.05
	S _s -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-383	-11.2	294	0.04
		西壁	2	14.36	-171	53	29.5	294	0.11
		東壁	3	14.36	-101	168	26.8	294	0.10
		南北壁	4	14.36	16	58	15.3	294	0.06
	S _s -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-379	-10.9	294	0.04
		西壁	2	18.84	-169	62	29.8	294	0.11
		東壁	3	18.84	-100	171	26.9	294	0.10
		南北壁	4	18.83	16	53	14.5	294	0.05
S _s -F1 (++)	底版	1	19.44	197	-327	-9.3	294	0.04	
	西壁	2	19.44	-137	89	26.8	294	0.10	
	東壁	3	19.44	-83	170	24.3	294	0.09	
	南北壁	4	19.44	14	44	12.3	294	0.05	

軸力：引張正

表11.3-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 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}
①	S _s -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-351	-10.0	294	0.04
		西壁	2	30.63	-151	81	28.4	294	0.10
		東壁	3	30.63	-88	174	25.3	294	0.09
		南北壁	4	30.63	15	42	12.3	294	0.05
	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-423	-12.5	294	0.05
		西壁	2	28.44	-194	34	31.7	294	0.11
		東壁	3	28.44	-117	165	29.0	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	67	17.1	294	0.06
	S _s -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-394	-11.6	294	0.04
		西壁	2	26.68	-184	42	30.7	294	0.11
		東壁	3	26.68	-107	169	27.8	294	0.10
		南北壁	4	26.67	16	62	15.9	294	0.06
	S _s -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-426	-12.8	294	0.05
		西壁	2	27.64	-194	29	31.4	294	0.11
		東壁	3	27.64	-105	176	28.0	294	0.10
		南北壁	4	27.64	15	81	18.5	294	0.07
	S _s -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-384	-11.2	294	0.04
		西壁	2	7.5	-171	54	29.6	294	0.11
		東壁	3	7.5	-102	170	27.1	294	0.10
		南北壁	4	7.51	16	58	15.3	294	0.06
S _s -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-331	-9.2	294	0.04	
	西壁	2	7.29	-137	94	27.1	294	0.10	
	東壁	3	7.29	-87	169	24.8	294	0.09	
	南北壁	4	7.29	15	33	10.7	294	0.04	
②	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-409	-12.1	294	0.05
		西壁	2	28.44	-188	36	30.9	294	0.11
		東壁	3	28.44	-113	163	28.3	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	63	16.5	294	0.06
③	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-443	-13.2	294	0.05
		西壁	2	28.44	-205	32	33.3	294	0.12
		東壁	3	28.44	-121	168	29.8	294	0.11
		南北壁	4	28.44	17	73	18.0	294	0.07

軸力：引張正

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造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11.3-4(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S _s -D 1 (++)	底版	1	44.97	170	1227	0.14
		西壁	2	44.97	279	1563	0.18
		東壁	3	44.97	90	1563	0.06
		南北壁	4	44.97	47	944	0.05
	S _s -D 1 (-+)	底版	1	25.16	175	1227	0.15
		西壁	2	25.16	288	1563	0.19
		東壁	3	40.36	91	1563	0.06
		南北壁	4	25.16	48	944	0.06
	S _s -D 2 (++)	底版	1	12.87	182	1227	0.15
		西壁	2	12.87	301	1563	0.20
		東壁	3	12.87	110	1975	0.06
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
	S _s -D 2 (-+)	底版	1	20.38	206	1227	0.17
		西壁	2	20.38	351	1563	0.23
		東壁	3	20.38	108	1563	0.07
		南北壁	4	20.38	62	944	0.07
	S _s -D 3 (++)	底版	1	7.16	175	1227	0.15
		西壁	2	7.16	288	1563	0.19
		東壁	3	7.16	95	1563	0.07
		南北壁	4	7.16	48	944	0.06
	S _s -D 3 (-+)	底版	1	14.36	183	1227	0.15
		西壁	2	14.36	310	1563	0.20
		東壁	3	14.36	99	1563	0.07
		南北壁	4	14.36	52	944	0.06
	S _s -F 1 (++)	底版	1	18.84	181	1227	0.15
		西壁	2	18.84	308	1563	0.20
		東壁	3	18.84	102	1563	0.07
		南北壁	4	18.84	52	944	0.06
S _s -F 1 (-+)	底版	1	19.44	150	1227	0.13	
	西壁	2	19.44	244	1563	0.16	
	東壁	3	19.44	84	1563	0.06	
	南北壁	4	19.44	40	944	0.05	

表11.3-4(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S _s -F 2 (++)	底版	1	30.63	169	1227	0.14
		西壁	2	30.63	273	1563	0.18
		東壁	3	30.63	89	1563	0.06
		南北壁	4	30.63	45	944	0.05
	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	205	1227	0.17
		西壁	2	28.44	354	1563	0.23
		東壁	3	28.44	118	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	62	944	0.07
	S _s -F 3 (++)	底版	1	26.68	195	1227	0.16
		西壁	2	26.68	341	1563	0.22
		東壁	3	26.68	107	1563	0.07
		南北壁	4	26.68	57	944	0.07
	S _s -F 3 (-+)	底版	1	27.64	215	1227	0.18
		西壁	2	27.64	354	1563	0.23
		東壁	3	27.64	122	1975	0.07
		南北壁	4	27.64	61	944	0.07
S _s -N 1 (++)	底版	1	7.5	186	1227	0.16	
	西壁	2	7.51	315	1563	0.21	
	東壁	3	7.51	101	1563	0.07	
	南北壁	4	7.51	52	944	0.06	
S _s -N 1 (-+)	底版	1	7.29	150	1227	0.13	
	西壁	2	7.29	244	1563	0.16	
	東壁	3	7.29	95	1563	0.07	
	南北壁	4	7.29	40	944	0.05	
②	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	200	1227	0.17
		西壁	2	28.44	344	1563	0.23
		東壁	3	28.44	116	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	59	944	0.07
③	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	212	1227	0.18
		西壁	2	28.44	370	1563	0.24
		東壁	3	28.44	120	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	65	944	0.07

11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S _s -D 1	(++)	0.2	13.7	0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.3		0.03	
	S _s -N 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	②	S _s -F 2	(-+)		0.2	0.02
	③		(-+)		0.3	0.03

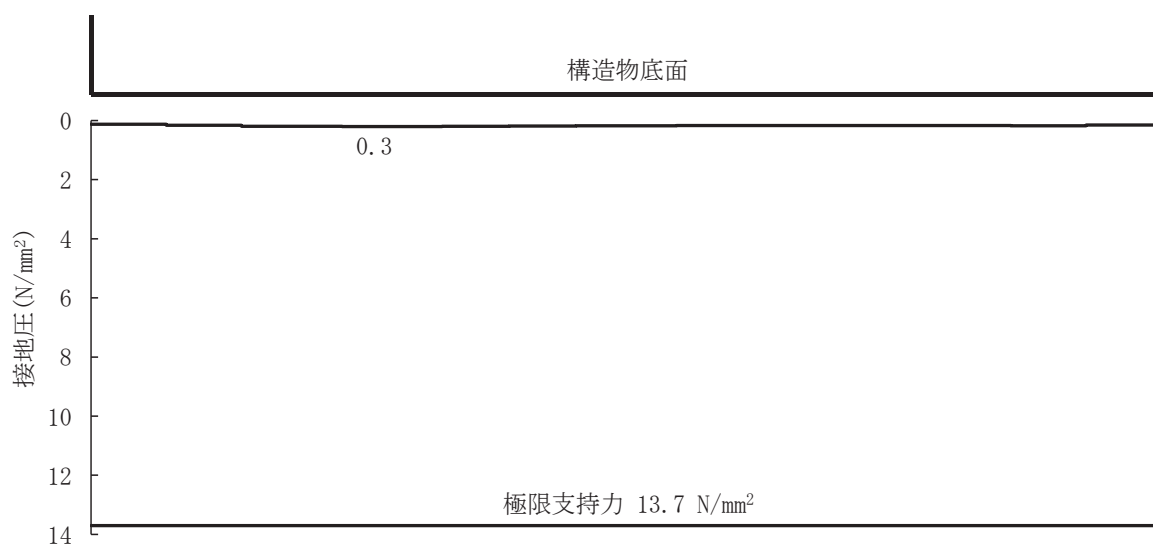


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - F 3 (-+))

(参考資料 1) アンカーボルトの耐震評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

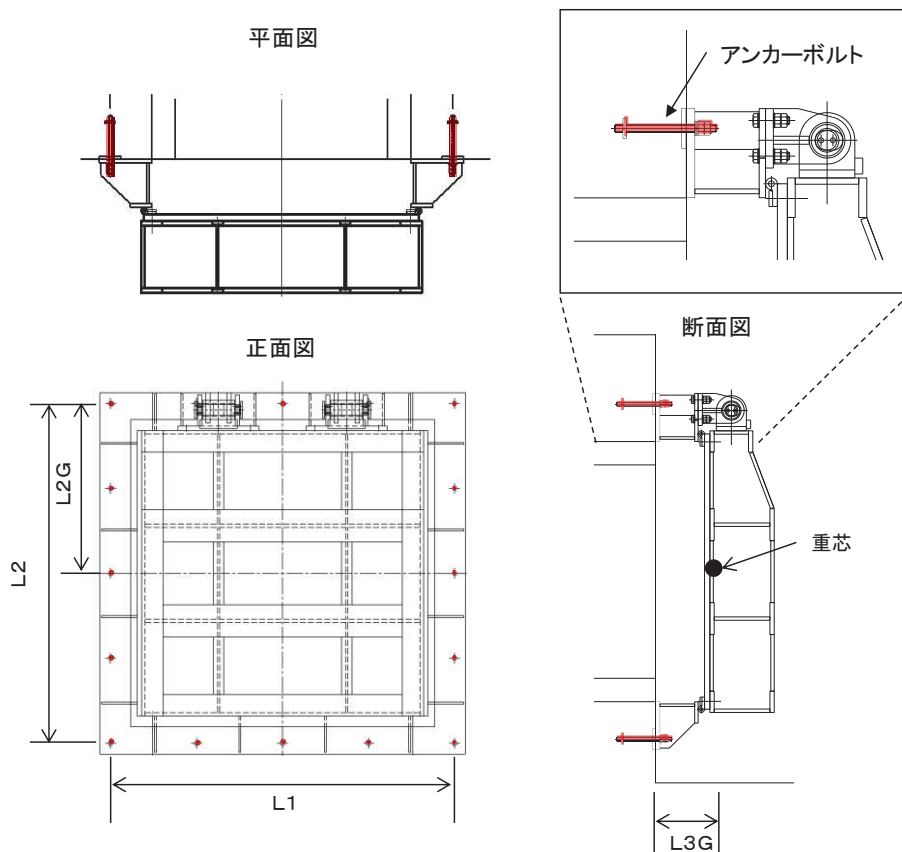
表 1-2 アンカーボルトの許容限界

評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図 2-1 に示す。



$$P = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

または,

$$P = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここに,

P : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (N) *

Q : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

w : 扉体+戸当りの質量 (kN)

FH : アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

FV : アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

L1 : 水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2 : 鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2G : 上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

L3G : 壁面～扉体重芯距離 (mm)

n : アンカーボルト総本数(本)

n₁ : 上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n₂ : 側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記* : 2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

図 2-1 アンカーボルトの構造図及び応力算定式

3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力 P は P₁ と P₂ の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
w	扉体+戸当りの質量	22064.9625	N
FH	水平地震力	17651.97	N
FV	鉛直地震力	11032.48125	N
L1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1610	mm
L2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	1570	mm
L2G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	785	mm
L3G	壁面～扉体重芯距離	255	mm
n	アンカーボルト総本数	16	本
n ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n ₂	側面のアンカーボルト片側本数	5	本

以上により,

$$P_1 = \frac{17651.97 \cdot 255}{1610 \cdot 5} + \frac{(22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 1635\text{N}$$

$$P_2 = \frac{17651.97 \cdot (1570 - 785) + (22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 2841\text{N}$$

$$Q = \frac{\sqrt{17651.97^2 + (22064.9625 + 11032.48125)^2}}{16} = 2345\text{N}$$

よって, $P = P_2$ とする。

3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果 (アンカーボルト)

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	2841	48154	0.06
	せん断	2345	33707	0.07

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1 荷重の設定	12
5.2.2 荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	14
5.4 設計用地震力	17
5.5 計算方法	18
5.6 計算条件	24
5.7 応力計算	25
6. 評価結果	43
7. 出口側集水ピットの強度評価	44
7.1 出口側集水ピットの構造概要	44
7.2 評価方針	47
8. 強度評価方法	49
8.1 記号の定義	49
8.2 荷重算出断面	50
8.3 荷重及び荷重の組合せ	51
8.3.1 荷重	51

8.3.2	荷重の組合せ	51
8.4	許容限界	53
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	53
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	54
8.5	評価方法	55
8.5.1	二次元動的解析	55
8.5.2	三次元構造解析	87
8.5.3	評価方法	105
9.	評価条件	106
10.	評価結果	107
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	107
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	107
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	109
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	110

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

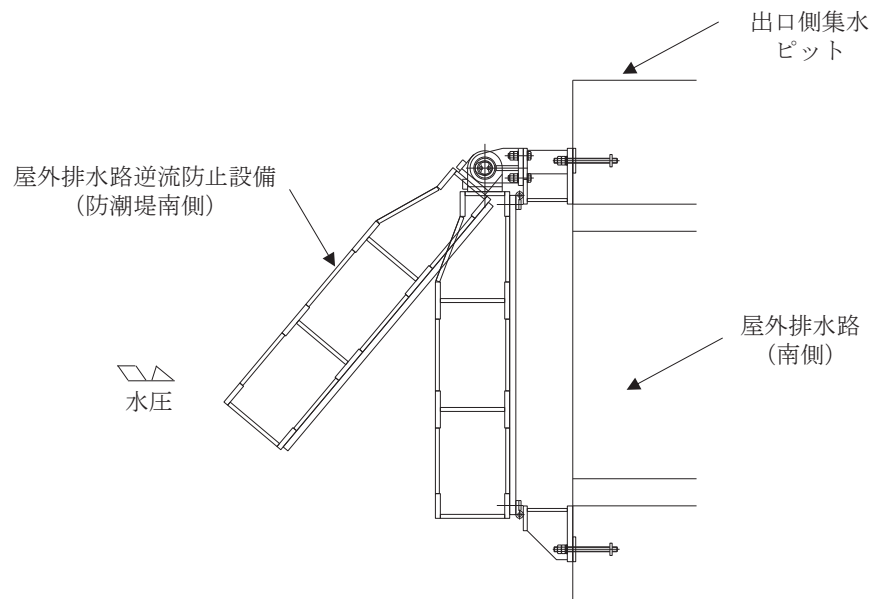
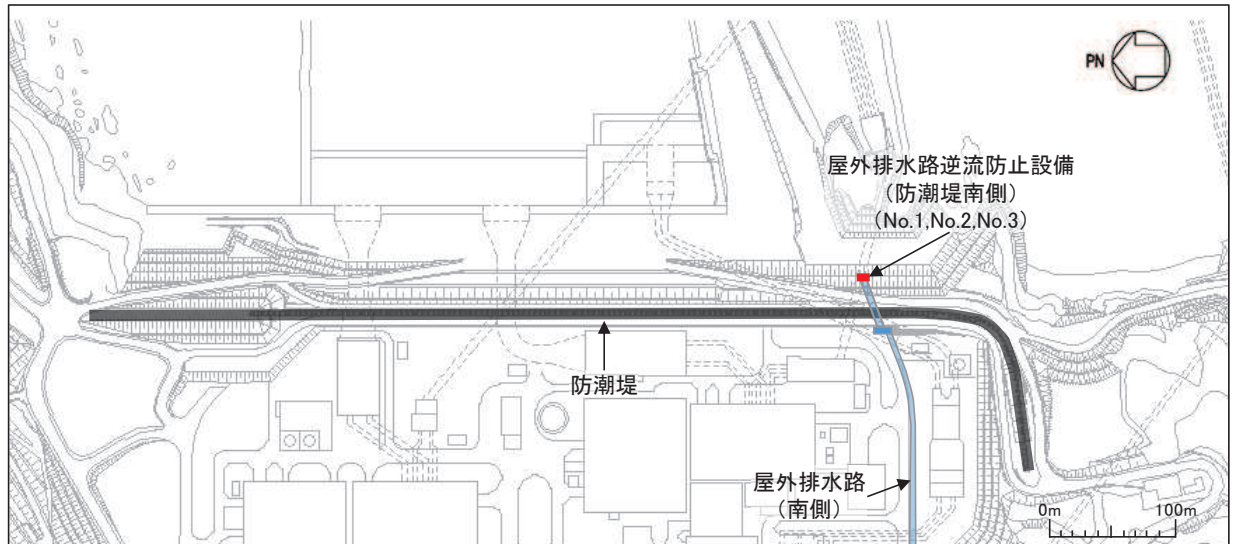


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

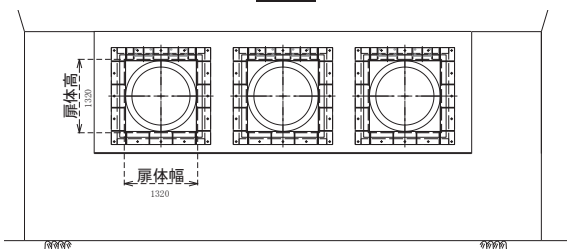
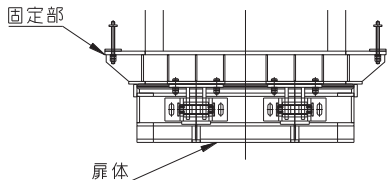
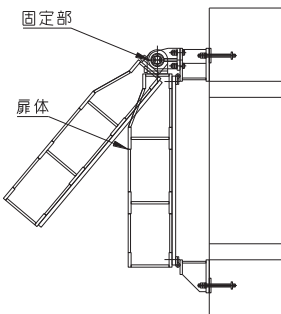
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対してそれぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。	鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。	<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">平面図</p>  <p style="text-align: center;">断面図</p> 

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S d - D 2 を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する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

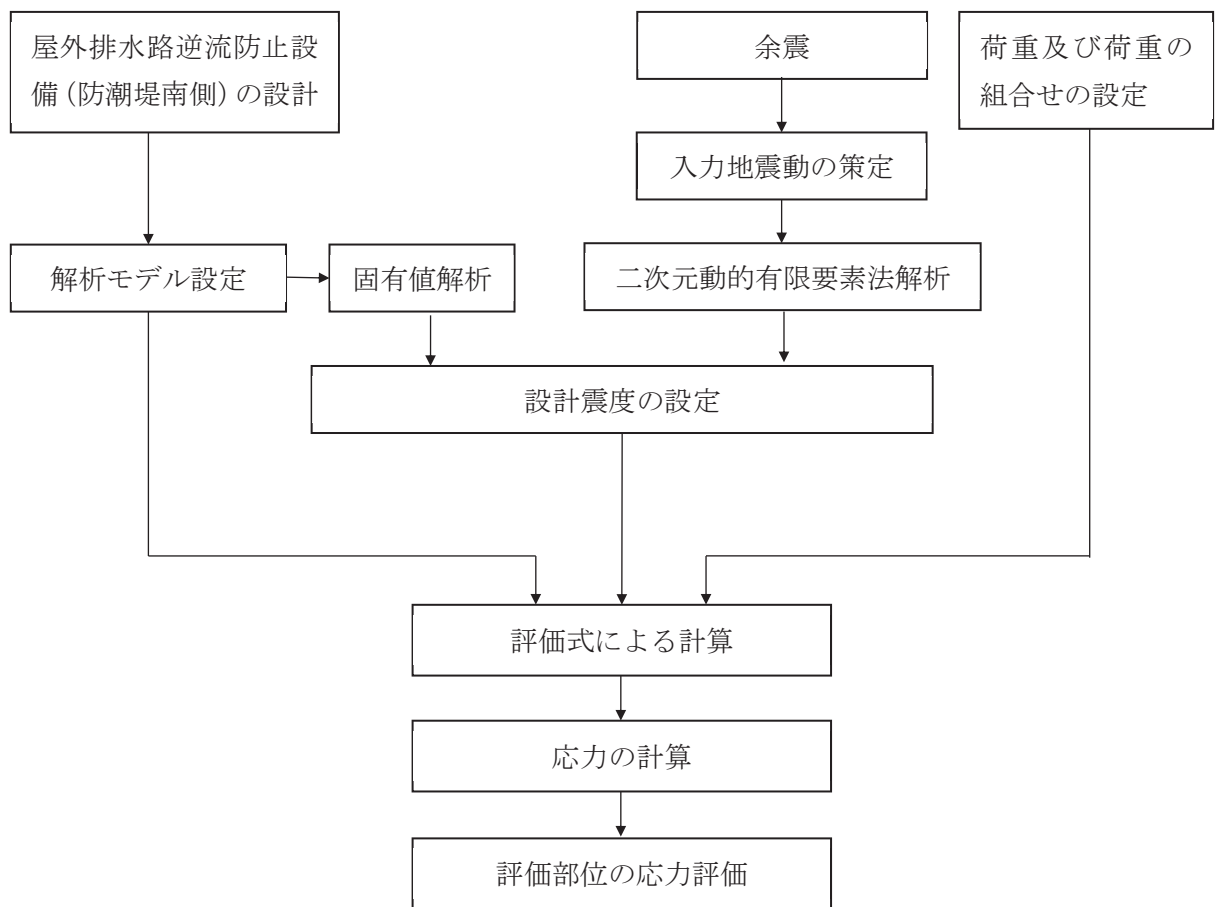


図 2.3-1 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	
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) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		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み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		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)	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

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P _t	遡上津波荷重	N/mm ²
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
P_5	戸当りへ作用する津波水圧荷重	N/mm^2
L_s	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	下部作用圧力	N/mm^2
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
l_x	支圧板中心横幅	mm
l_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm
H	入力津波高	m
h	設計用浸水深	m

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、戸当りを選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図3-1に示す。

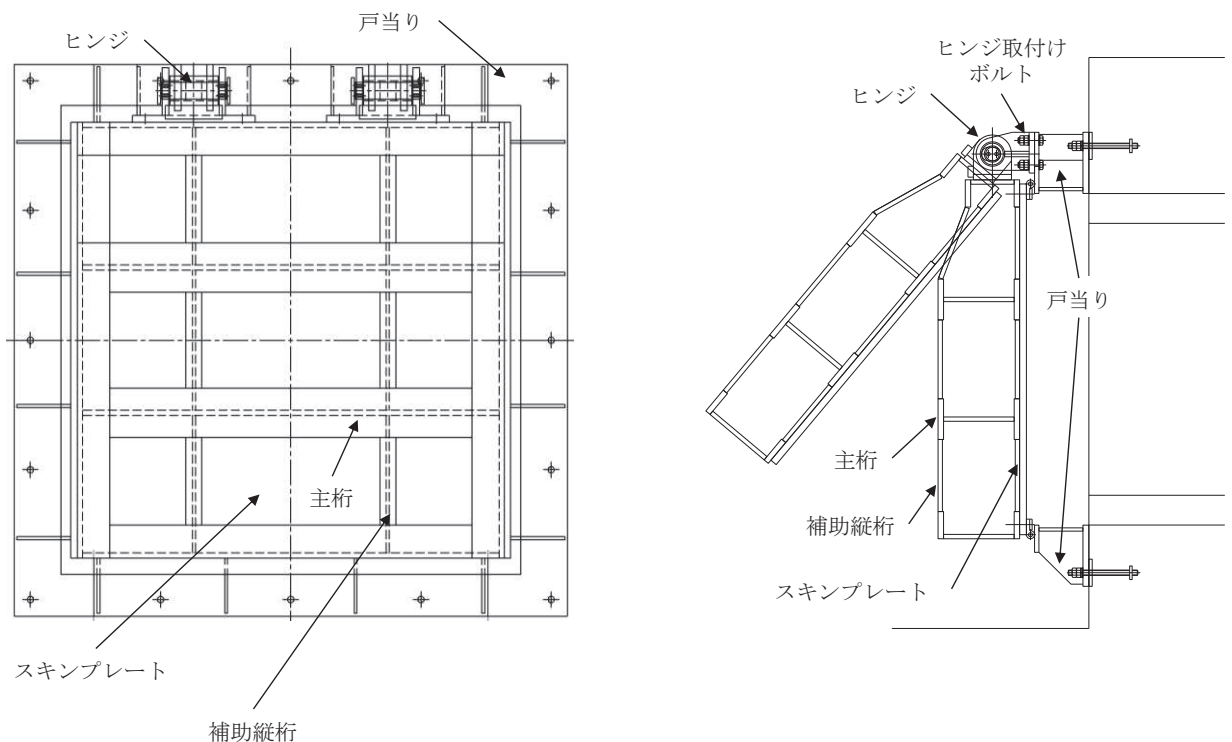


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より，単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	4.3883×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重（ P_t ）

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

遡上津波波圧を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	扉体下端 での標高 (O.P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m ²)
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤南側）	24.4	0.5	11.95	8.125	285.1

(3) 余震荷重（ K_{sd} ）

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D₂ による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-3 荷重の組合せ

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	—	対象構造物に作用する機器・配管は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。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	2560	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	4160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$

$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab}-0.9 \times (K \times L/b-10)) \times 1.5 &= (103-0.9 \times (2 \times 8.8-10)) \times 1.5 \\ &=96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =144.24 \text{ N/mm}^2=144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8.5.1 二次元動的解析」の結果に基づき，表 5.4-1 に示すとおりとする。また，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の加速度応答抽出位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ(m)	余震による設計震度	
				水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S d - D 2 (-+)	②	出口側集水ピット O. P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	0.4	0.4
	S d - D 2 (++)	②		0.4	

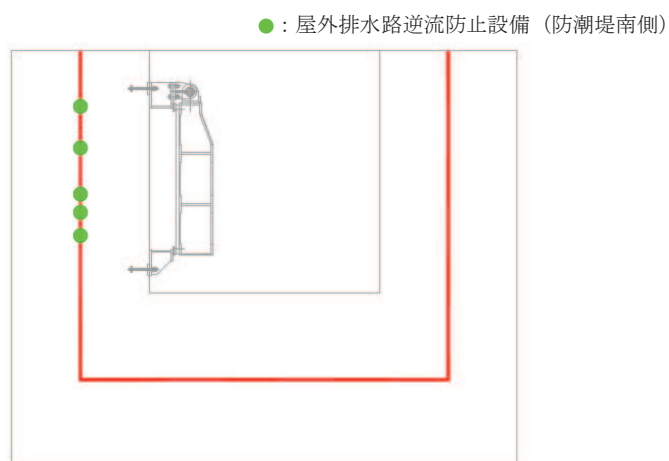


図 5.4-1 加速度抽出位置

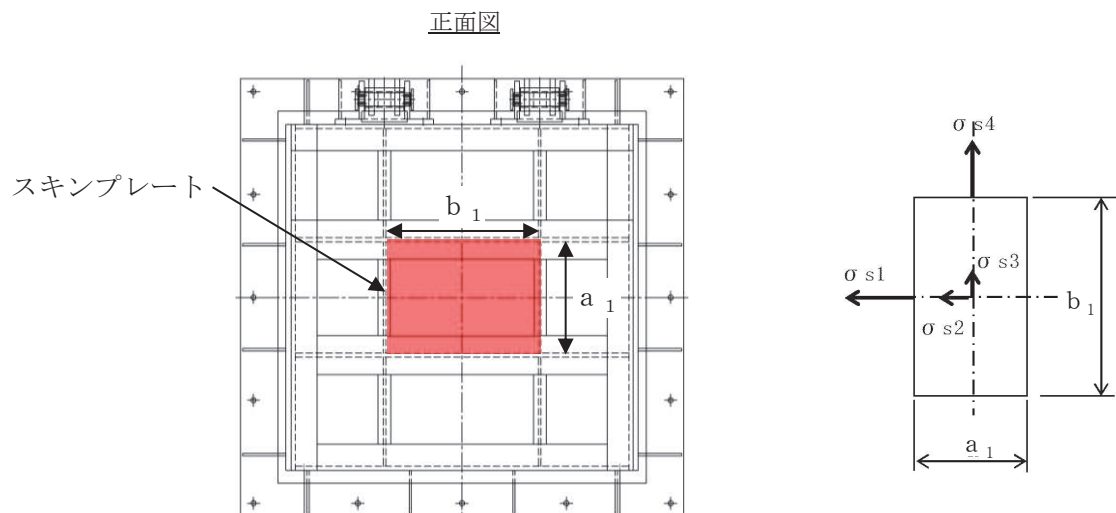
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

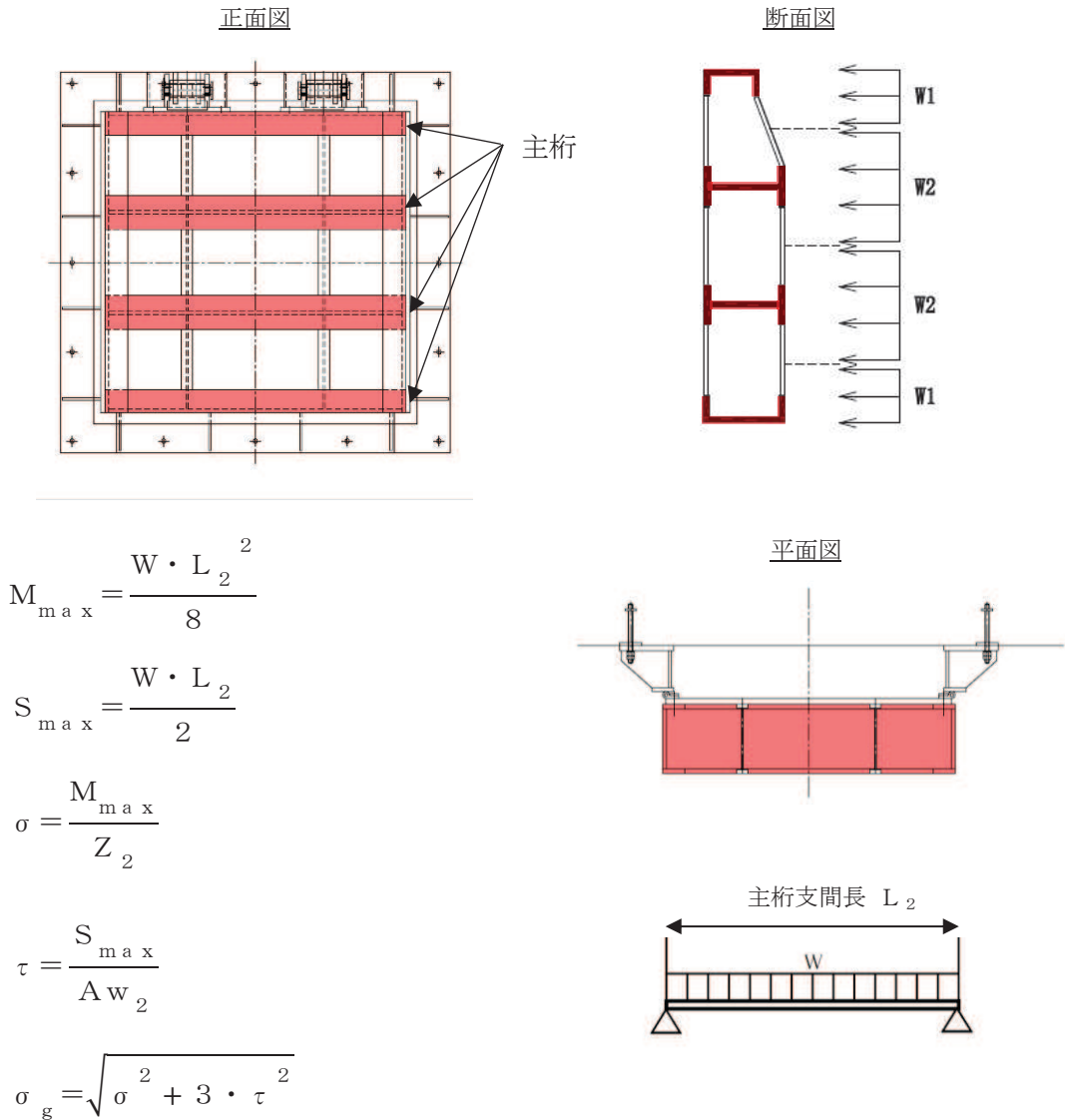
t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-2 に示す。



- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)

- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-3 及び図 5.5-4 に示す。

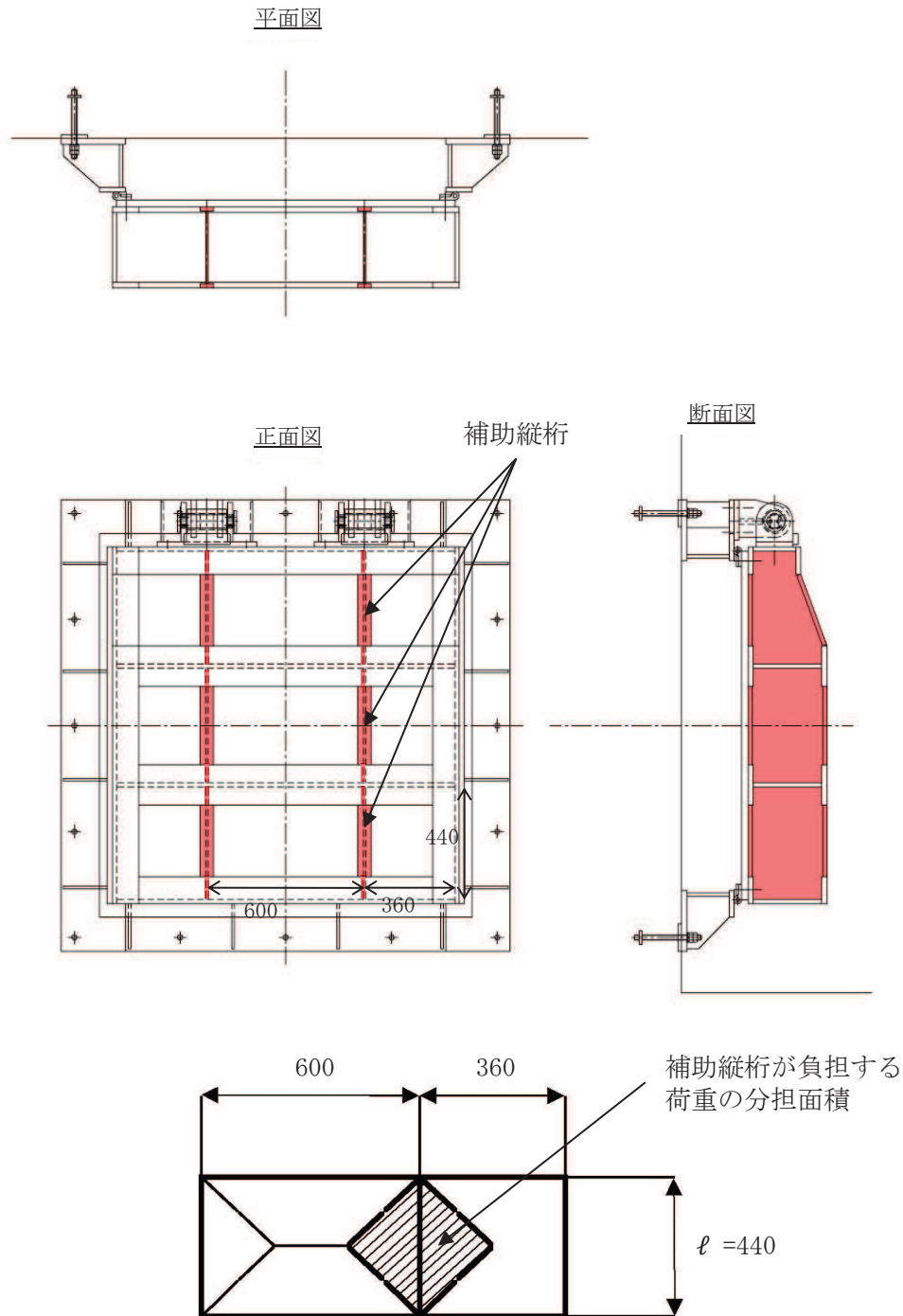


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

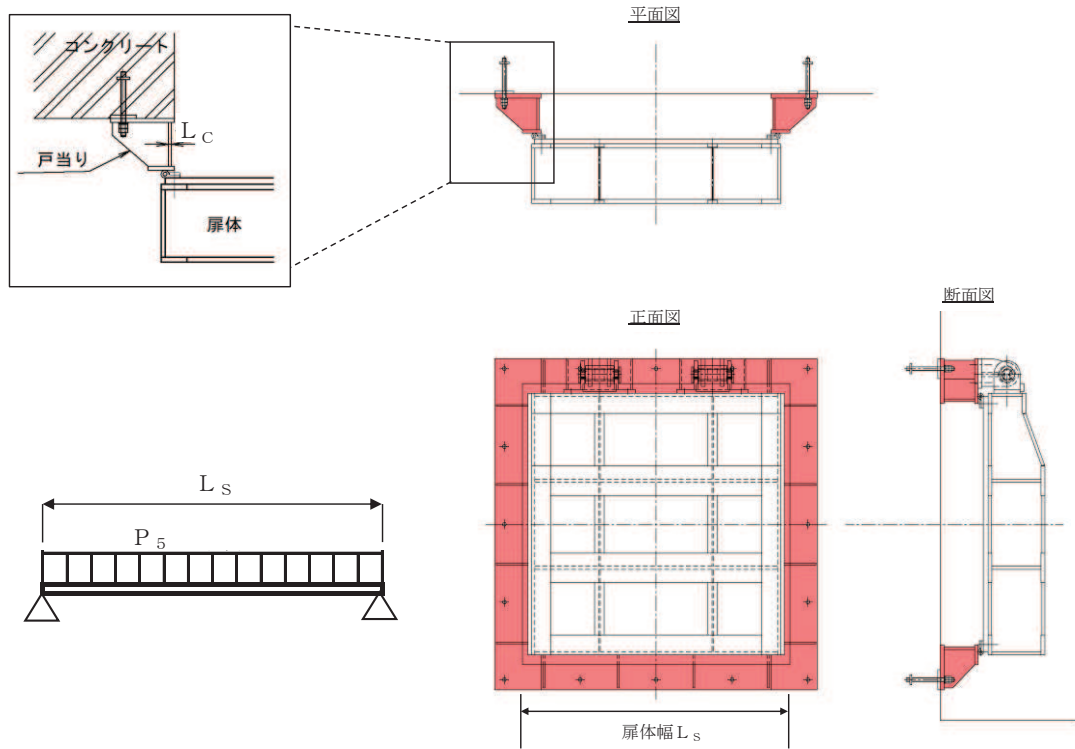
p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
 ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
 Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
 A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-4 補助縦桁の応力算定式

(4) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.5-5 に示す。



$$\sigma = \frac{P_5 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_5 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

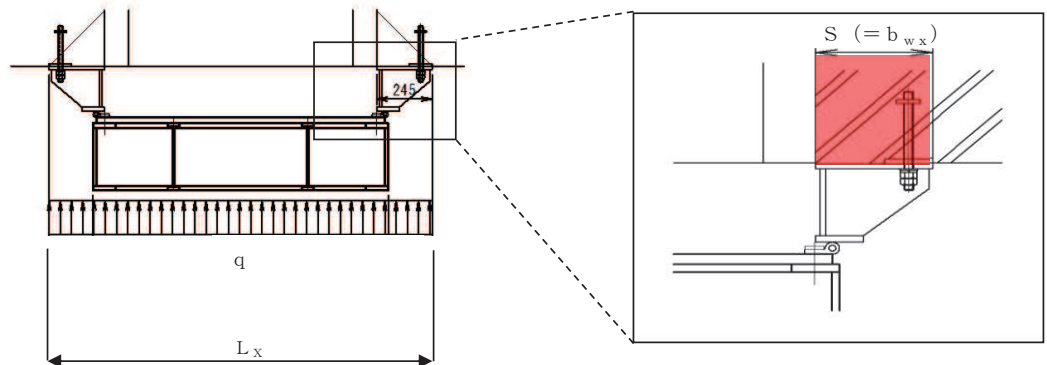
σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5.5-5 戸当りのモデル図及び応力算定式

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-6 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 水平荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

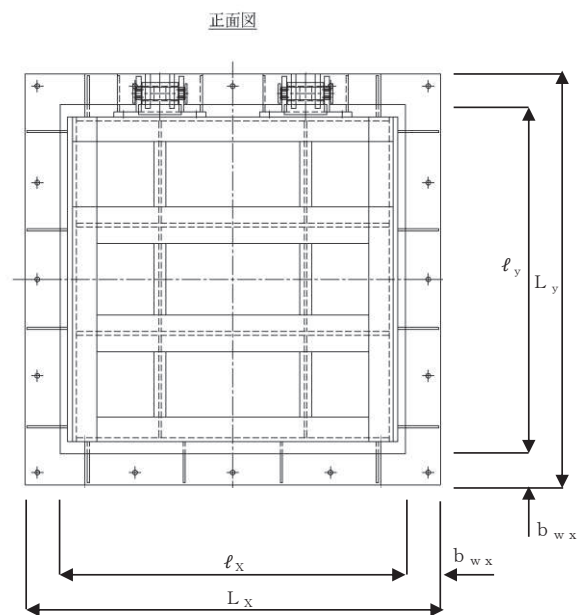


図 5.5-6 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A_1 (mm ²)	水の単位体積重量 W_0 (N/mm ³)	入力津波高 H (m)	設計用 浸水深 h (m)
1.4709975×10^4	1.7424×10^6	1.01×10^{-5}	24.4	11.95

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	短辺 a_1 (mm)	長辺 b_1 (mm)	板厚 t_1 (mm)	単位面積当たりの 荷重 P_1 (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.31
2~3桁	41.96	440	600	25	0.31
3~4桁	41.96	440	600	25	0.31

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L_2 (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A_{w2} (mm ²)
1桁	68.2	1320	3.799467×10^5	2.56×10^3
2, 3桁	136.4	1320	9.415644×10^5	4.16×10^3
4桁	68.2	1320	6.797867×10^5	4.16×10^3

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A_{w3} (mm ²)
0.31	440	1.713276×10^5	1.512×10^3

戸当りへ作用する 荷重 P_5 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L_c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b_{wx} (mm)	支圧幅 b_{wy} (mm)
0.31	1320	12	245	245	225

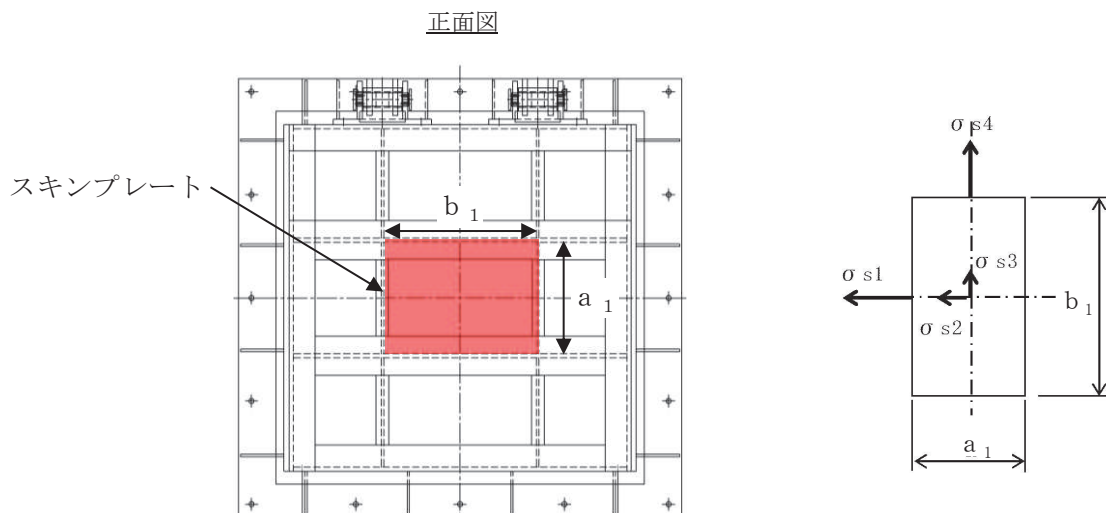
水平荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)	支圧板中心横幅 ℓ_x (mm)	支圧板中心縦幅 ℓ_y (mm)
0.31	1710	1670	1465	1445

5.7 応力計算

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

ススキンプレートに作用する荷重として，津波荷重と地震（余震）荷重を考慮して，以下の式により計算する。

$$P_1 = P_2 + P_3$$

$$P_2 = p + p_1$$

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	kN/m^2
P_2	津波荷重	—	kN/m^2
P_3	余震荷重	—	kN/m^2
ρ	海水密度	1.03	g/cm^3
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
p	津波波圧	285.1	kN/m^2
p_1	内部水圧	8.1	kN/m^2
B	水路幅	2000	mm
w_1	扉体質量	14.71	kN
w_2	戸当り質量	7.36	kN
Kh	水平震度	0.4	—
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm^2

津波荷重

$$P_2 = p + p_1 = 293.2 \text{ kN/mm}^2 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot \mu - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 11.95 - (8.125 - 0.50)) = 285.1 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = \rho \cdot g \cdot B \cdot Kh = 1.03 \times 9.80665 \times 2.00 \times 0.4 = 8.1 \text{ kN/m}^2$$

地震（余震）荷重

$$P_3 = Kh \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

$$= 0.4 \times (14.71 + 7.36) \div 1.7424 = 5.067 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_2 + P_3 = 300 + 10 = 310 \text{ kN/m}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数		
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区分	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1~2 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
2~3 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
3~4 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25

正面図

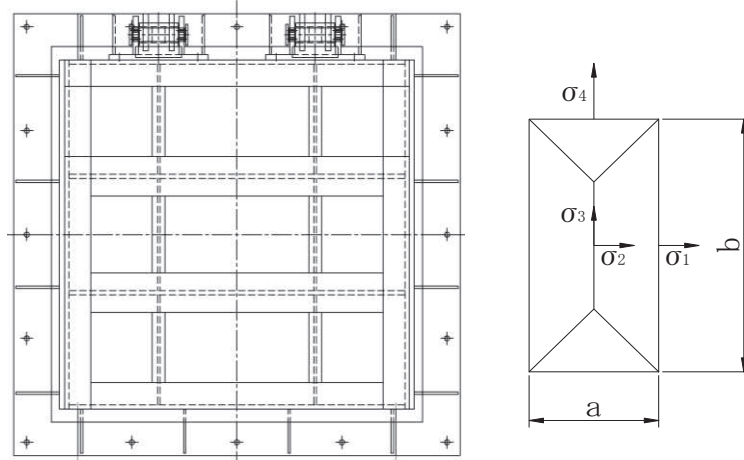


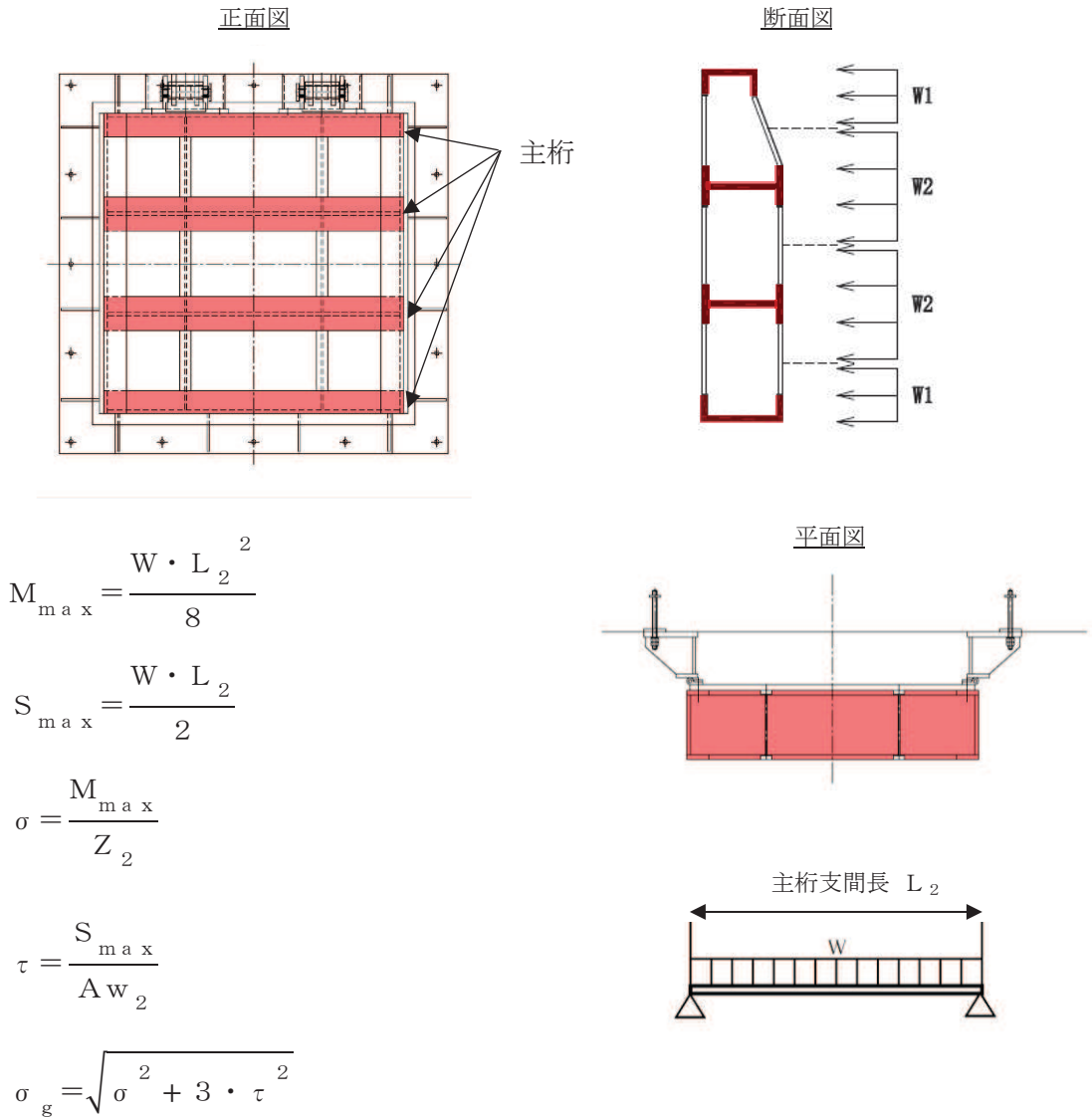
図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

$$\begin{aligned}\sigma &= \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1} \\ &= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.31 \div 25^2 \\ &= 40.30 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)

L₂ : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する荷重 (= P ₁)	0.31	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.31 \times \frac{440}{2} = 68.2 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.31 \times \frac{440}{2} \times 2 = 136.4 \text{ N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M _{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S _{max}	最大せん断力	—	N
L ₂	主桁支間長	1320	mm

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{68.2 \times 1320^2}{8} = 14853960 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{136.4 \times 1320^2}{8} = 29707920 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{68.2 \times 1320}{2} = 45012 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{136.4 \times 1320}{2} = 90024 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

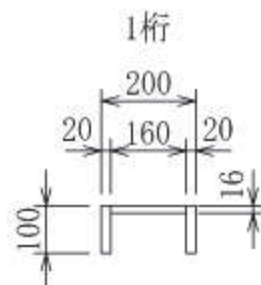


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁（2，3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×150×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

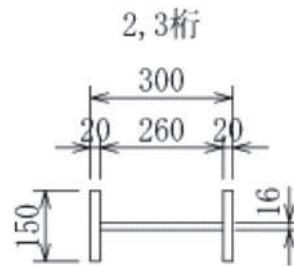


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

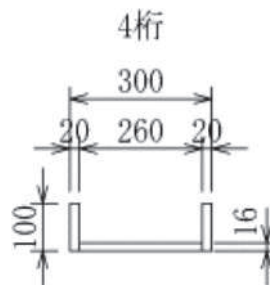


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A_{W2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	14853960	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	29707920	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	14853960	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	45012	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	90024	N
	最大せん断力 (4 桁)	45012	N
Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	3.799467×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10^5	mm ³
A_{W2}	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10^3	mm ³
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10^3	mm ³

以上により，

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 379946.7 = 39.10 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 29707920 \div 941564.4 = 31.56 \text{N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 679786.7 = 21.86 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 2560.0 = 17.59 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 90024 \div 4160.0 = 21.65 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 4160.0 = 10.83 \text{N/mm}^2$$

合成応力度

1桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{39.10^2 + 3 \cdot 17.95^2} = 49.57 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{31.56^2 + 3 \cdot 21.65^2} = 49.02 \text{N/mm}^2$$

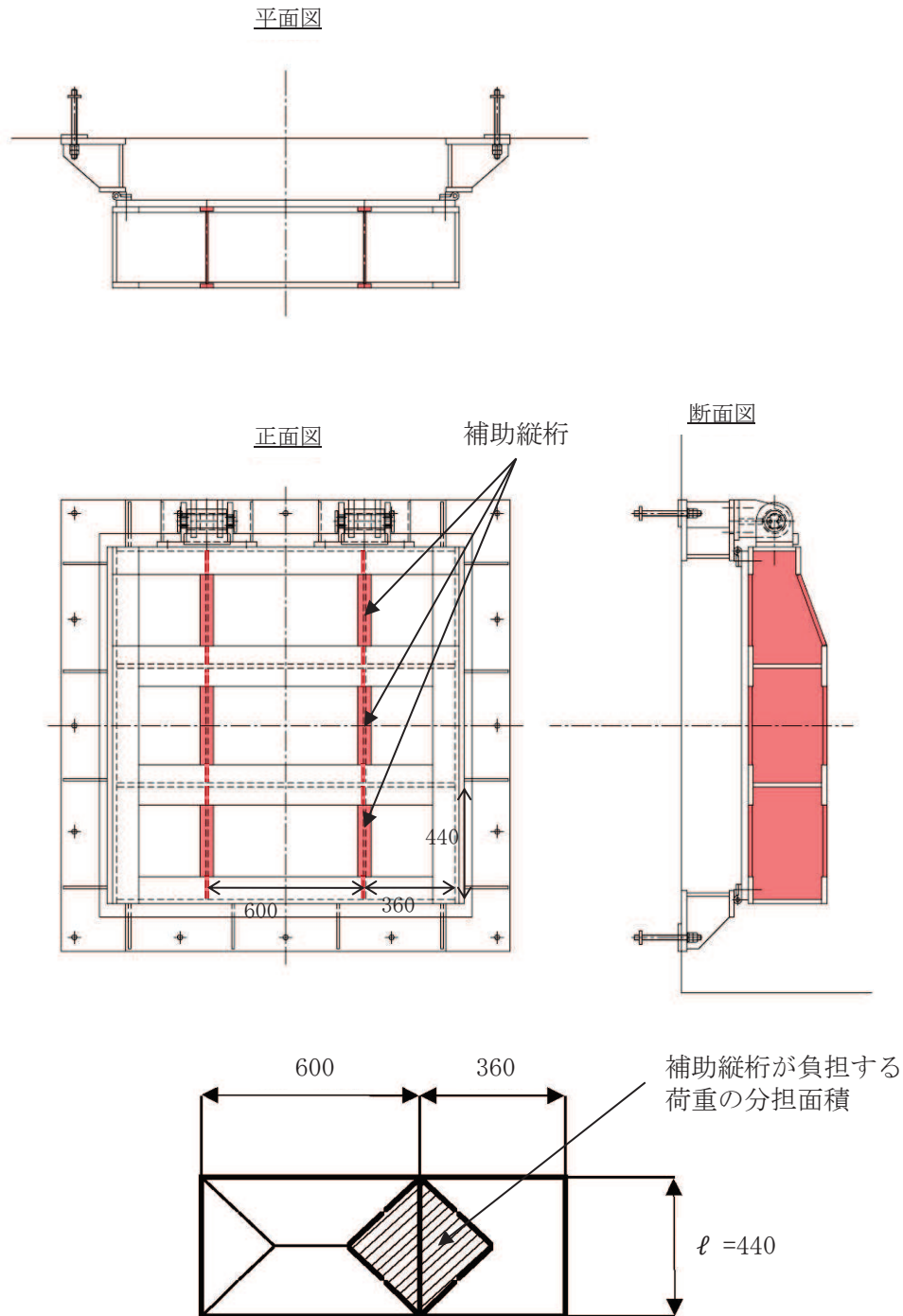
4桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{21.86^2 + 3 \cdot 10.83^2} = 28.81 \text{N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z₃ : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-7 補助縦桁の構造図及びモデル図及び応力算定式 (単位 : mm)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する荷重を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 補助縦桁の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (= P ₁)	0.31	N/mm ²

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{\max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{\max}	最大せん断力	—	N
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	0.31	N/mm ²
ℓ	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	440	mm

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.31 \times 440^3}{12} = 2200586.667 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.31 \times 440^2}{4} = 15004 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w3 = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

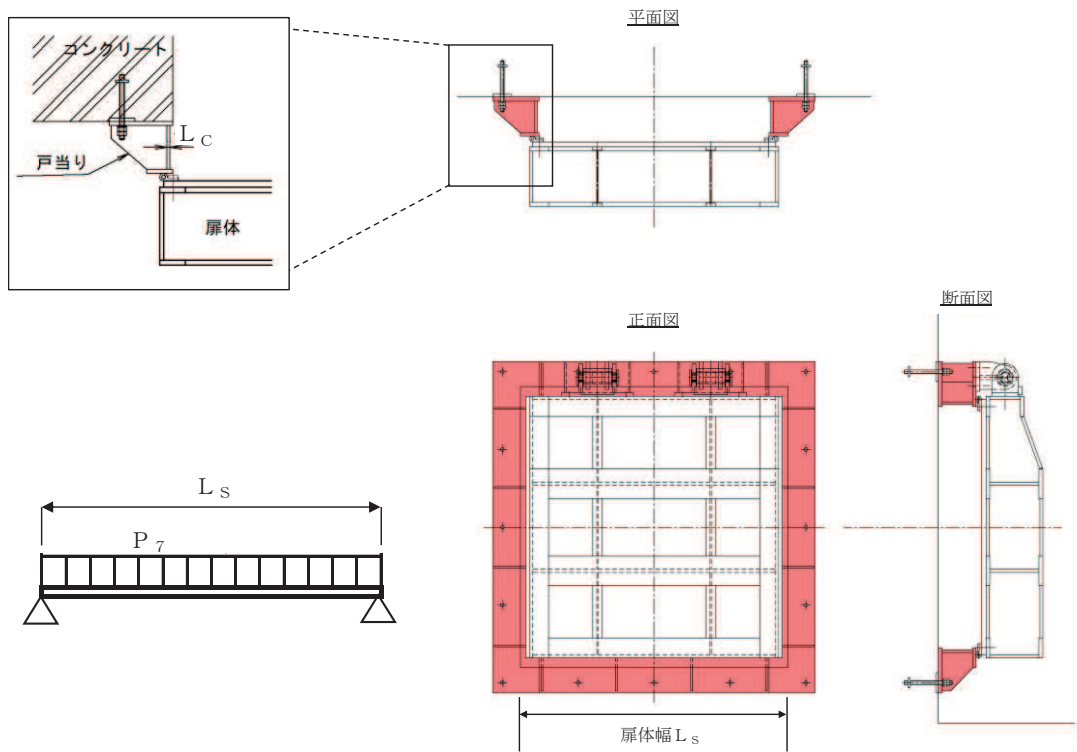
$$\sigma = \frac{2200586.667}{171327.6} = 12.85\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{15004}{1512.0} = 9.93\text{N/mm}^2$$

(4) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5.7-8 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5.7-8 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

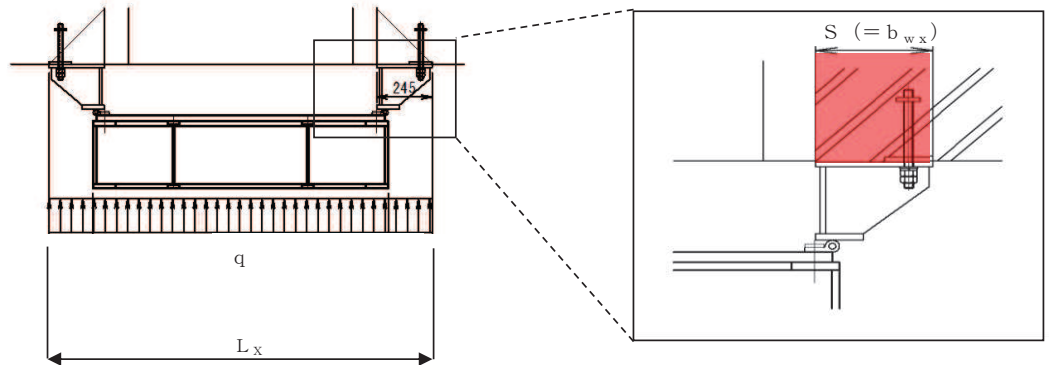
記号	定義	数値	単位
σ	支圧応力度	—	N/mm ²
P_7	戸当りへ作用する荷重 (= P_1)	0.31	N/mm ²
L_s	扉体幅	1320	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.31 \times 1320}{2 \times 12} = 17.05 \text{N/mm}^2$$

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

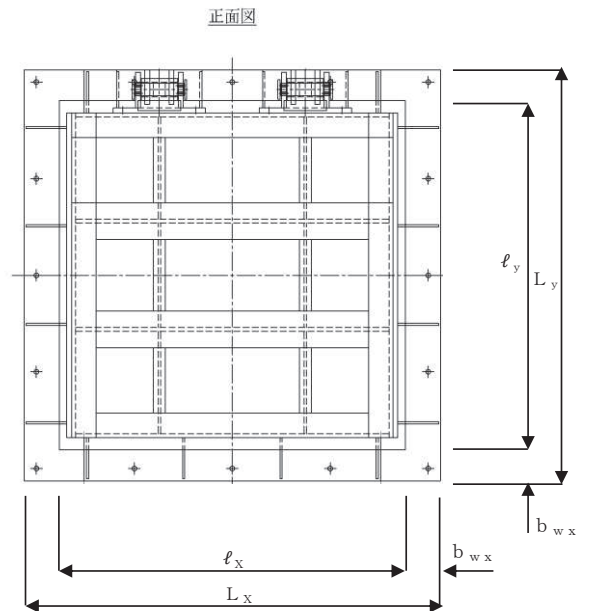


図 5.7-9 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	水平荷重 (= P ₁)	0.31	N/mm ²
L _x	戸当り横幅	1710	mm
L _y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	1445	mm
b _{wx}	支圧横幅	245	mm
b _{wy}	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.31 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.65 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.65 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.33 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)		
扉体	スキンプレート		曲げ応力度 (N/mm ²)	40.30	154	0.27	
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	39.10	151	0.26	
		2,3桁		31.56	154	0.21	
		4桁		21.86	151	0.15	
		1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	17.59	88	0.20	
		2,3桁		21.65	88	0.25	
		4桁		10.83	88	0.13	
		1桁	合成応力度 (N/mm ²) *	49.57	154	0.33	
		2,3桁		49.02	154	0.32	
		4桁		28.81	154	0.19	
	補助縦桁			曲げ応力度 (N/mm ²)	12.85	144	0.09
				せん断応力度 (N/mm ²)	9.93	88	0.12
				合成応力度 (N/mm ²) *	21.47	154	0.14
固定部	戸当り		支圧応力度 (N/mm ²)	17.05	231	0.08	
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)		0.65	13.5	0.05	
		せん断応力度 (N/mm ²)		0.33	1.5	0.22	

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

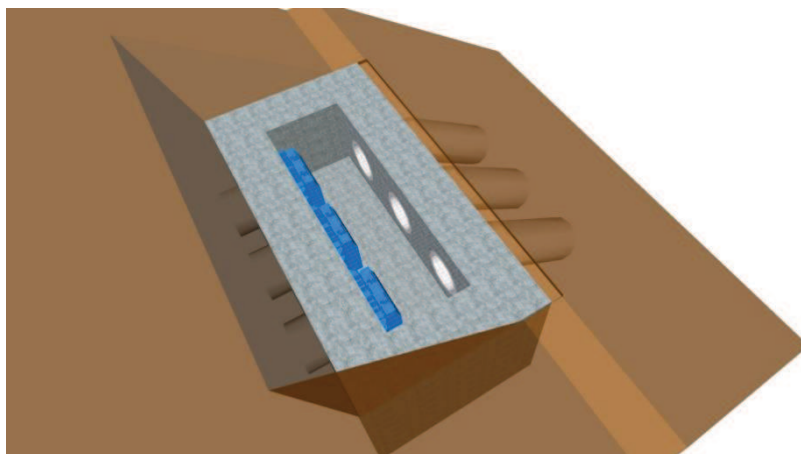
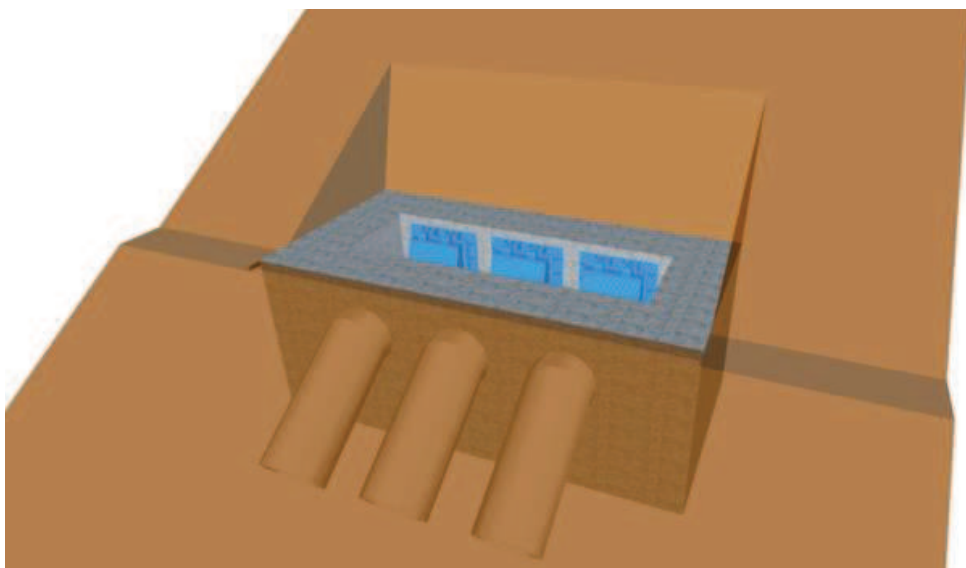


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

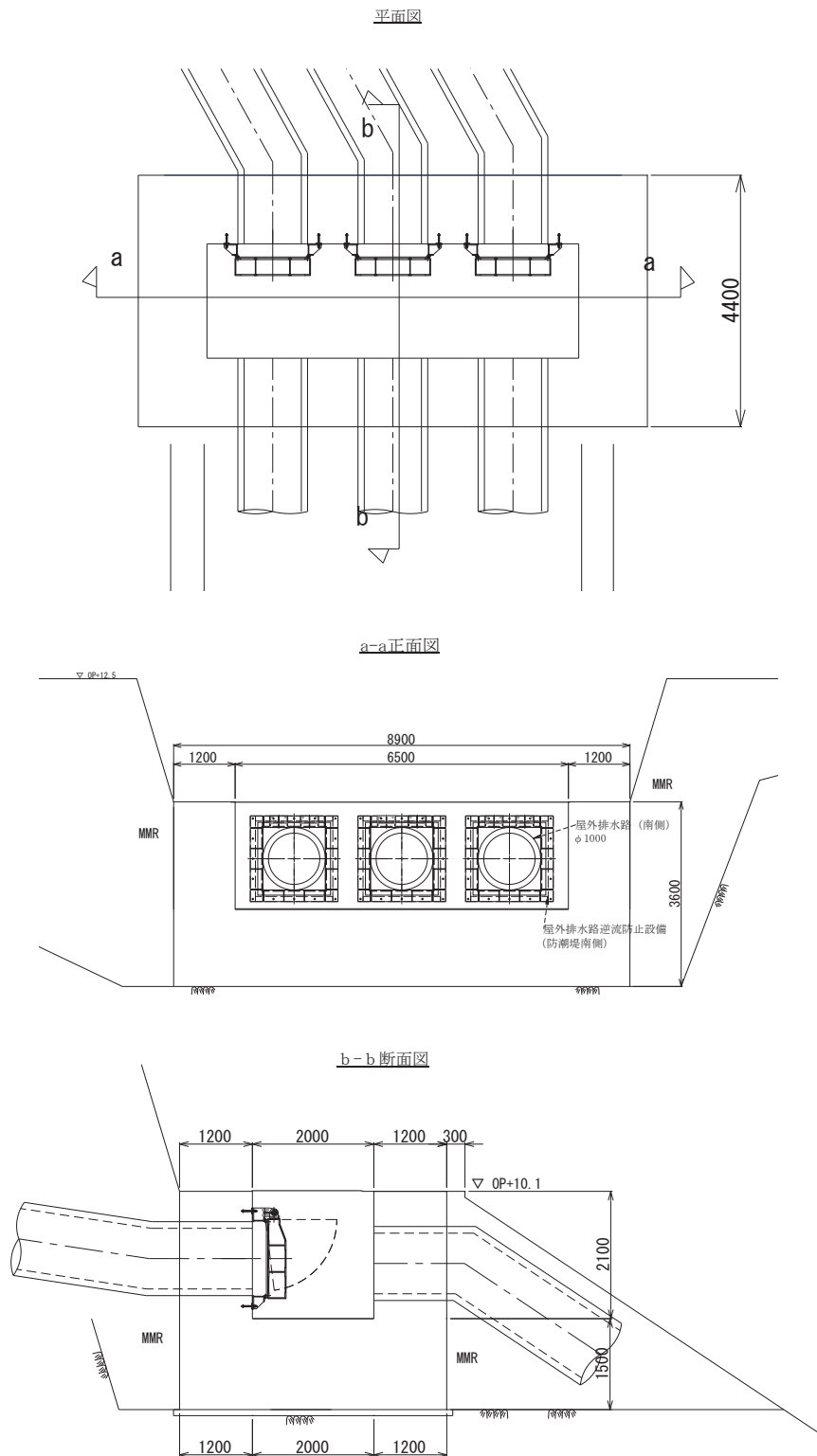
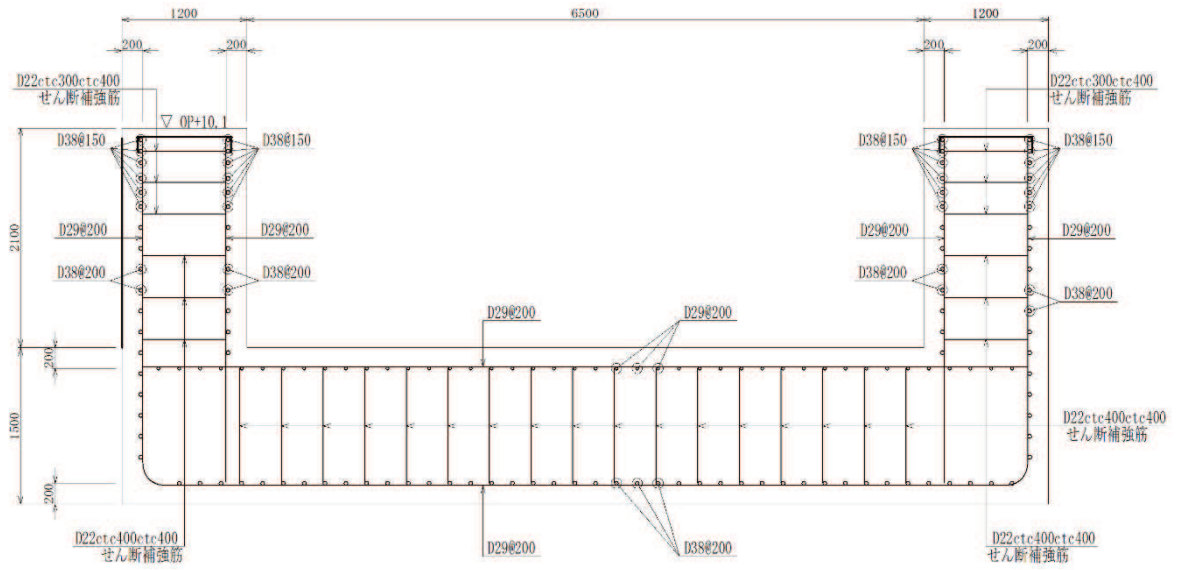


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

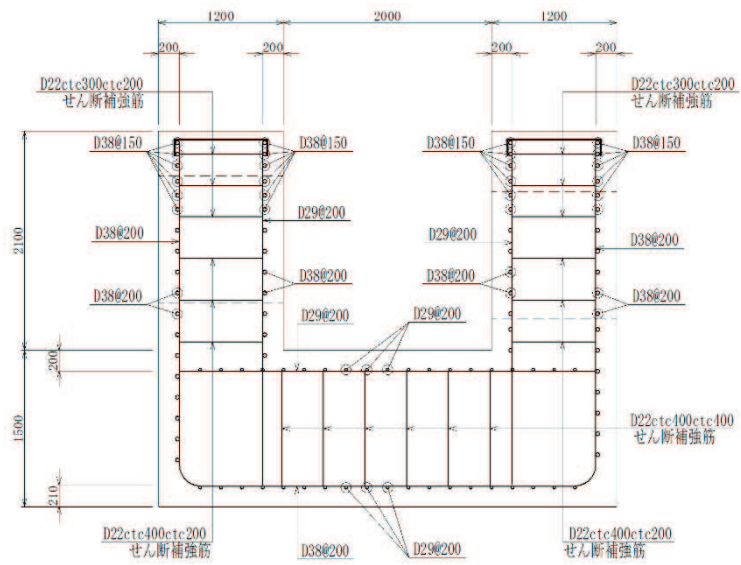


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水ピットの支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

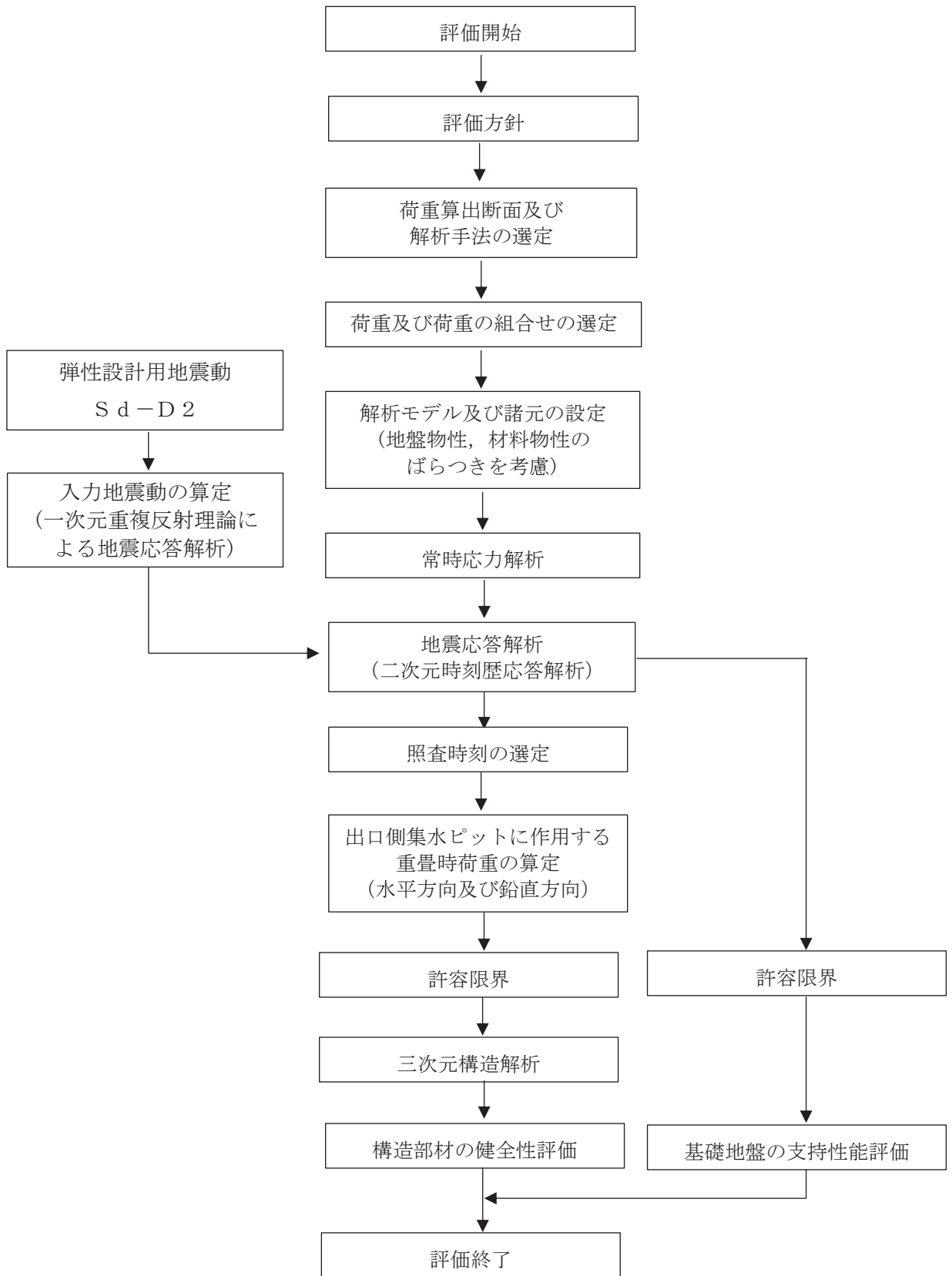


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

8. 強度評価方法

8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8.1-1 に示す。

表 8.1-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m^2	余震荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
D	m	有効高さ
A_w	cm^2	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M_x, M_y	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
Q_x, Q_y	kN/m	面外せん断力
N_x, N_y	kN/m	軸方向力
N_{xy}	kN/m	面内せん断力
M_{xy}	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント
R_d	N/mm^2	最大接地圧
R_u	N/mm^2	極限支持力

8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8.2-2 に示す。

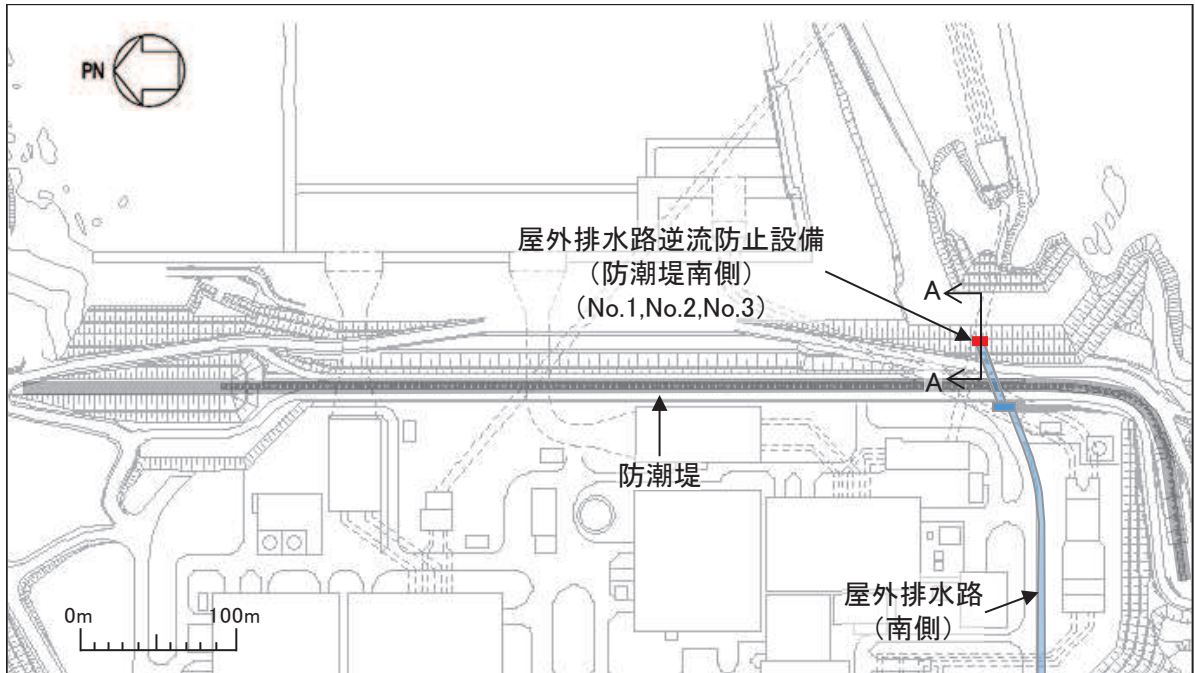


図 8.2-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

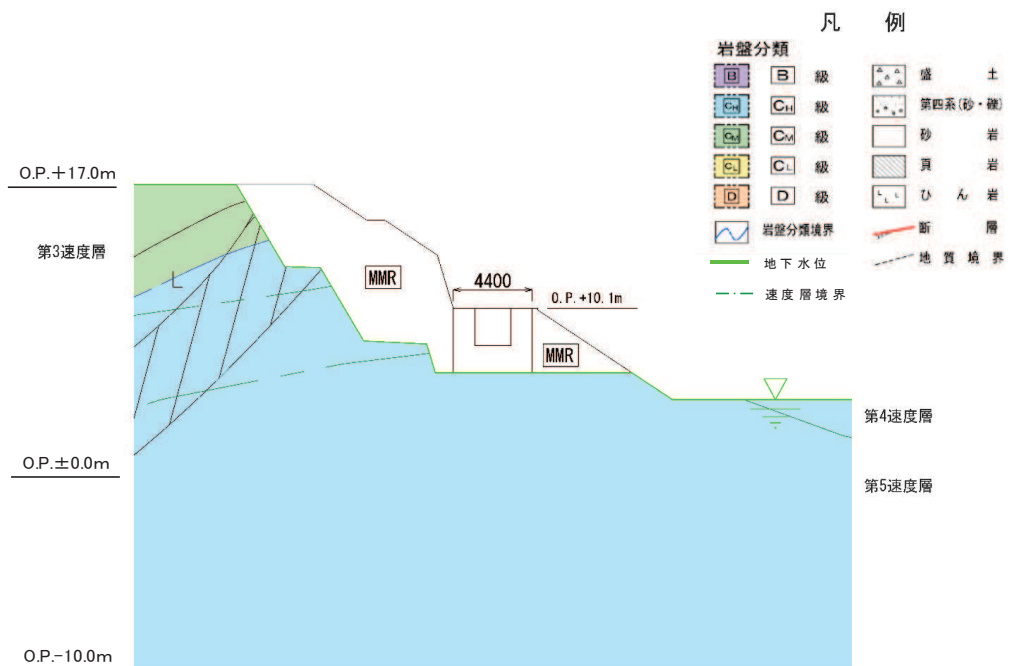


図 8.2-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面)

8.3 荷重及び荷重の組合せ

8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

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

遡上津波波圧を表8.3-1に示す。

表 8.3-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集水 ピット 天端での波圧 (kN/m ²)	出口側集水 ピット 下端での波圧 (kN/m ²)
出口側集水ピット	24.4	0.5	11.95	265.1	301.5

(4) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表8.3-2に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		－	外水圧は考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
	風荷重		－	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	－	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

8.4 許容限界

8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8.4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f'ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8.4-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

8.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 8.4-3 に示す。

表 8.4-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

8.5 評価方法

8.5.1 二次元動的解析

(1) 評価対象断面

評価対象断面については、「8.2 荷重算出断面」に示す断面とする。

(2) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「8.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.5-1 に示す。

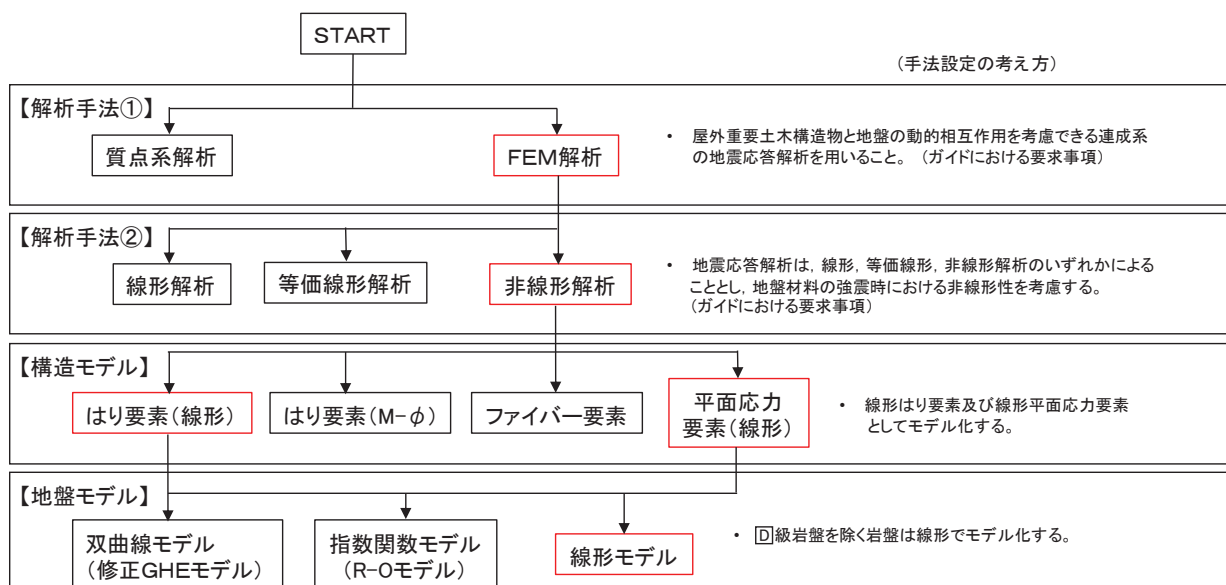


図 8.5-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

b. 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁、底版が線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.2-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として C_H 級岩盤及び C_M 級

岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

d. 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリクス

[m] : 質量マトリクス

[k] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

出口側集水ピットでは質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.5-2 に示す。

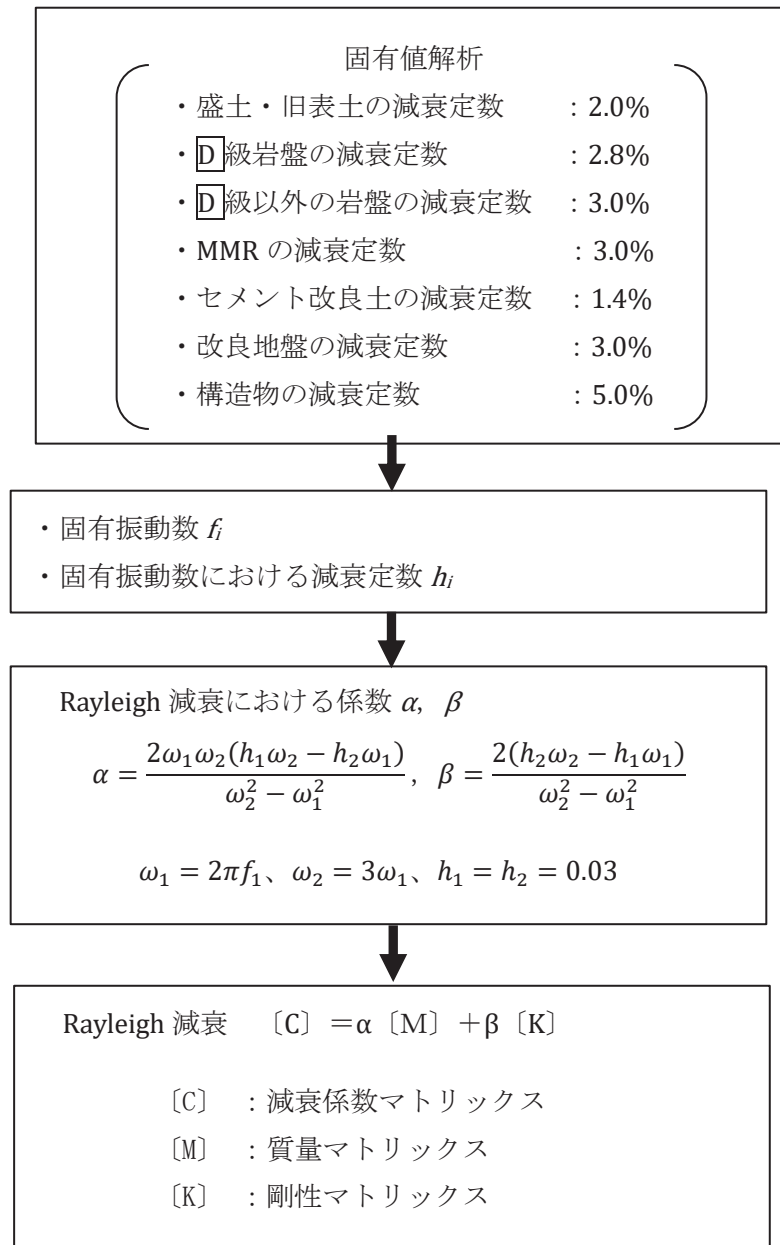


図 8.5-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1次及び2次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2次モードの固有円振動数 (ω_2) は、水平成層地盤の2次固有振動数が1次固有振動数の3倍であることから、1次モードの固有円振動数 (ω_1) の3倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.5-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.5-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.5-4 に係数 α , β を表 8.5-3 に示す。

表 8.5-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

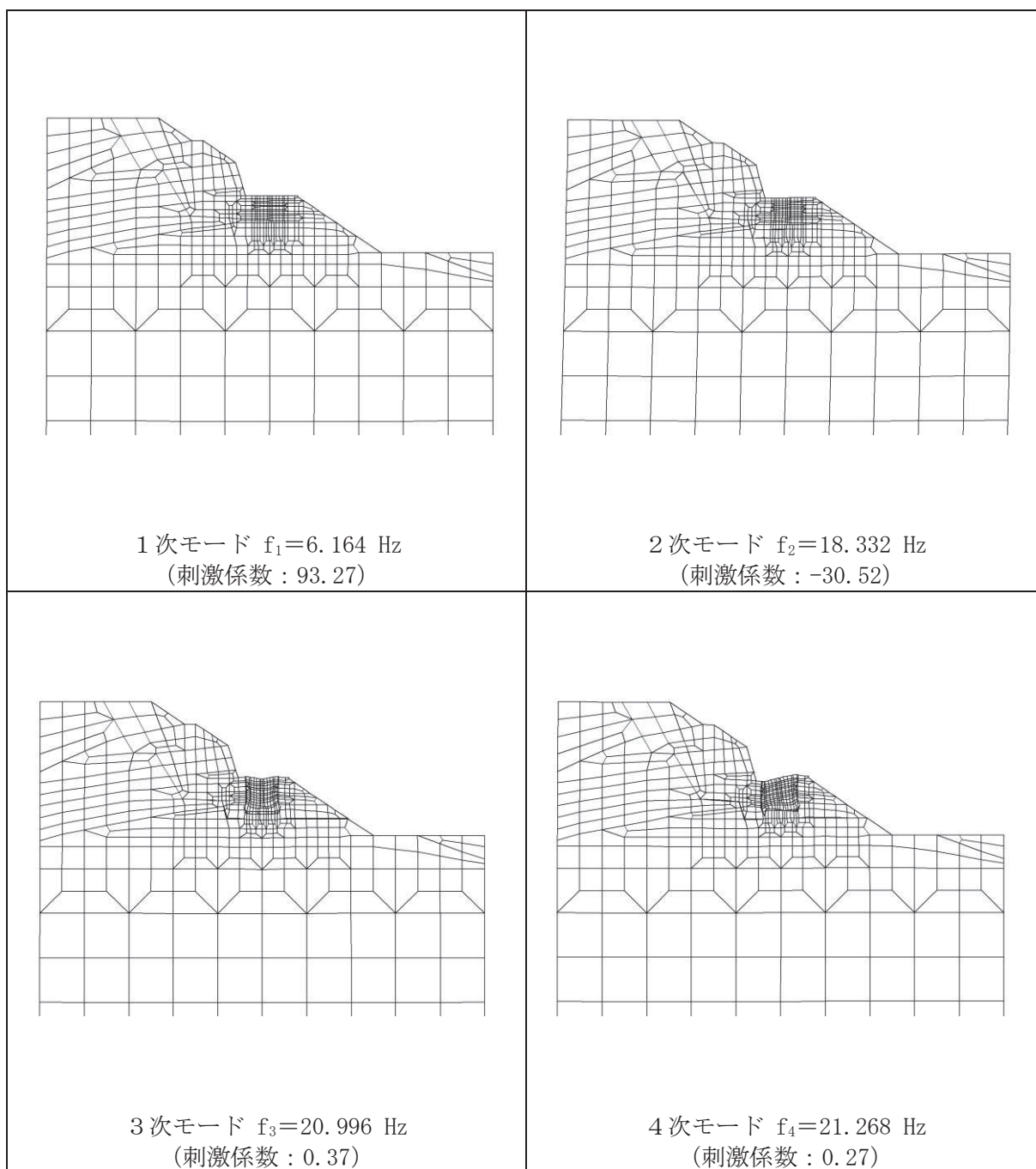


図 8.5-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

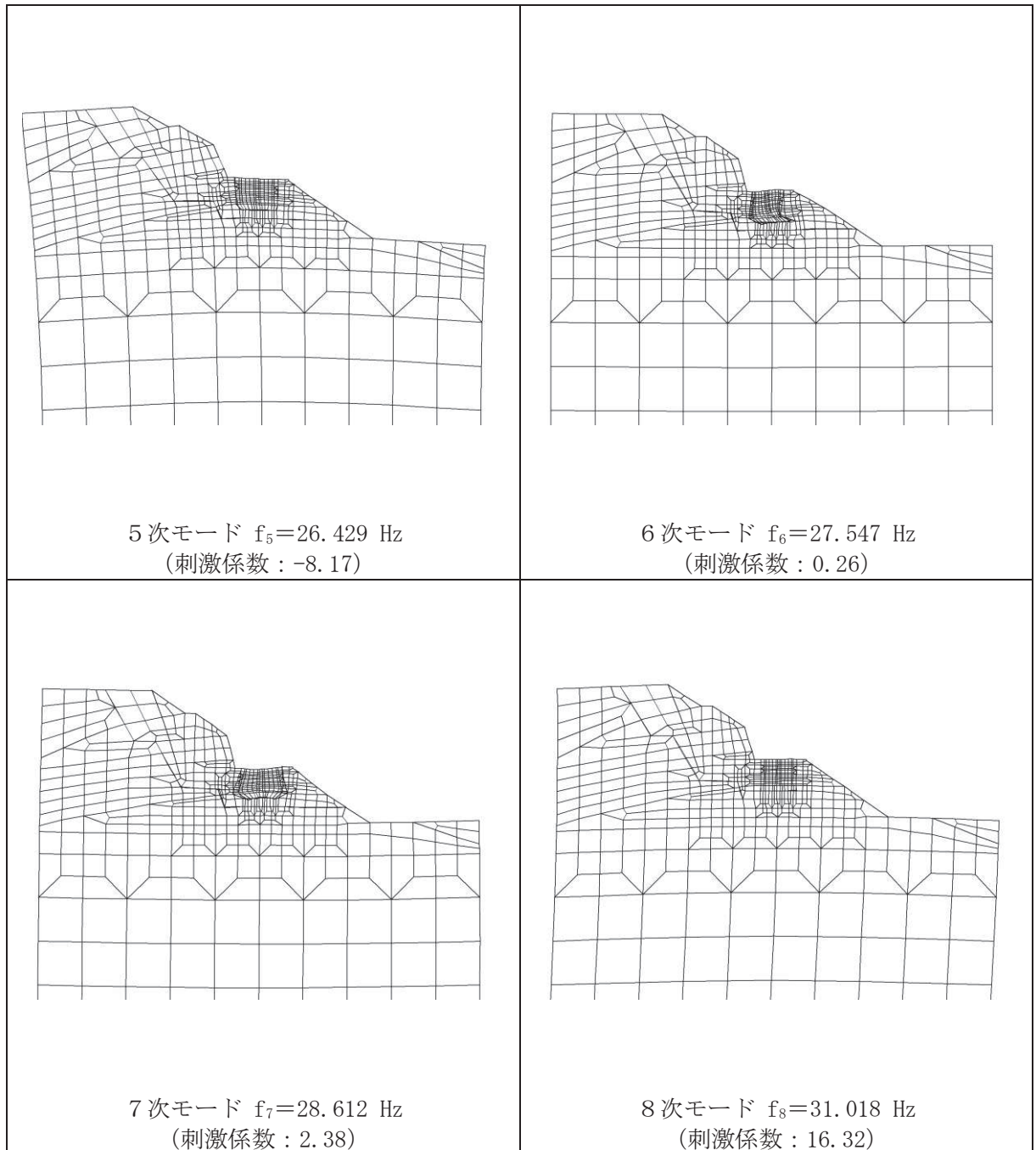


図 8.5-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

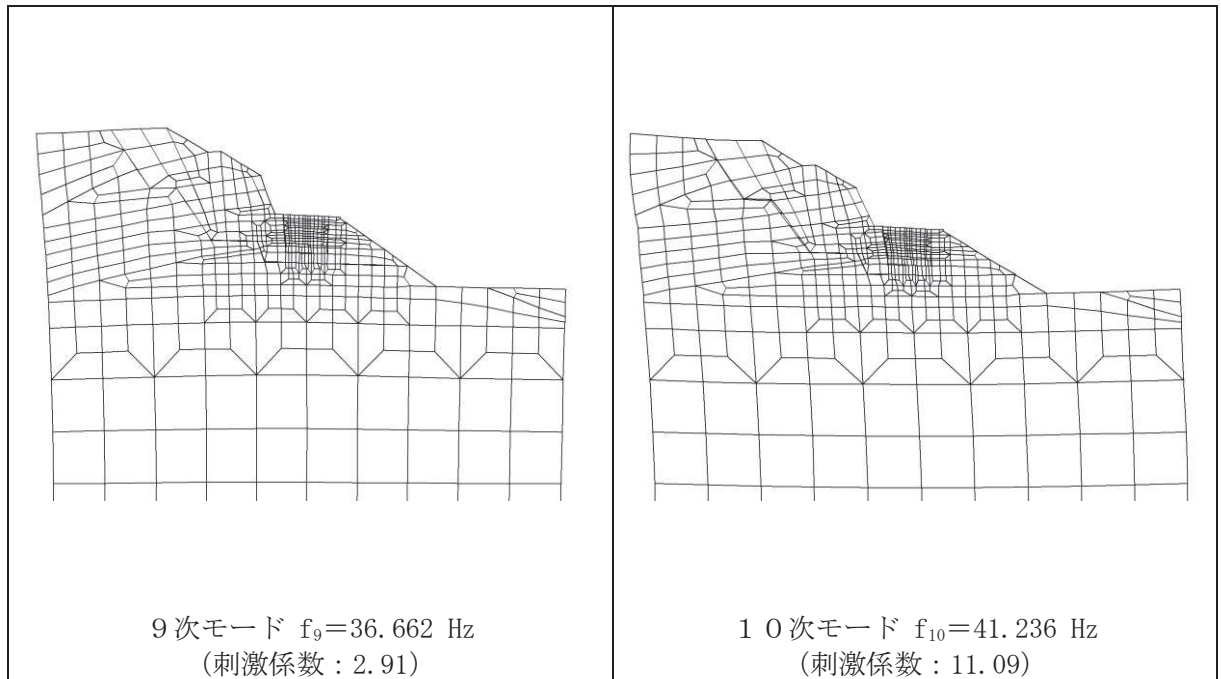


図 8.5-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.5-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

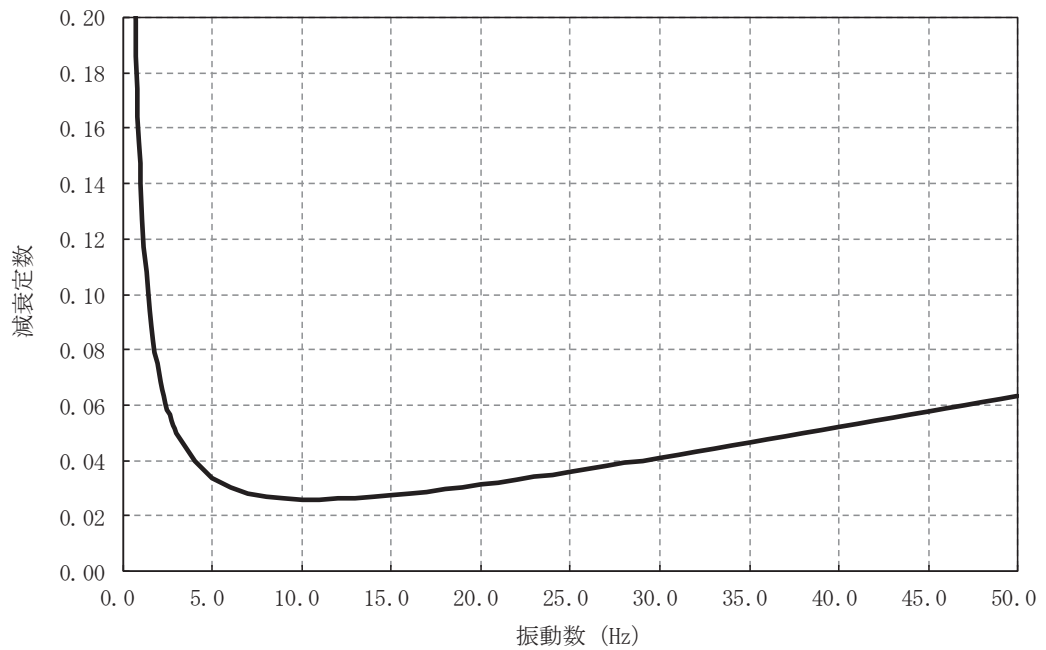


図 8.5-4 設定した Rayleigh 減衰

e. 解析ケースの選定

(a) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.5-2 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8.5-4 に示す。

表 8.5-4 重畳時における解析ケース

			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース			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	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。		
		-+*1	○			

注記 *1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (b) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8.5-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.5-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(3) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.5-5 に、一次元解析モデル図を図 8.5-6 に示す。図 8.5-7 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

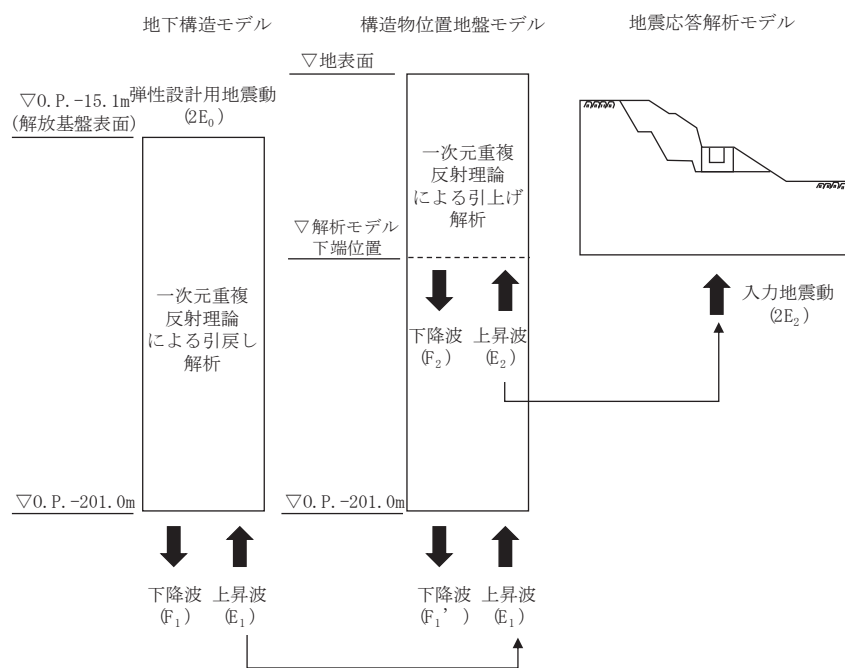


図 8.5-5 入力地震動算定の概念図

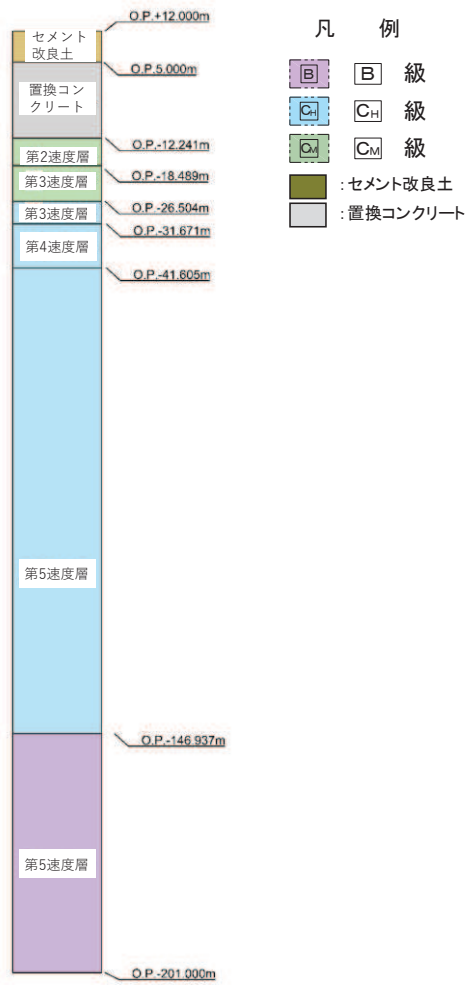
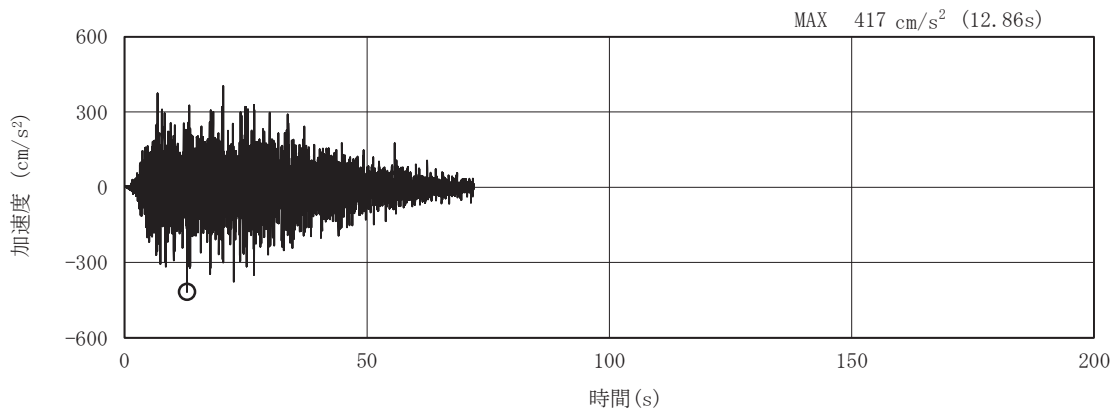
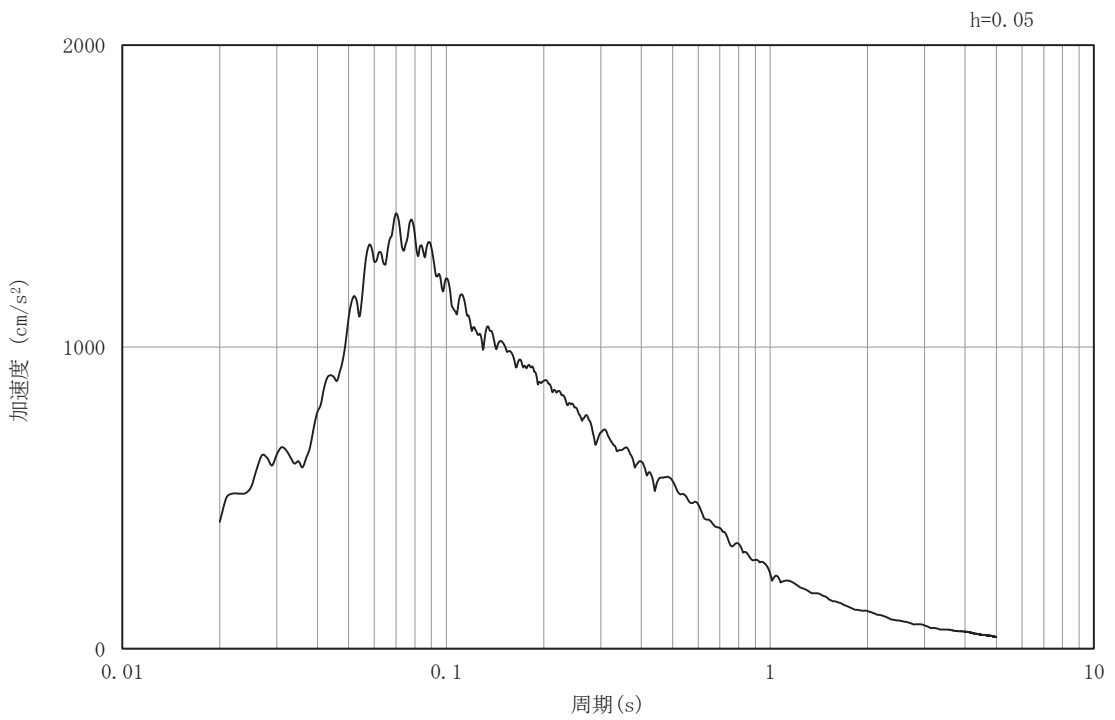


図 8.5-6 一次元解析モデル図

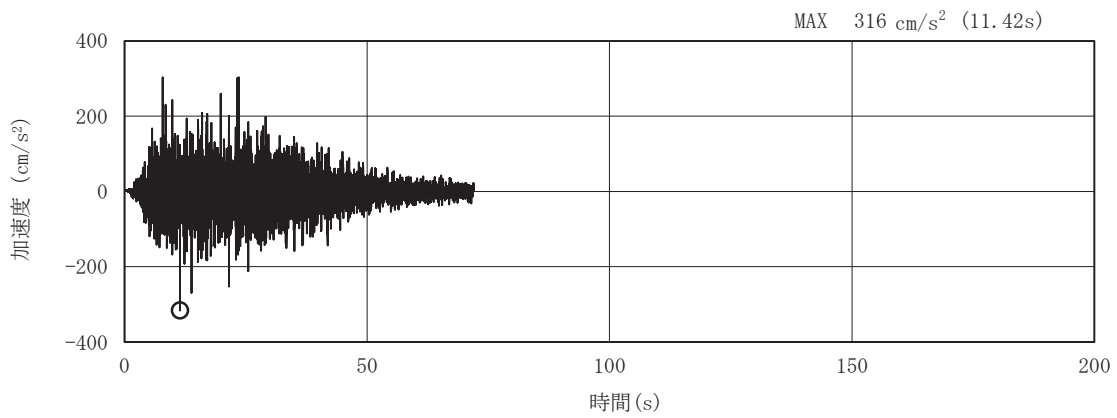


(a) 加速度時刻歴波形

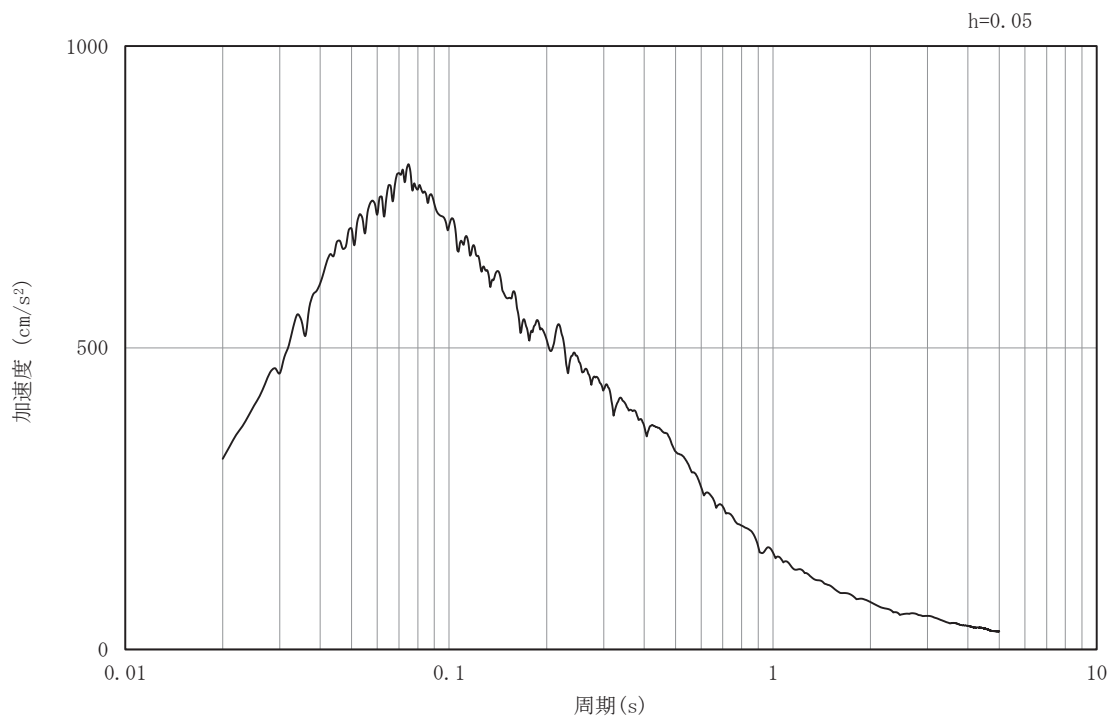


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に示す。

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-9 に示す。

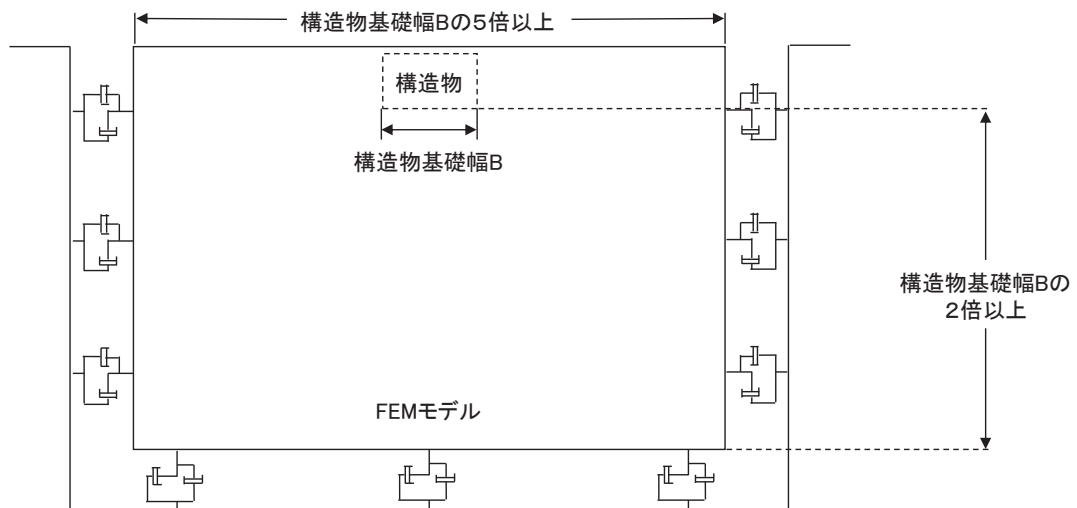


図 8.5-8 モデル化範囲の考え方

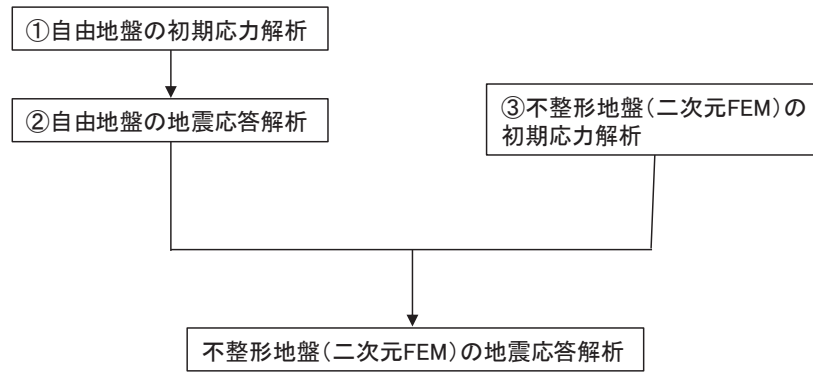


図 8.5-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-10 に示す。

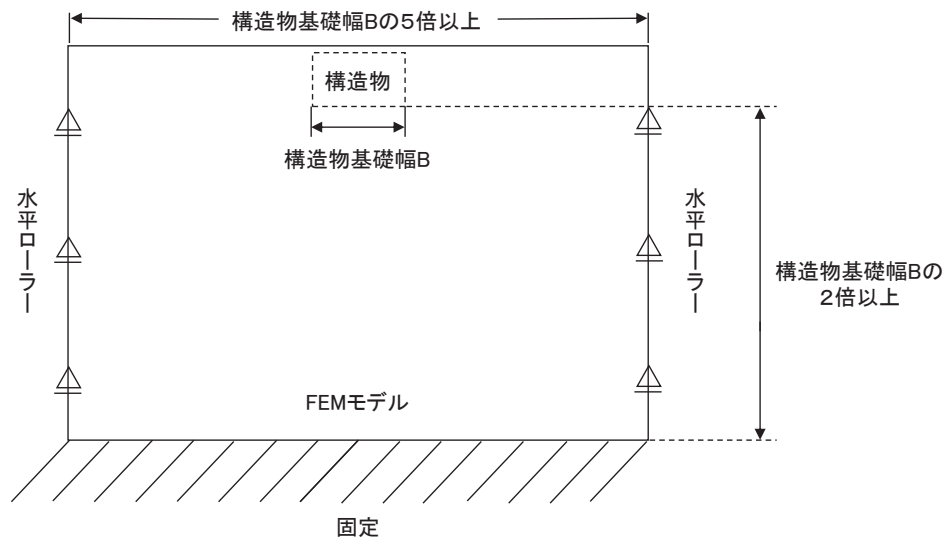


図 8.5-10 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直口

ーラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-11 に示す。

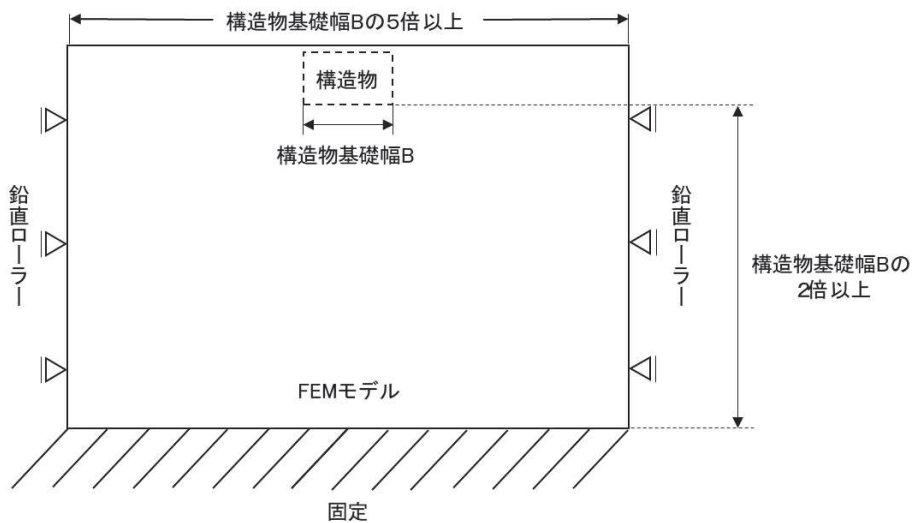


図 8.5-11 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(c) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-12 に示す。

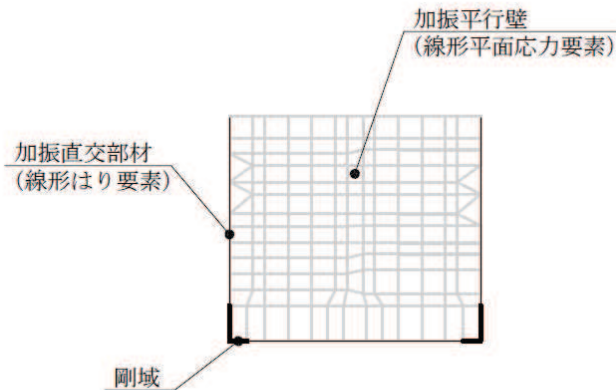


図 8.5-12 構造部材のモデル化

(d) 地盤のモデル化

C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

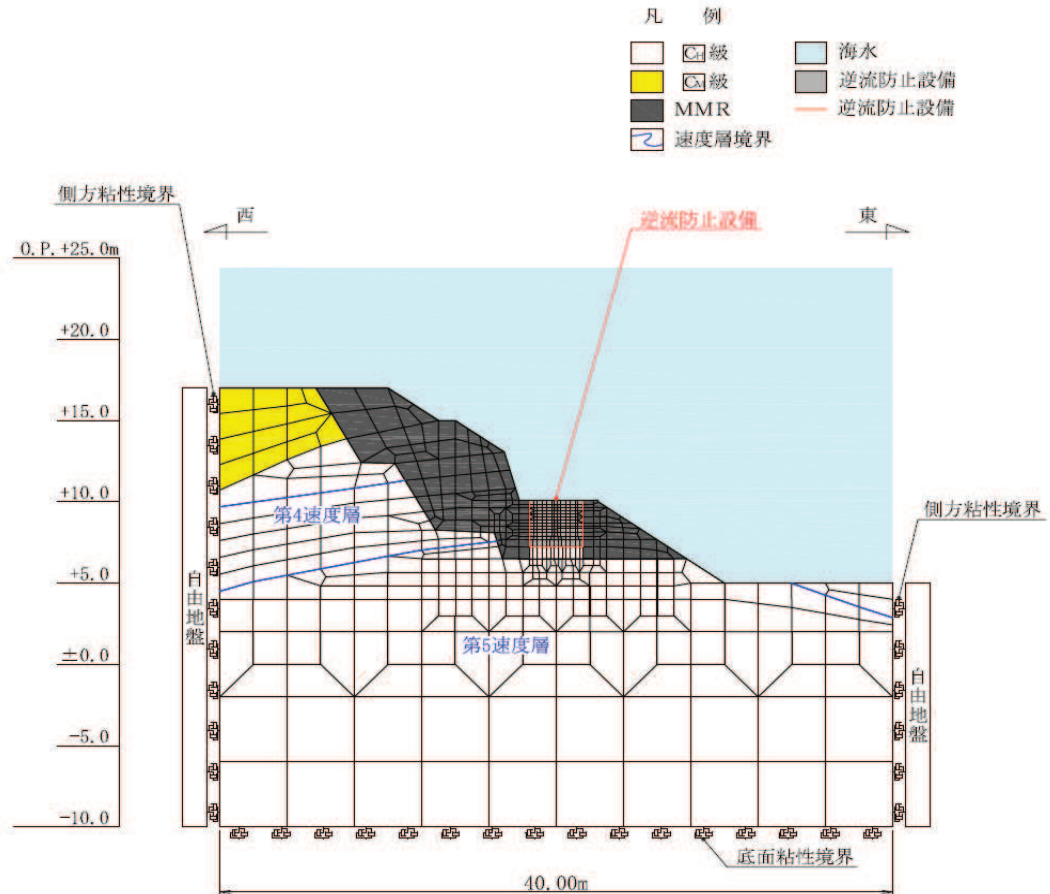


図 8.5-13 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-14 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-15 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-6～表 8.5-7 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-8 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-6 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-7 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-8 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol. 12 pp10612070, 2009）に従い、表 8.5-9 のとおり設定する。

表 8.5-9 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

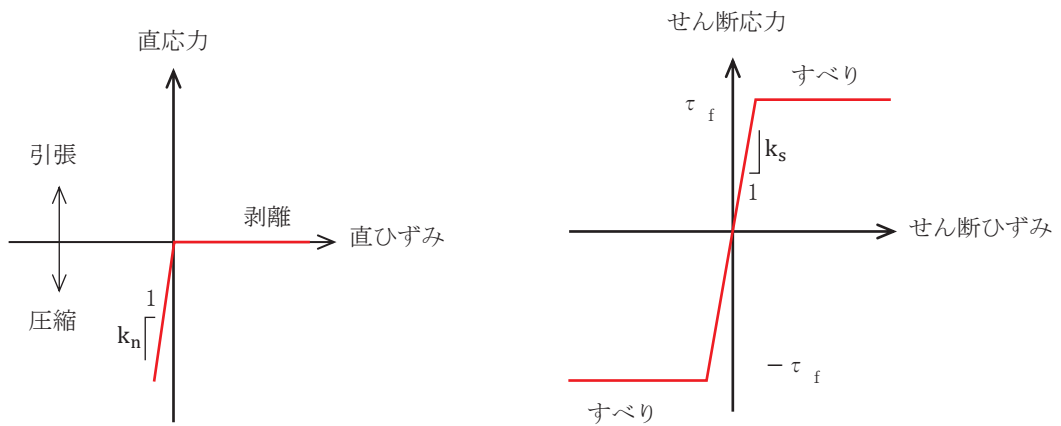


図 8.5-14 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- Ⅱ級
 - Ⅲ級
 - MMR
 - 速度層境界
 - 海水
 - 逆流防止設備
 - ジョイント要素

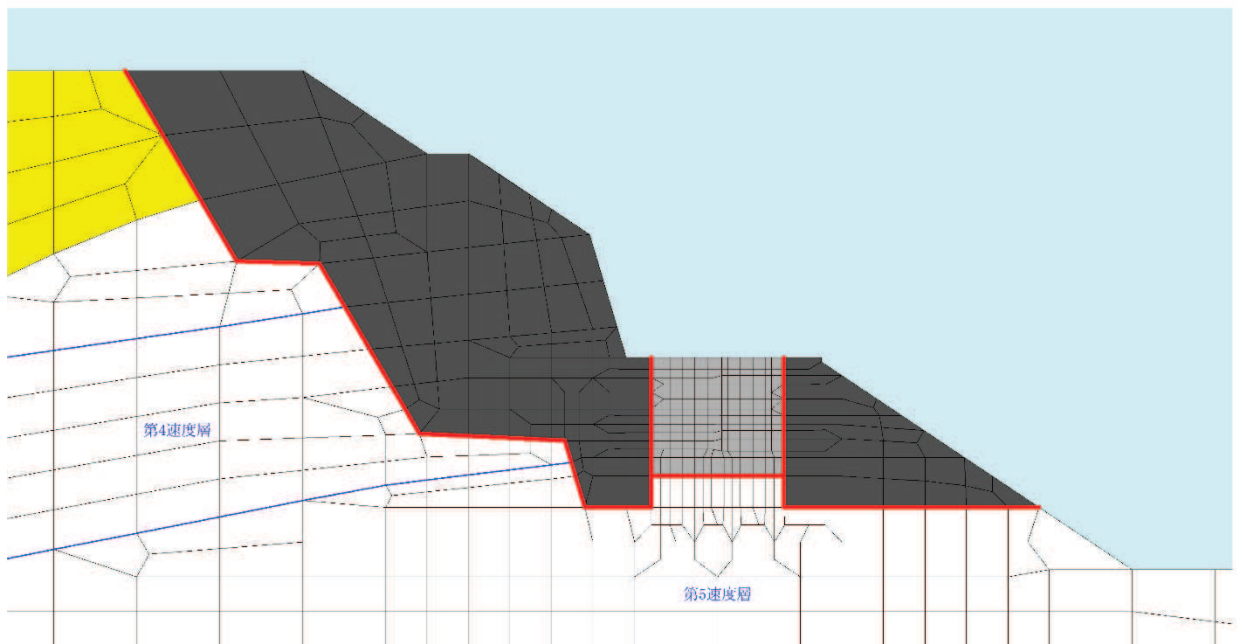


図 8.5-15 ジョイント要素の配置

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-10 に、材料の物性値を表 8.5-11 に示す。

表 8.5-10 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-11 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10^4	0.2

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 8.5-12～表 8.5-13 に示す。

表 8.5-12 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-13 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-13 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 8.5-13 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.2-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-14 に示す。

表 8.5-14 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

(5) 地震応答解析結果

a. 解析ケースと照査値

強度評価においては、「8.5. 評価方法」に基づき、位相反転を考慮した弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）位相を用いて、ケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(a) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-16 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.05
	-+	0.04		

表 8.5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14	0.14	0.14
	-+	0.14		

表 8.5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.13	0.13	0.13
	-+	0.12		

表 8.5-15(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.05
	-+	0.04		

(b) せん断破壊に対する照査

表 8.5-16 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-16(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.14	0.14	0.15
	-+		0.14		

表 8.5-16(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.13	0.12	0.13
	-+		0.13		

表 8.5-16(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (東壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.16	0.15	0.16
	-+		0.15		

表 8.5-16(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南北壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.06	0.06	0.06
	-+		0.06		

(c) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-17 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-17 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
(基礎地盤 (狐崎部層) の接地圧)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.04	0.04	0.04
	-+		0.04		

b. 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(a) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）を表 8.5-18 に示す。

表 8.5-18 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	-0.074
-+			-0.073	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.073	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.076	(20.37)

(b) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）を表 8.5-19 に示す。

表 8.5-19 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	+211
-+			+198	(12.87)
②	S d - D 2	++	+207	(20.37)
③	S d - D 2	++	+213	(20.37)

(c) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）を表 8.5-20 に示す。

表 8.5-20 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	-0.074
-+			-0.073	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.073	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.076	(20.37)

c. 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-16 及び図 8.5-17 に示す。

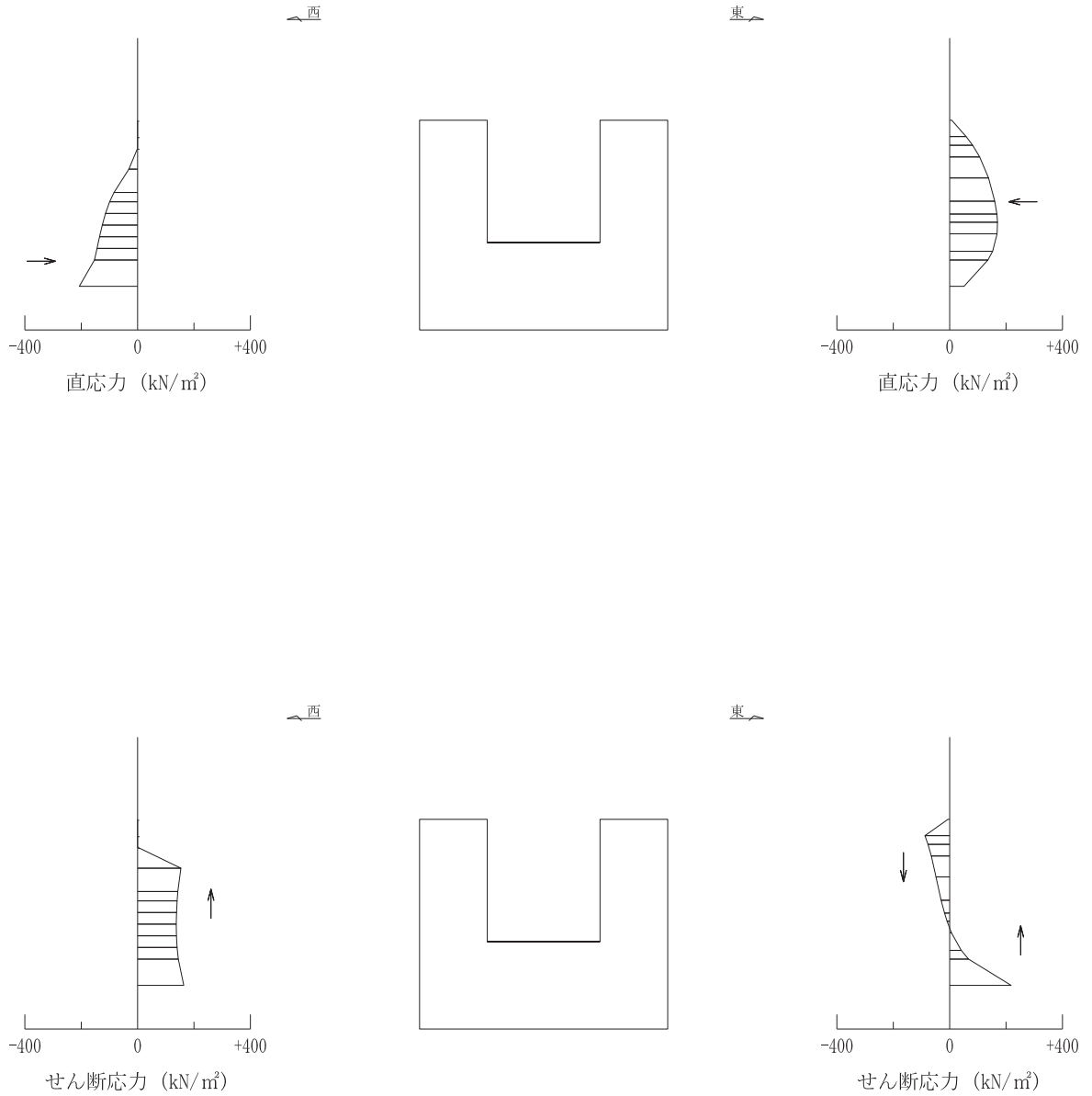
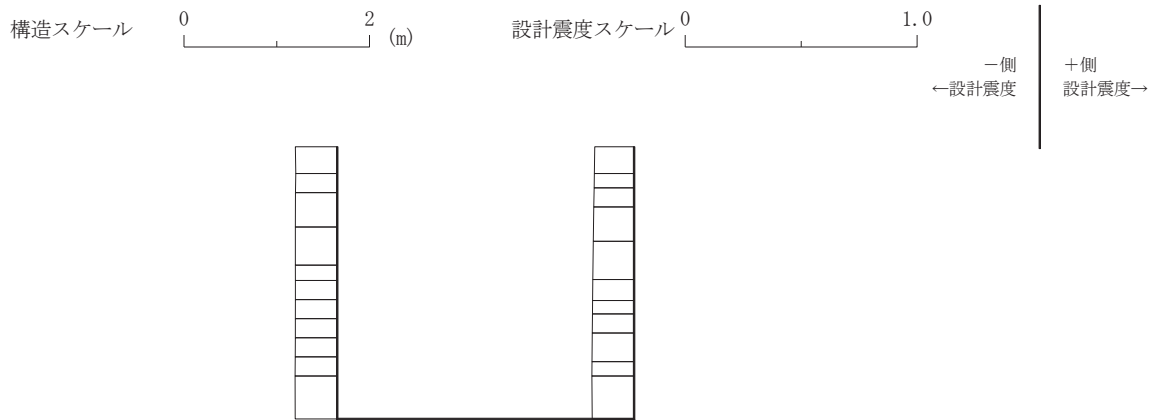
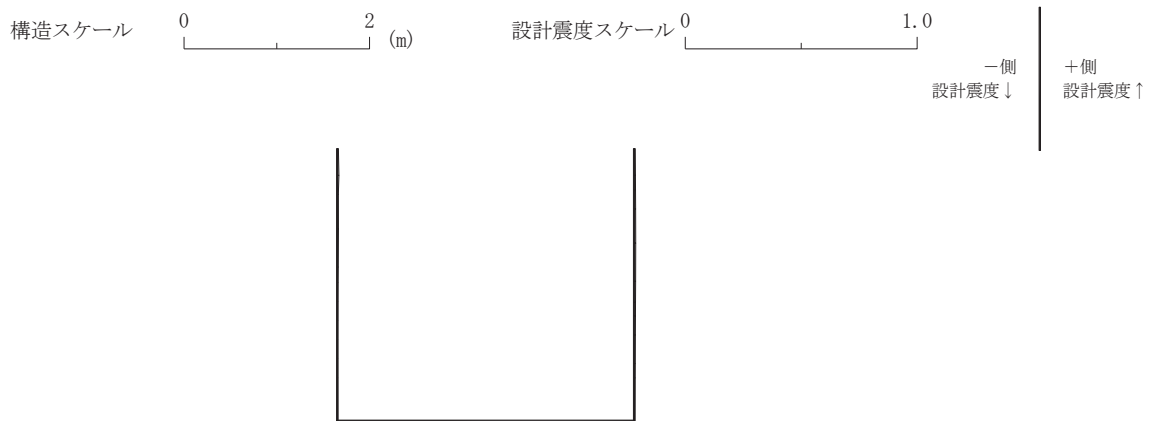


図 8.5-16 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 （解析ケース③，S d-D 2（++））



設計水平震度

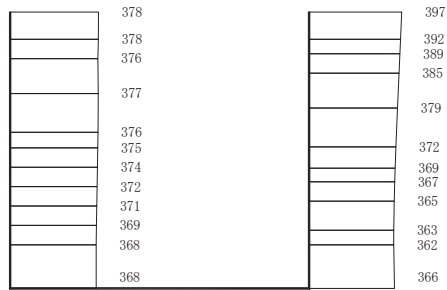


設計鉛直震度

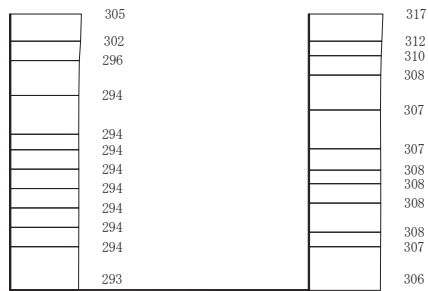
図 8.5-17 作用荷重分布図（設計震度分布）
（解析ケース③，S d - D 2（++））

d. 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.5-18 に示す。



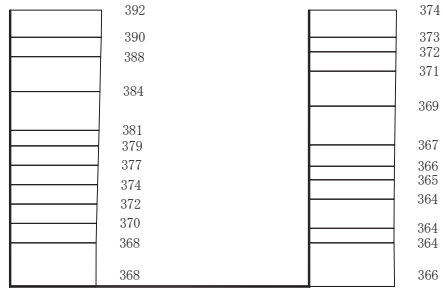
(a) S d - D 2 (++) 水平



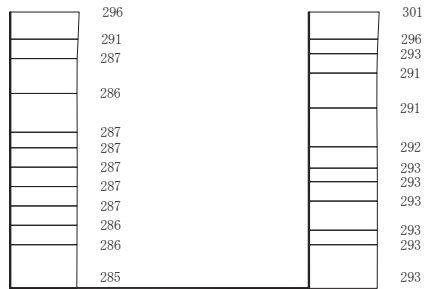
(b) S d - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



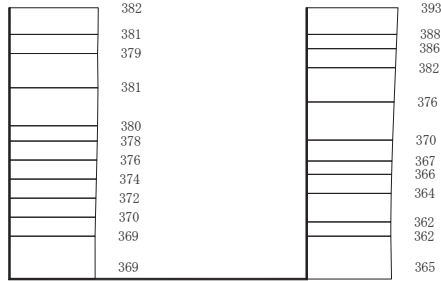
(a) S d - D 2 (- +) 水平



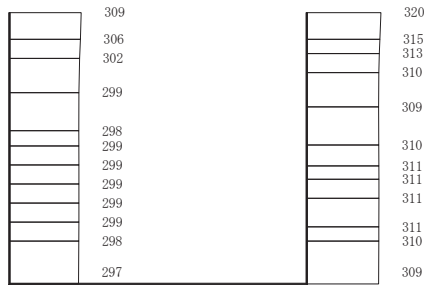
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8.5-18(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 (++) 水平

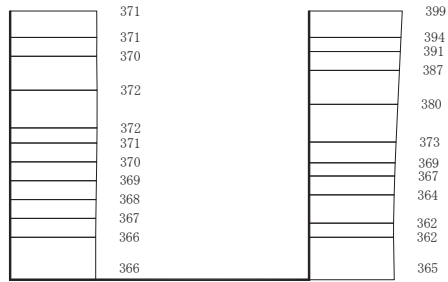


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

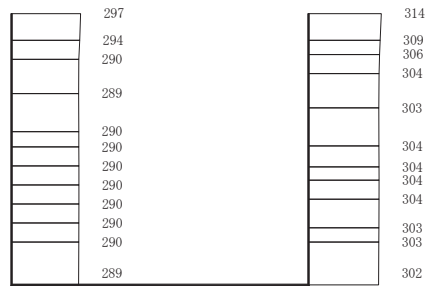
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平

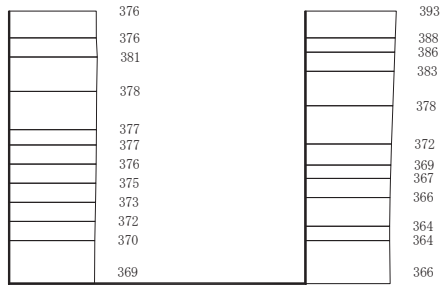


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

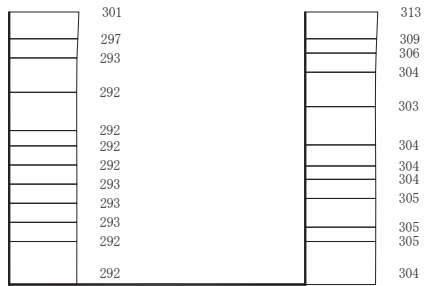
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平



(b) S d - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (5) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

8.5.2 三次元構造解析

(1) 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 8.5-19 に評価対象部材を示す。

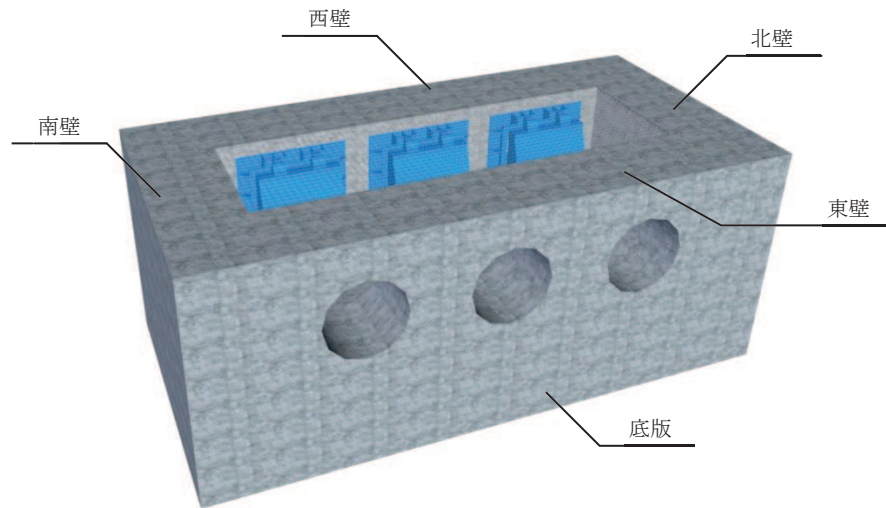


図 8.5-19 三次元構造解析の評価対象部材

(2) 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1 二次元静的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-20 に、要素分割図を図 8.5-21 に示す。

(a) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

(b) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づ

き設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

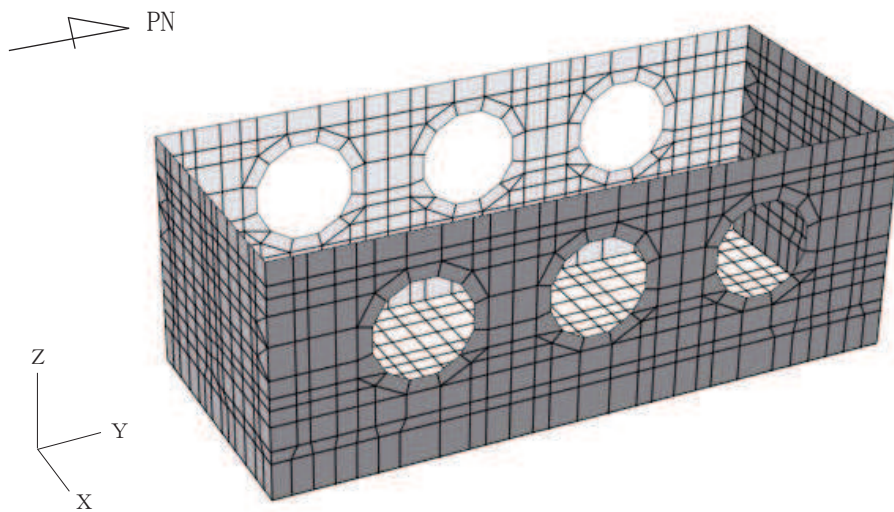


図 8.5-20 出口側集水ピットのモデル概念図

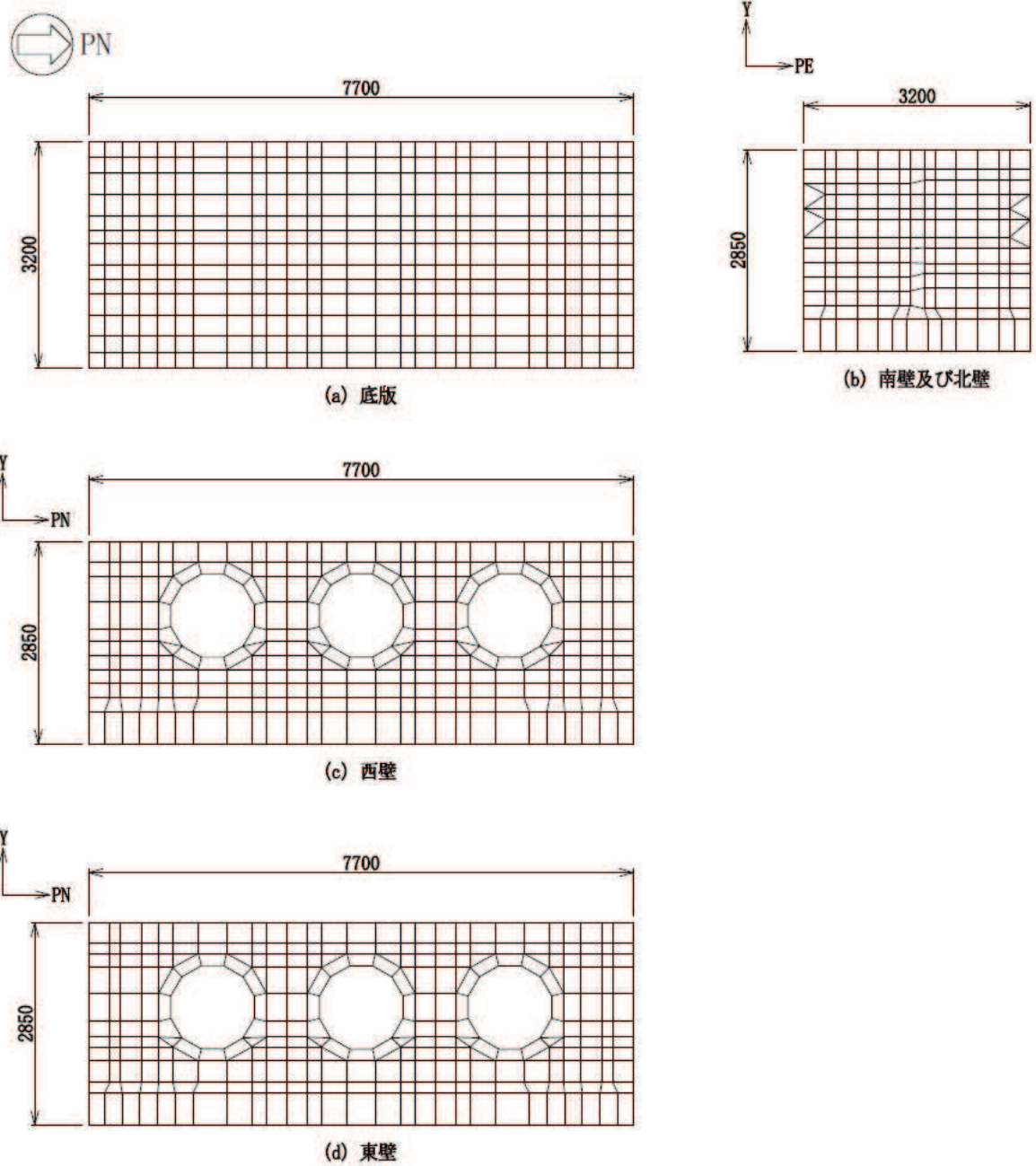


図 8.5-21 要素分割図

b. 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 二次元動的解析」と同様である。


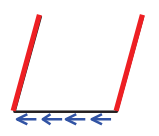
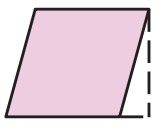
(4) 照査時刻及び入力荷重

a. 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8.5-21 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表8.5-21 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

b. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づき「8.5.2 (4) a. 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-22 に示す。

表8.5-22 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

(a) 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-22 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-23 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

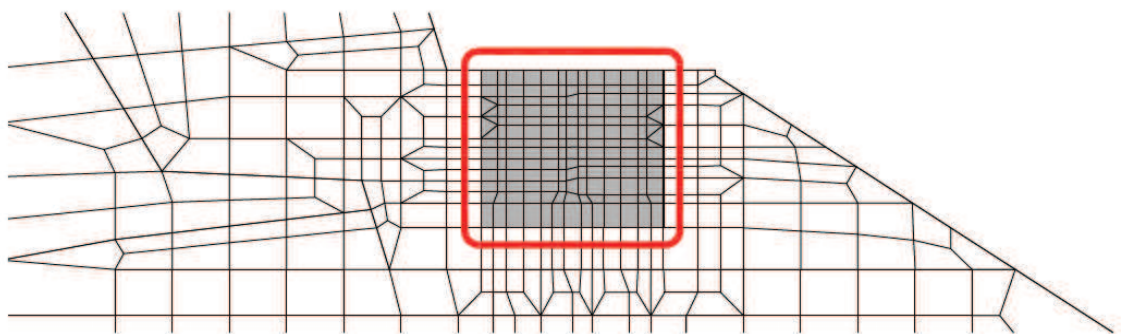


図 8.5-22 応答加速度抽出位置

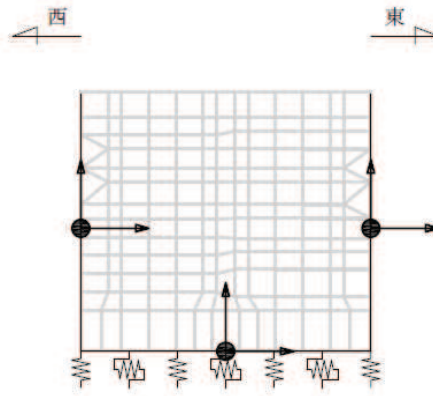


図 8.5-23 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

(b) 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 8.5-24 に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図 8.5-25 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

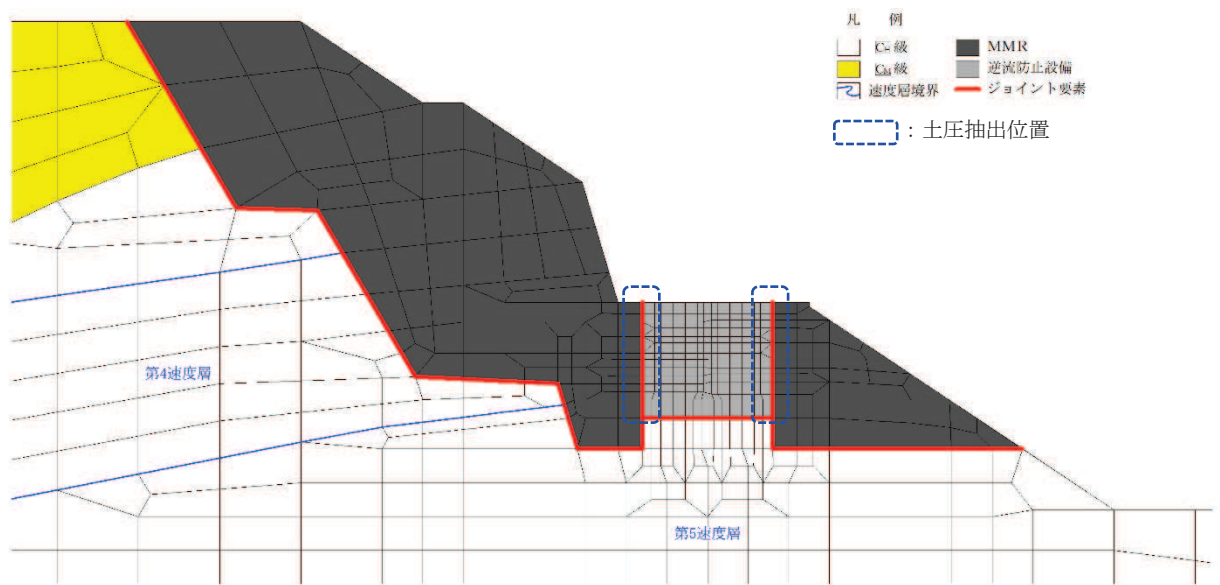


図 8.5-24 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

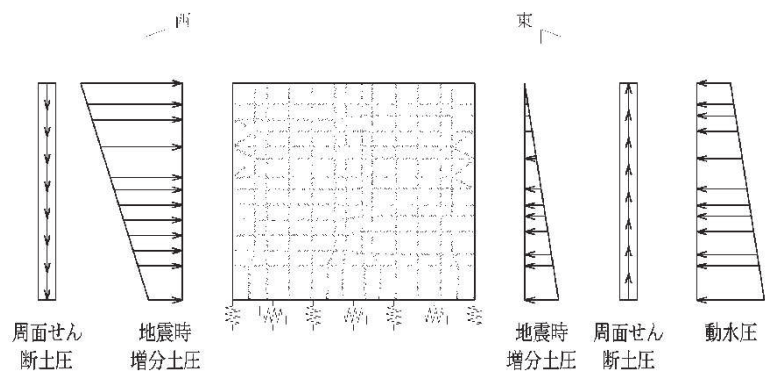


図 8.5-25 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-26 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-27 に示す。

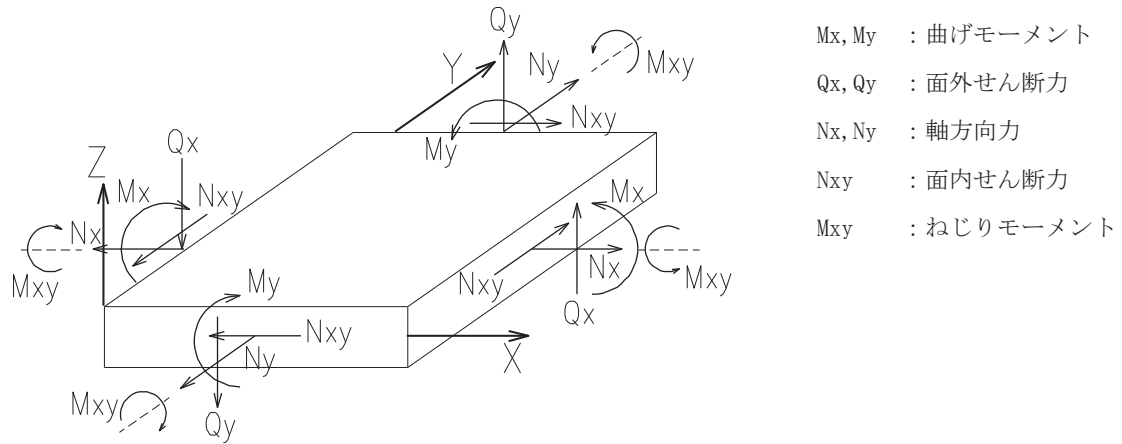


図 8.5-26 シェル要素における応答断面力

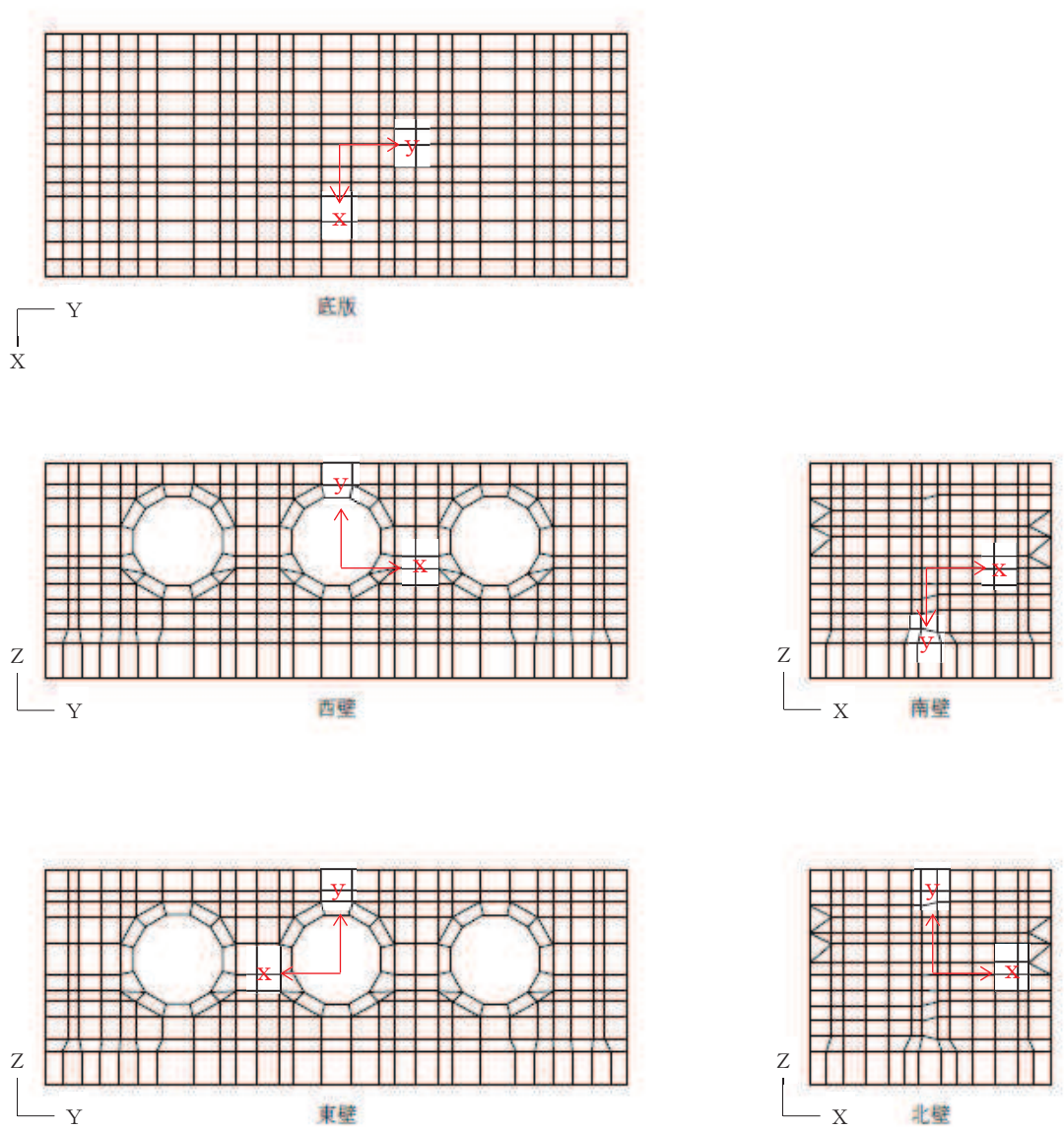


図 8.5-27 各部材の要素座標系

a. 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-23 及び表 8.5-24 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-29～図 8.5-32 に示す。

表 8.5-23 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}	
					応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)		
底版	1	③	Sd-D 2 (++)	144	-378	0.7	16.5	0.05
西壁	2	②	Sd-D 2 (++)	-6	-1502	1.2	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	85	-1542	1.6	16.5	0.10
南北壁	4	③	Sd-D 2 (++)	104	-226	0.7	16.5	0.05

注記*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

表 8.5-24 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}	
					応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
底版	1	②	Sd-D 2 (++)	-77	-60	11.2	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D 2 (++)	-81	253	39.8	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	-65	258	36.9	294	0.13
南北壁	4	③	Sd-D 2 (++)	21	46	8.5	294	0.03

注記*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

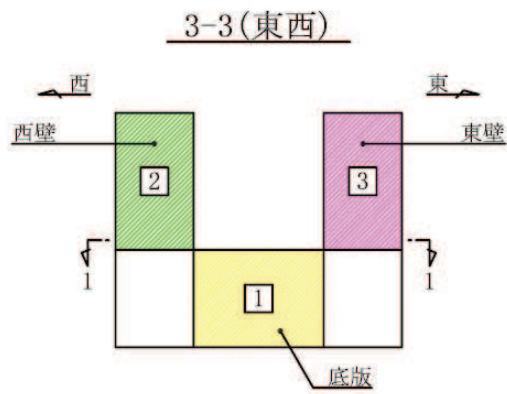
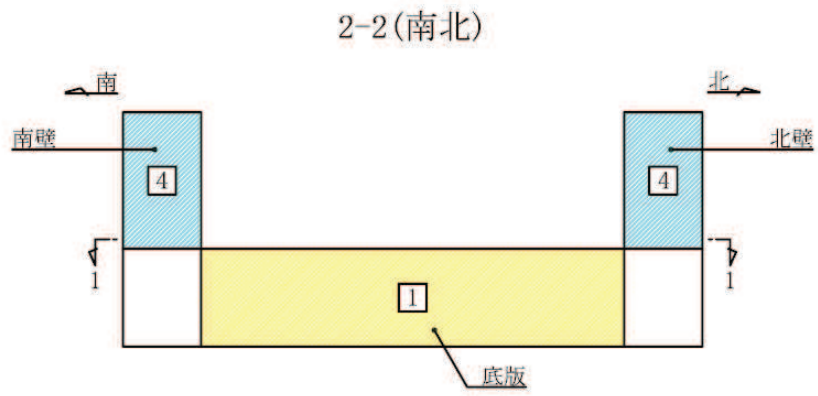
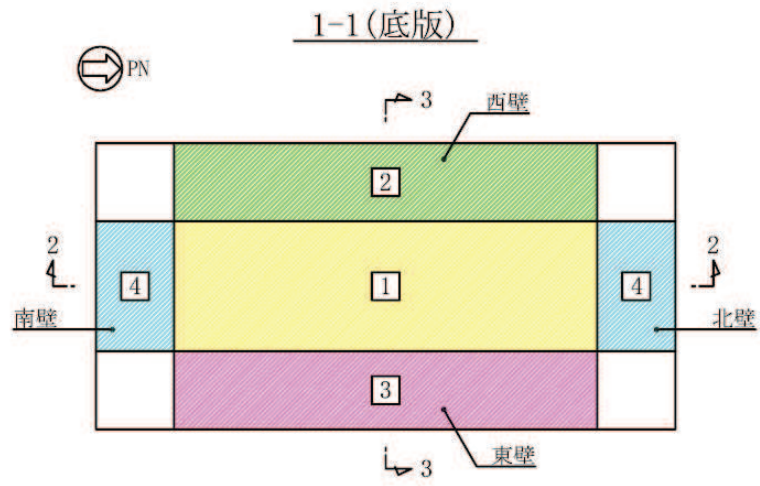


图 8.5-28 評価位置図

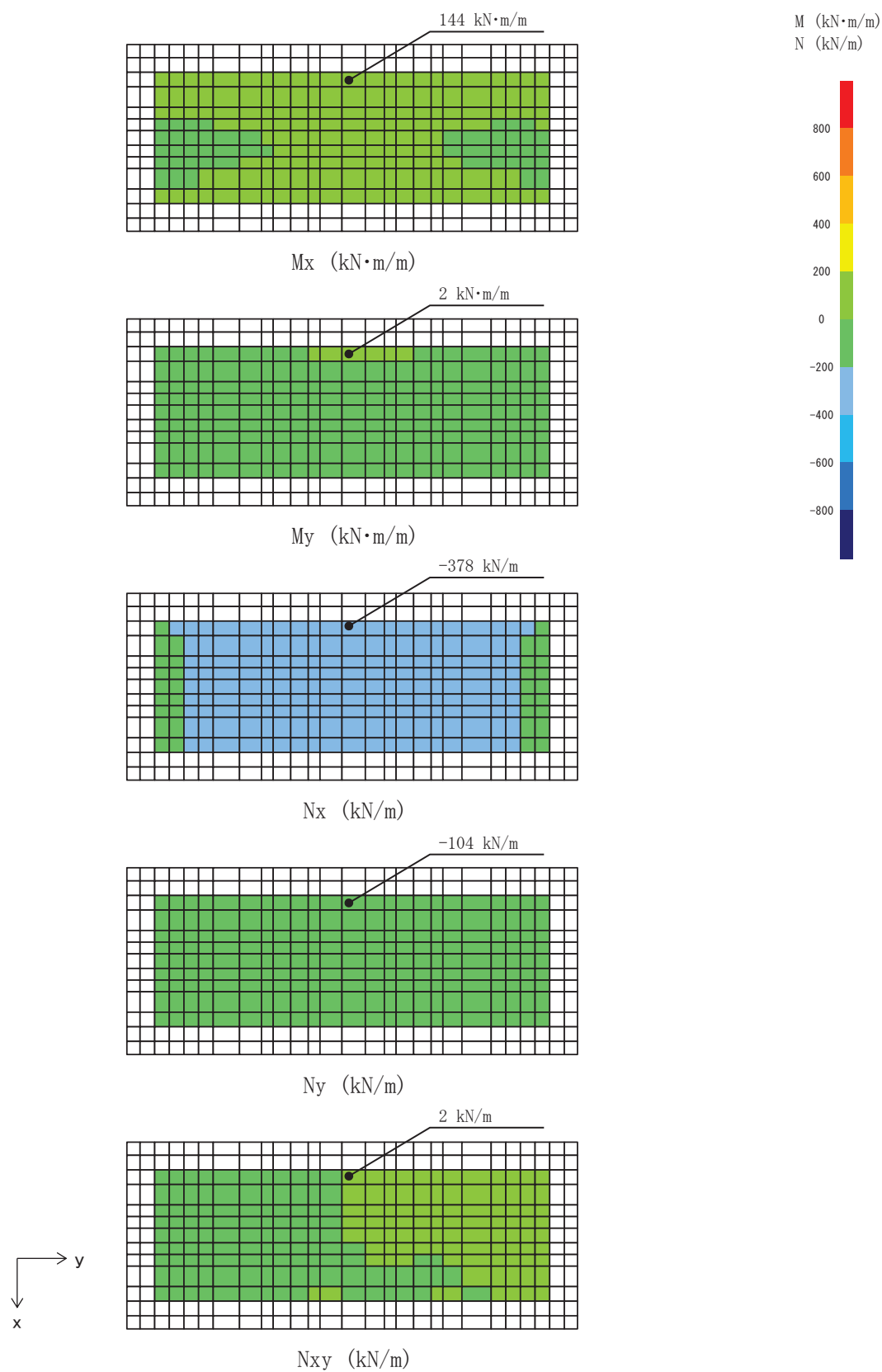


図 8.5-29 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

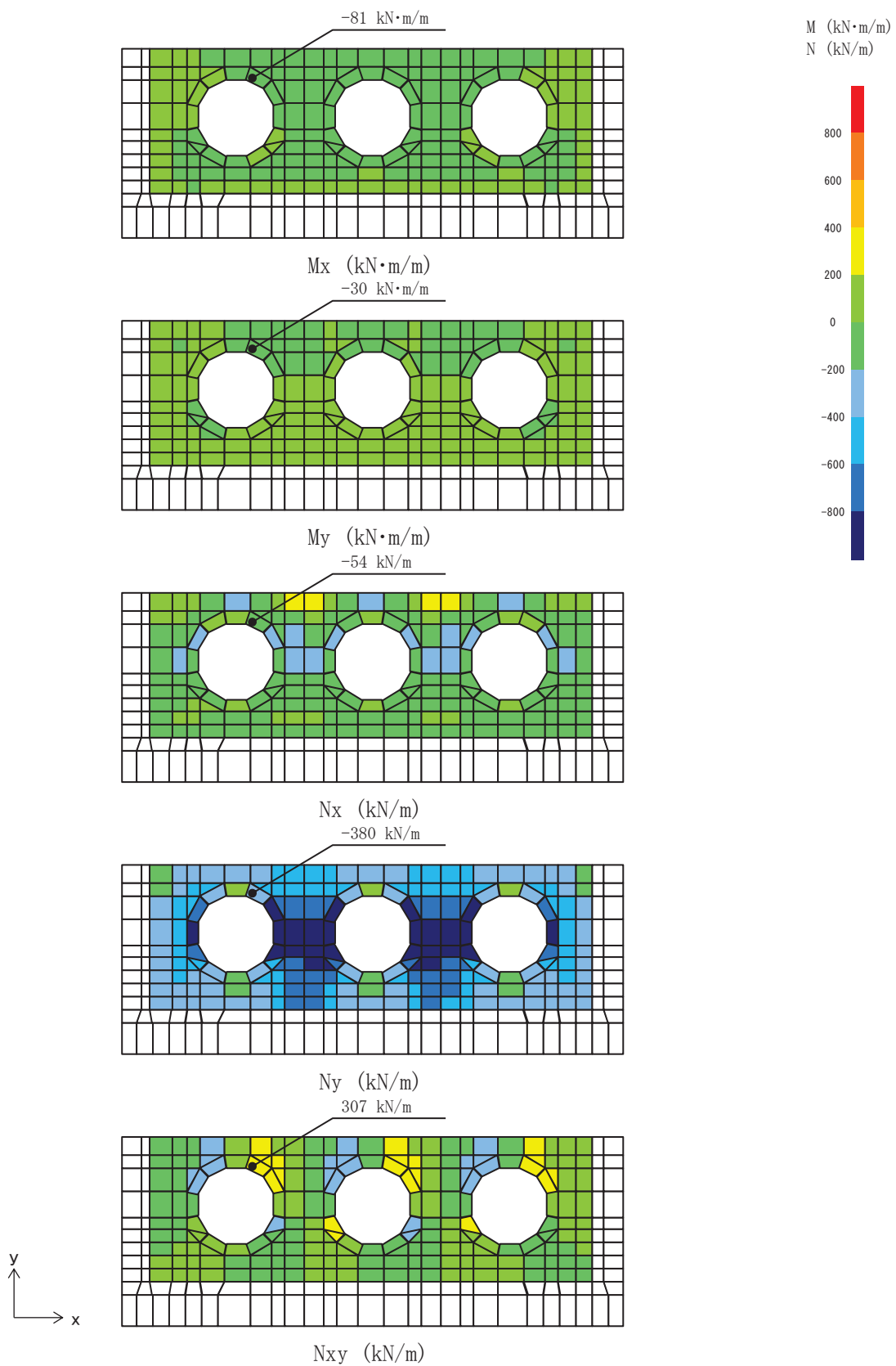


図 8.5-30 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (西壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) , t=12.87s)

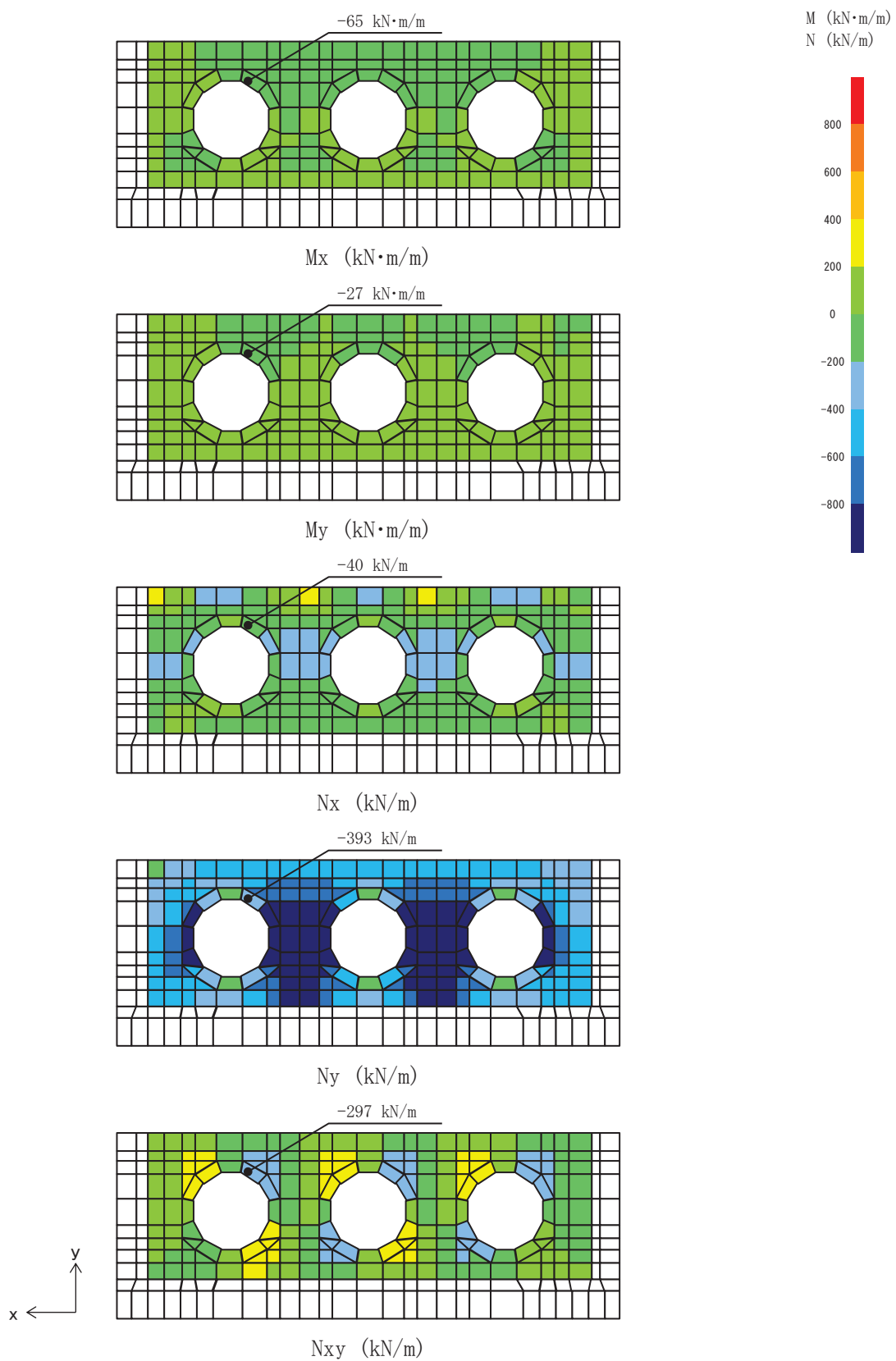


図 8.5-31 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)

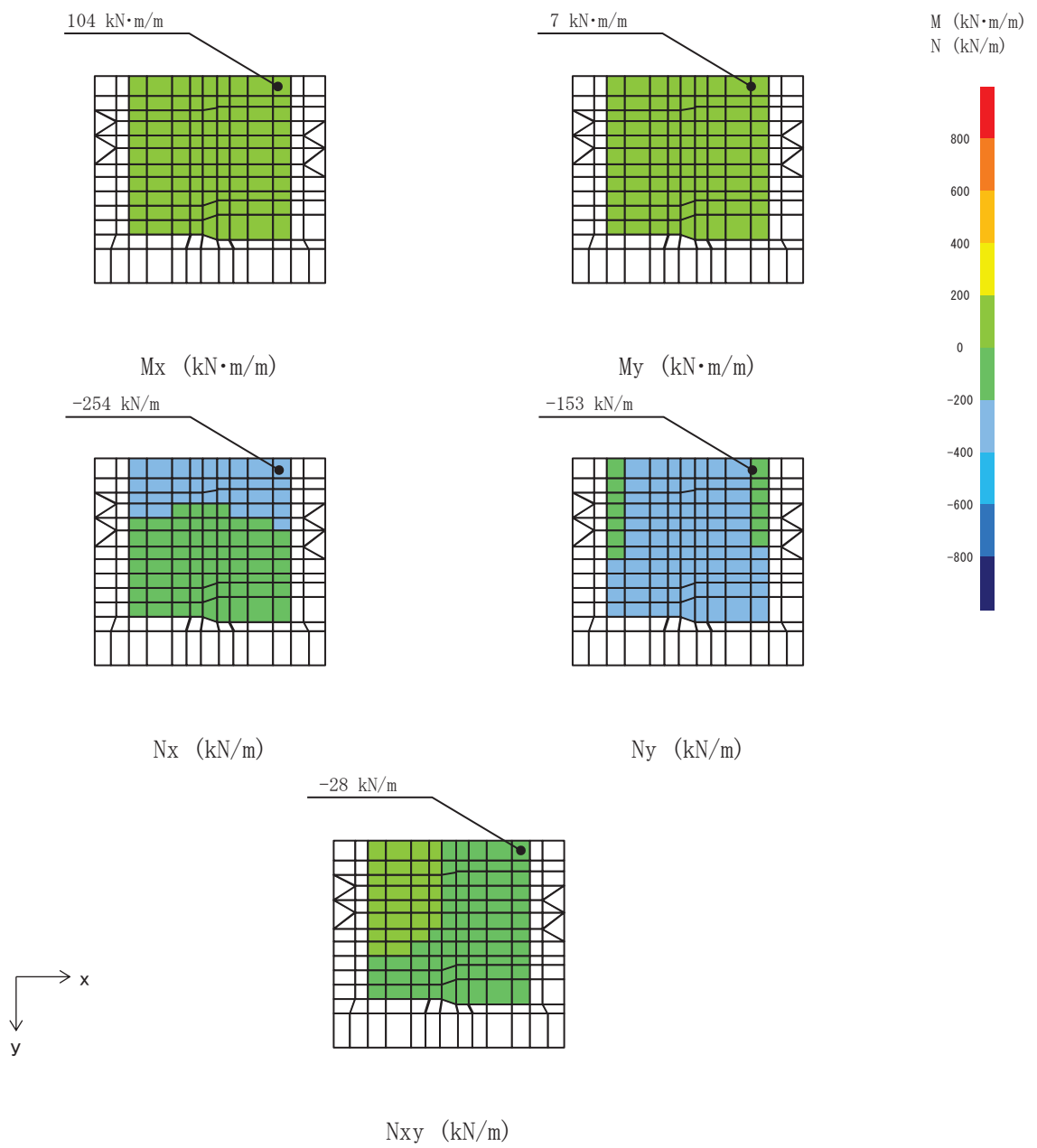


図 8.5-32 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(南壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

b. 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-25 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 8.5-33～図 8.5-36 に示す。

表 8.5-25 せん断破壊に対する照査

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	Sd-D2 (++)	174	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	201	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	246	1563	0.16
南北壁	4	③	Sd-D2 (++)	51	944	0.06

注記*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

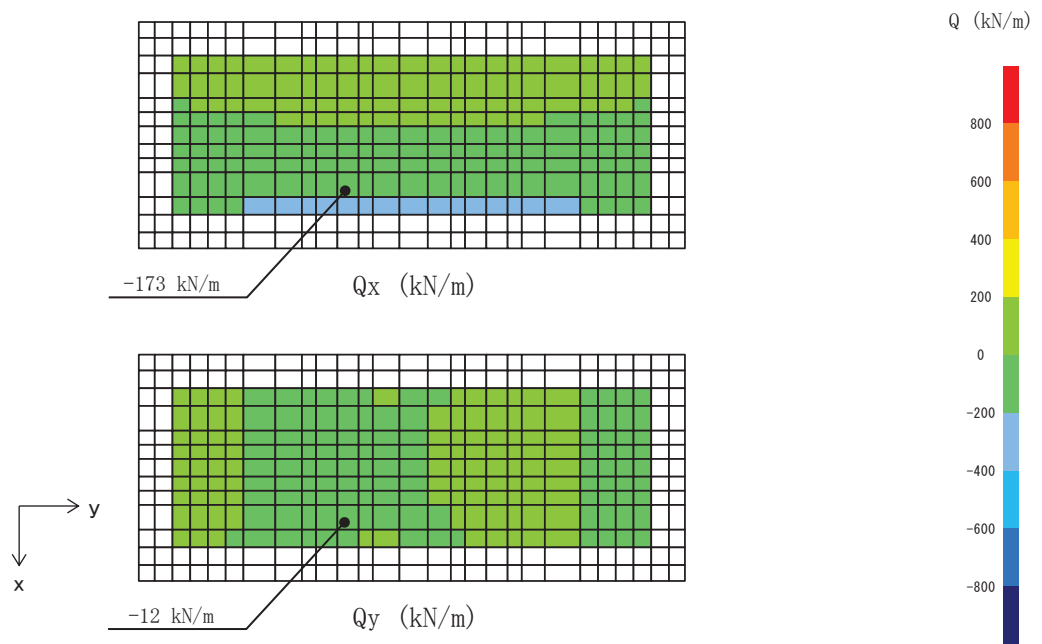


図 8.5-33 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , $t=20.37s$)

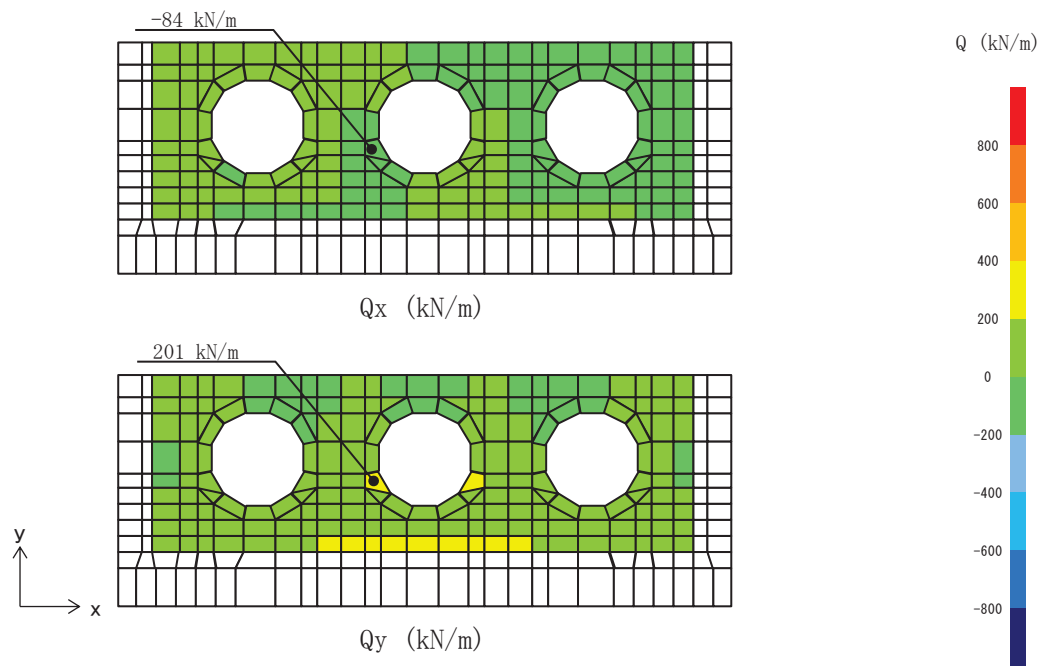


図 8.5-34 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , $t=12.87s$)

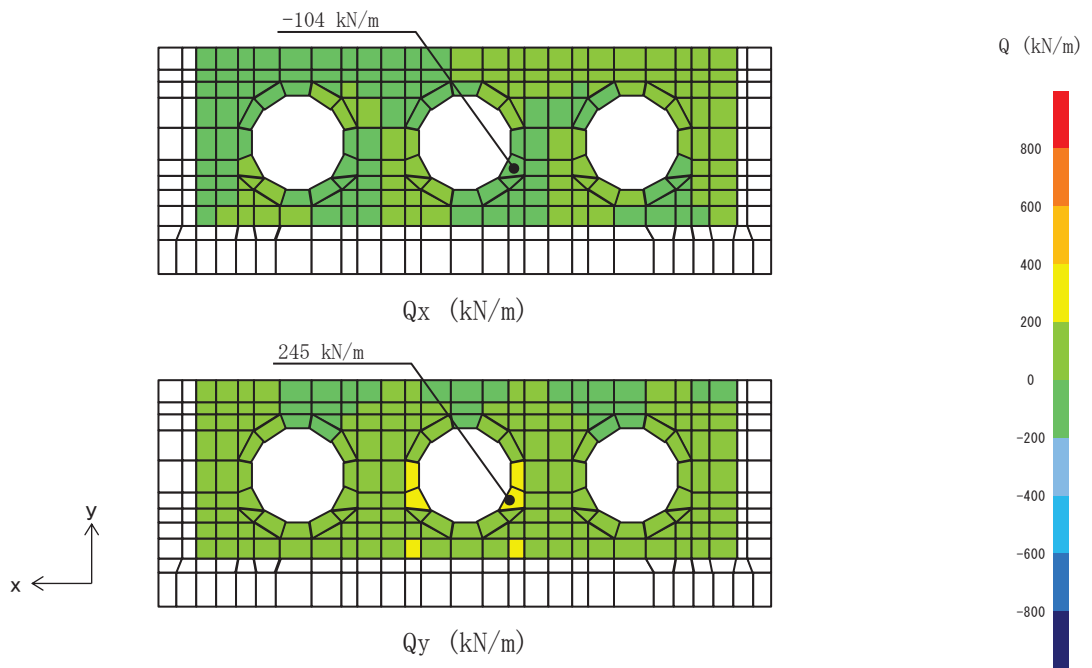


図 8.5-35 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)

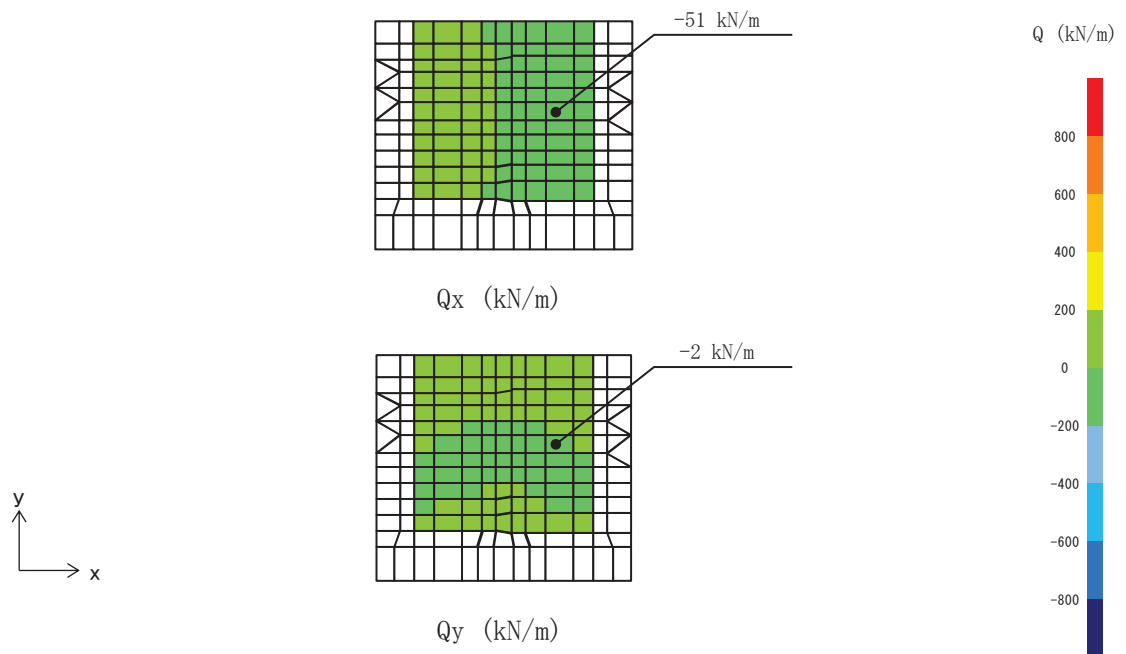


図 8.5-36 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

8.5.3 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9.1-1 強度評価に用いる条件（出口側集水ピット）

記号	定義	数値	単位	
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2526.223	kN	
G	固定荷重（（扉体+戸当り）×3 基）	66.195	kN	
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm ²	
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm ²	
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の 短期許容せん断力	底版	1227	kN
		南北壁下方	944	kN
		南北壁上方	1150	kN
		東西壁上方	1975	kN
		東西壁下方	1563	kN
D	有効高さ（底版）	1.3	m	
D	有効高さ（壁）	1.0	m	
A_w	斜め引張鉄筋断面積（底版，東西南北壁下方）	9.6775	cm ²	
	斜め引張鉄筋断面積（東西南北壁上方）	12.9033	cm ²	
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm ²	
s	斜め引張鉄筋間隔（底版，南北壁）	0.4	m	
	斜め引張鉄筋間隔（東西壁）	0.2	m	

10. 評価結果

10.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に示す。

表 10.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

10.1.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2～表 10.1-3 に示す。また，出口側集水ピットの評価位置を図 8.5-28 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	136	-366	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1498	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	83	-1546	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	100	-215	0.6	16.5	0.04
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	143	-370	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	12.87	-6	-1473	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	79	-1531	1.5	16.5	0.10
		南北壁	4	6.81	101	-219	0.6	16.5	0.04
②	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	130	-351	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-6	-1502	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	81	-1549	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	96	-206	0.6	16.5	0.04
③	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	144	-378	0.7	16.5	0.05
		西壁	2	20.37	-7	-1493	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	85	-1542	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	104	-226	0.7	16.5	0.05

軸力：引張正

表10.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σs (N/mm ²)	短期許容 応力度 σsa (N/mm ²)	照査値 $\sigma s/\sigma sa$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-77	-60	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-77	252	38.9	294	0.14
		東壁	3	20.37	-62	259	36.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	49	8.6	294	0.03
	S d-D 2 (-+)	底版	1	12.87	-77	-61	11.1	294	0.04
		西壁	2	6.81	-80	240	38.3	294	0.14
		東壁	3	6.81	-84	199	35.2	294	0.12
		南北壁	4	12.87	18	50	8.3	294	0.03
②	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-77	-60	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-74	253	38.4	294	0.14
		東壁	3	20.37	-60	260	36.0	294	0.13
		南北壁	4	20.37	19	50	8.5	294	0.03
③	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-61	10.8	294	0.04
		西壁	2	12.87	-81	253	39.8	294	0.14
		東壁	3	20.37	-65	258	36.9	294	0.13
		南北壁	4	20.37	21	46	8.5	294	0.03

軸力：引張正

10.1.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.1-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造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10.1-4 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	171	1227	0.14
		西壁	2	12.87	194	1563	0.13
		東壁	3	20.37	239	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	50	944	0.06
	S d - D 2 (-+)	底版	1	6.81	169	1227	0.14
		西壁	2	6.81	200	1563	0.13
		東壁	3	6.81	226	1563	0.15
		南北壁	4	6.81	49	944	0.06
②	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	169	1227	0.14
		西壁	2	12.87	187	1563	0.12
		東壁	3	20.37	233	1563	0.15
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
③	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	174	1227	0.15
		西壁	2	12.87	201	1563	0.13
		東壁	3	20.37	246	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	51	944	0.06

10.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。最大接地圧分布図を図 10.2-1 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5		0.04
②		(++)	0.5		0.04
③		(++)	0.5		0.04

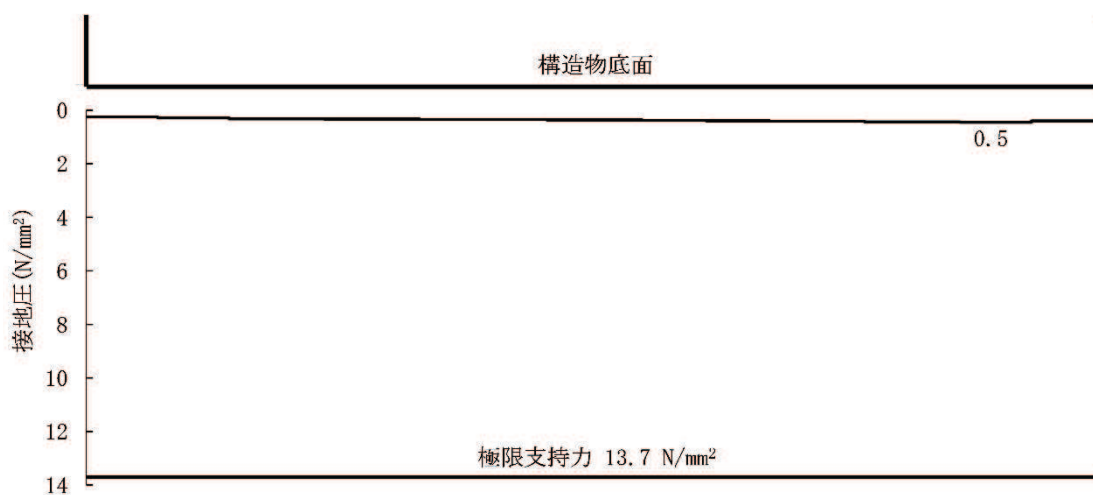


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	11
4.3 固有周期の計算結果	12
5. 構造強度評価	13
5.1 構造強度評価方法	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ	13
5.2.1 荷重の設定	13
5.2.2 荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	15
5.4 設計用地震力	19
5.5 計算方法	22
5.6 計算条件	44
5.7 応力計算	47
6. 評価結果	98
7. 出口側集水ピットの強度評価	100
7.1 出口側集水ピットの構造概要	100
7.2 評価方針	103
8. 地震応答解析	105
8.1 地震時荷重算出断面	105
8.2 解析方法	106
8.2.1 地震応答解析手法	106
8.2.2 構造部材	106
8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき	107

8.2.4	減衰定数	107
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	108
8.3	荷重及び荷重の組合せ	110
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	110
8.3.2	荷重	110
8.3.3	荷重の組合せ	112
8.4	入力地震動	113
8.5	解析モデル及び諸元	129
8.5.1	解析モデル	129
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	135
8.5.3	地盤の物性値	135
8.6	地震応答解析結果	141
8.6.1	解析ケースと照査値	141
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	146
8.6.3	作用荷重分布図	148
8.6.4	最大加速度分布図	151
9.	三次元構造解析	168
9.1	評価対象部材	168
9.2	解析方法	168
9.3	解析モデル及び諸元	169
9.4	照査時刻	171
9.5	入力荷重	171
9.5.1	慣性力	171
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	172
10.	耐震評価	174
10.1	許容限界	174
10.1.1	構造部材の健全に対する許容限界	174
10.2	評価方法	175
11.	評価結果	176
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	176
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	183
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	187
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	187
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	192
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	194

1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

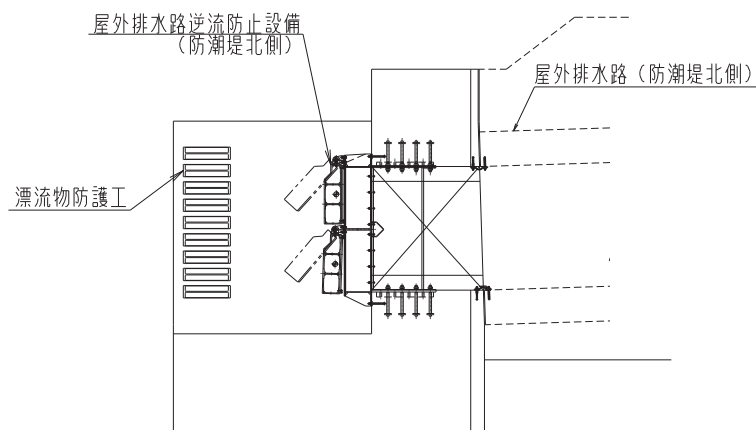
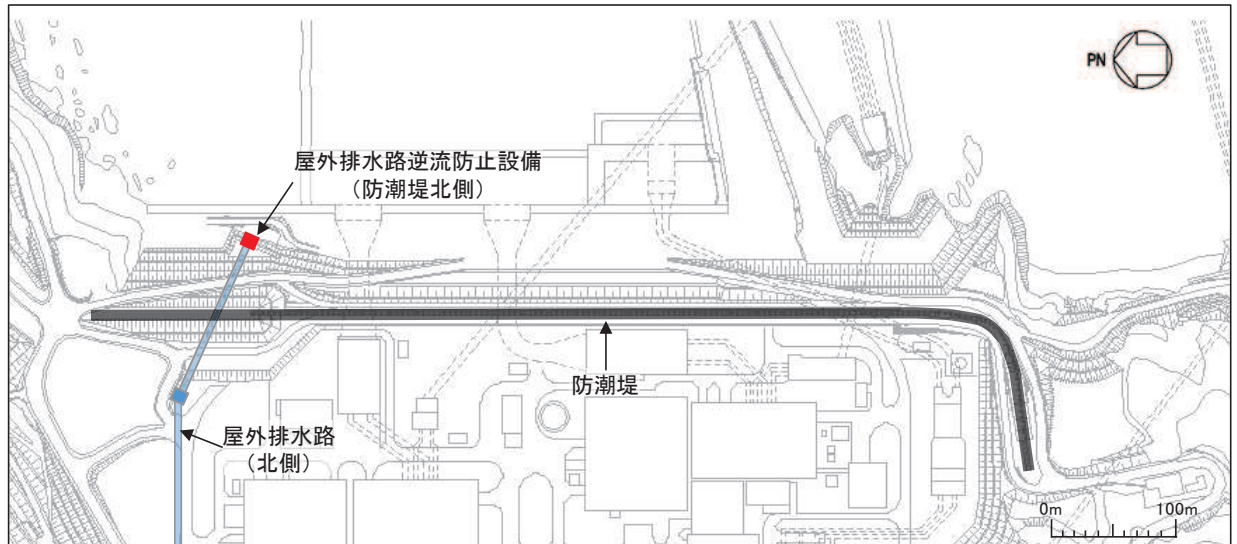


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。	4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。	<p style="text-align: center;">平面図</p> <p style="text-align: center;">1-1 断面図</p> <p style="text-align: center;">2-2 断面図</p> <p style="text-align: center;">3-3 断面図</p>

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する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

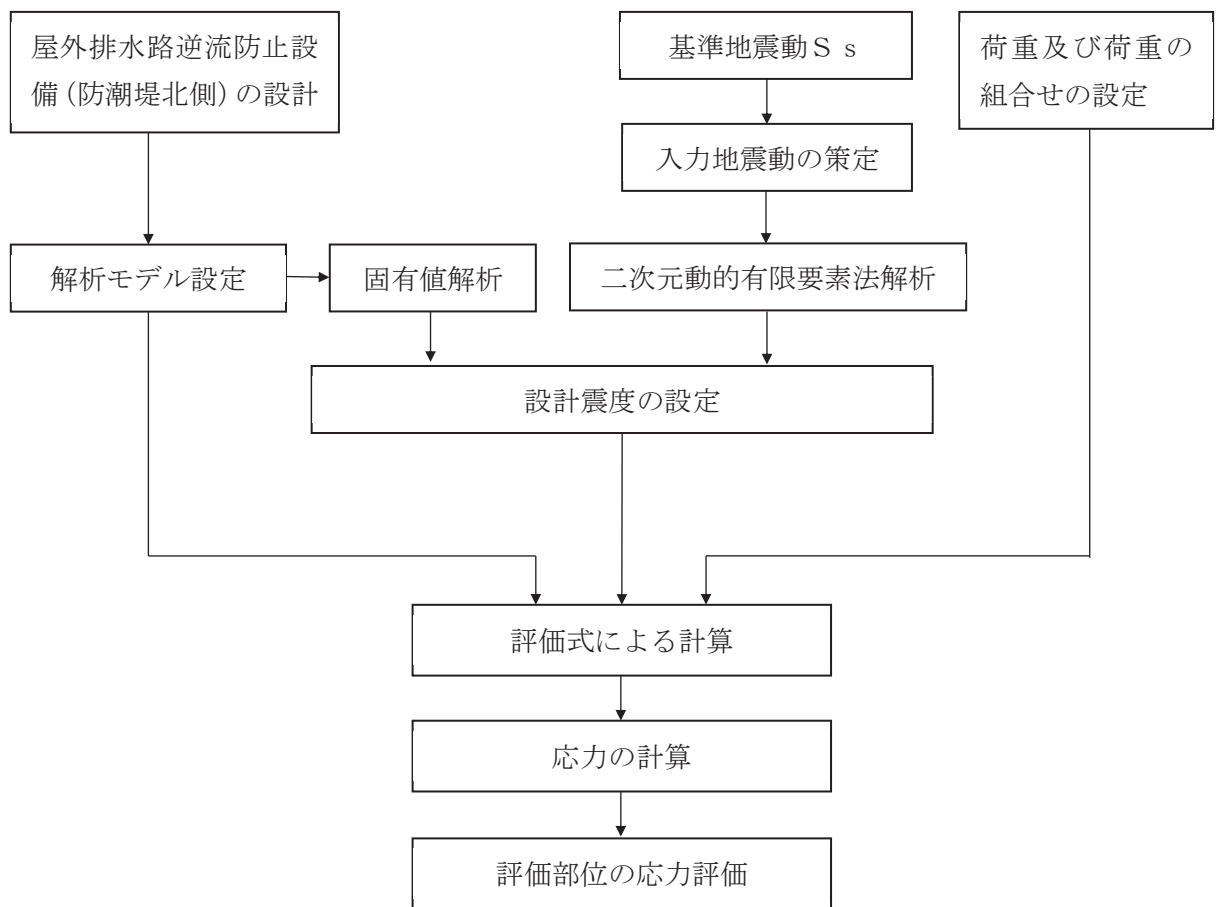


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	
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) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		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み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，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。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		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)	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

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W ₂	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
Aw ₂	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
Aw ₃	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
Z_4	中央支柱の断面係数	mm^3
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm^2
W_5	中央横桁に加わる地震による荷重	N
L_o	支圧板中心間	mm
B_5	水密幅	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm^3
A_{w5}	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm^2
L_6	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_6	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_6	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_6	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_7	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_{h7}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm^2
A_{b8}	取付けボルトの断面積	mm^2
P_{w8}	自重荷重	N
P_{v8}	鉛直地震力	N
P_{H8}	水平地震力	N
P_9	戸当りへ作用する荷重	N
L_s	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	戸当りへ作用する水平地震力	N
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm

表 2.5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	N
L_{b1}	防護梁のスパン長	Mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
P_{bv1}	防護梁に作用する鉛直荷重	N/mm
Z_{bv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	N
ℓ_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm ²
T	受け台に作用する引張力	N
a	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
Z_c	受け台プレートの断面係数	mm ³
P_{b3}	つなぎ材プレートに作用する水平力	N
ℓ_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	mm ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	mm ²
P_d	つなぎ材ボルトに作用する引張力	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	mm ²
P_{b4}	アンカーボルト1本の引張力	N
P_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)	N
P_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力	N
M_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
M_{b4b}	衝突荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
q_{b4}	アンカーボルト1本のせん断力	N
q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力	N
q_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力	N
Q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力	N
Q_{b4b}	衝突荷重により生じるせん断力	N
Z_{b4}	アンカーボルト群1列の断面係数	mm
n	アンカーボルト群1列の本数	本

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り、アンカーボルト及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図3-1に示す。

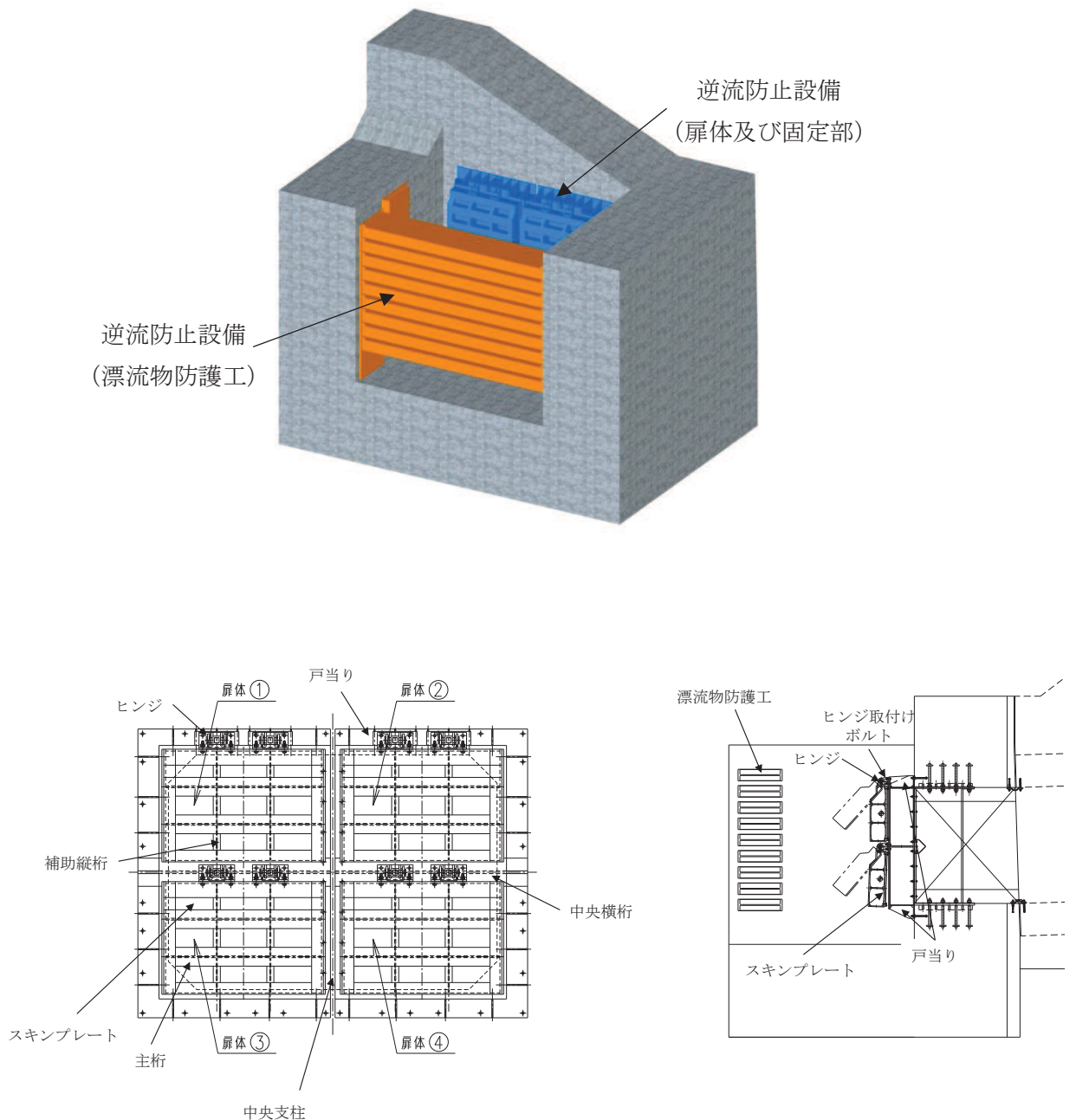


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、閉門時を想定して出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年) 土木学会」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の断面二次モーメント	9.47×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

4.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。
なお、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-2 荷重の組合せ

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	—	対象構造物に作用する機器・配管は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。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	動水圧は考慮しない。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5
ヒンジ（吊りピン）	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—
ヒンジ（プレート）	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	400	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	2160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1500	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 2160/1500 = 1.44 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで, 係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K = 2$ であることから,

$$K = 2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 400/75 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	2500	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	34300	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	10500	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 34300/10500 = 3.26 \quad \therefore A_w/A_c > 2$$

ここで, 係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 3.26 \div 2} = 2.15$$

$$10/K = 10/2.15 = 4.646$$

$$L/b = 2500/300 = 8.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.15 \times 8.33 - 10)) \times 1.5 = 143.8 \text{ N/mm}^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	1600	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	15000	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	7500	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 15000/7500 = 2.00 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2 \div 2} = 2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

表 5.3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁, 中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5.3-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 * : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は, 「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉門時を想定し剛構造として考慮し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」の結果に基づき、表 5.4-1 に示すとおりとする。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ (m)	地震による設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6.483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K_H	1.3
S s - D 1 (++)			鉛直方向 K_V	

表 5.4-1(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ (m)	地震による設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.706m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向 K_H	1.3
S s - D 1 (++)			鉛直方向 K_V	

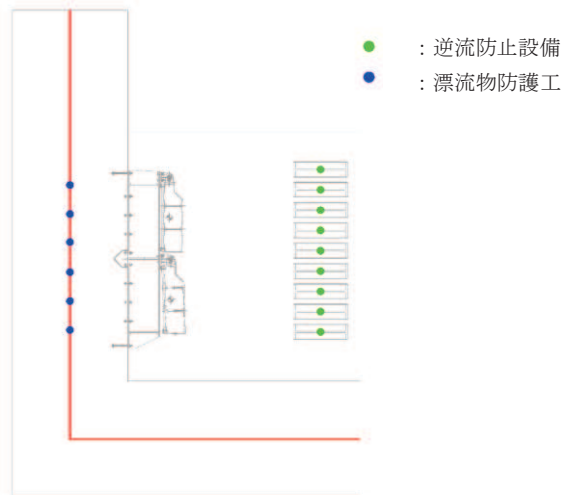


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置

なお、扉体及び固定部は横断方向（水平方向）及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合（開門時）を想定した最大応答震度を算定する。

扉体の開門時の固有周期 T は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化し

て算出する。解析モデル図を図 5.4-2 に示す。

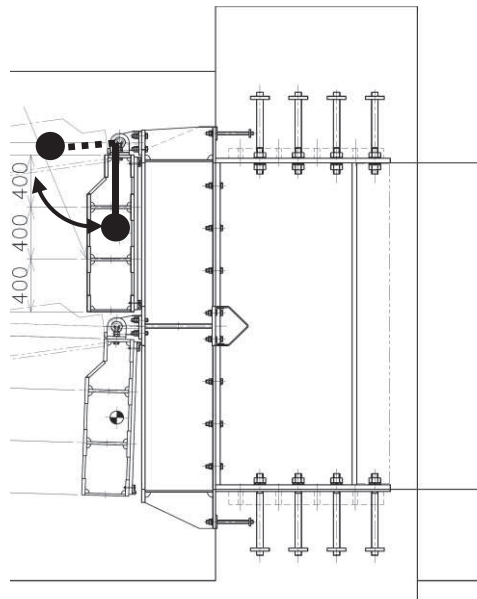


図5.4-2 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、L:振り子の長さ (=95+1200/2 =695 mm)

計算の結果、開門時の固有周期は $T=1.673$ s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した、ゲート固定部の設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。応答スペクトルの作成は、「波形処理プログラム k-WAVE for Window Ver 6.2.0」を用いる。

設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

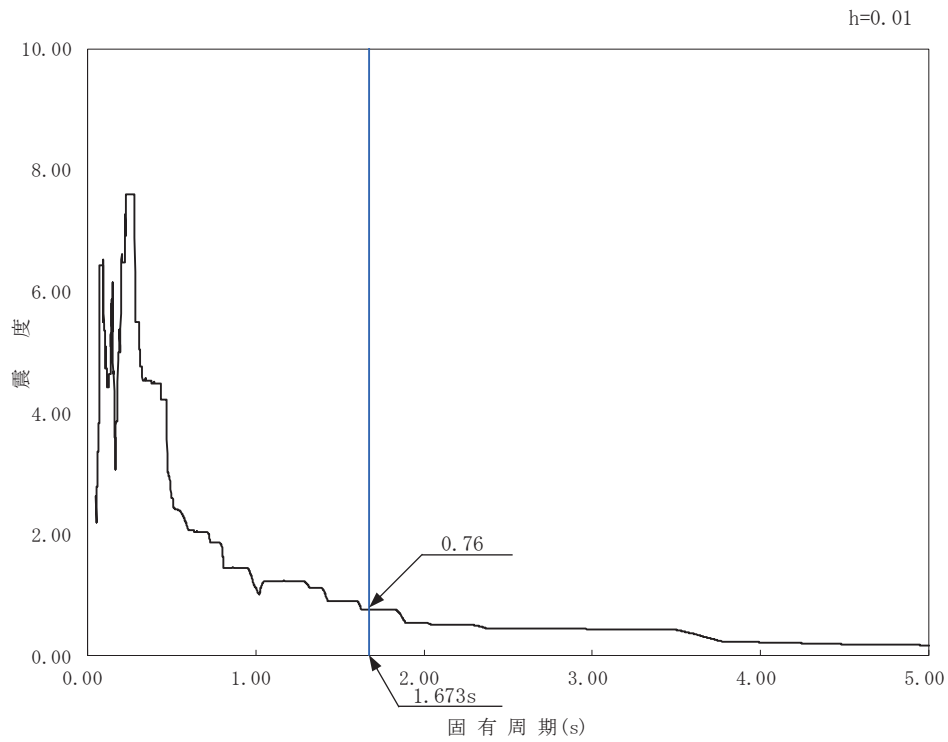


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

以上より、固有周期 1.673s における最大応答震度は 0.76 となり、開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力（水平方向）1.3 よりも小さいことを確認した。

よって、各応力計算においては、表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

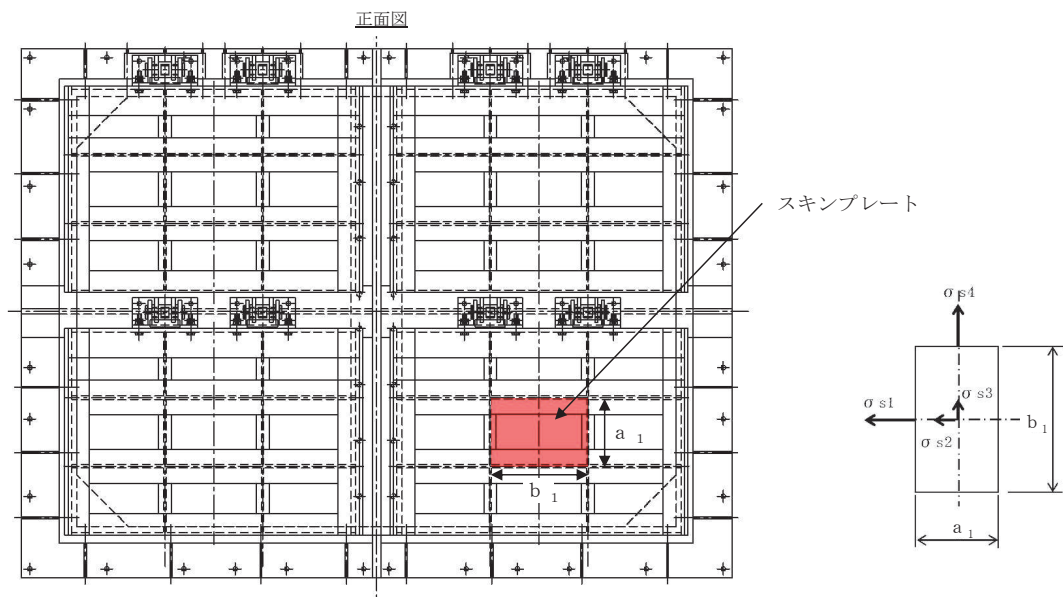
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.5-2 に、応力算定式を図 5.5-3 に示す。

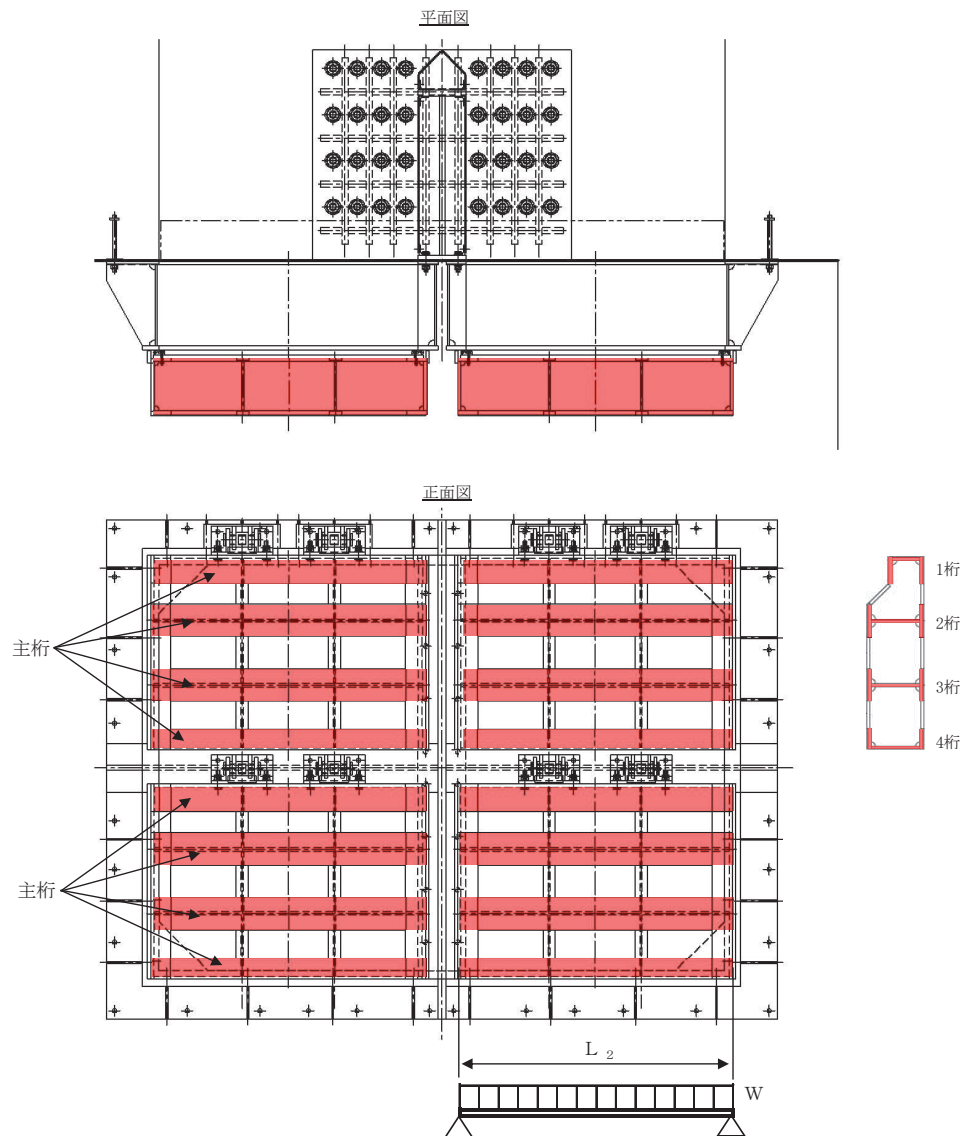


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w2}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-3 主桁の応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.5-4 に，応力算定式を図 5.5-5 に示す。

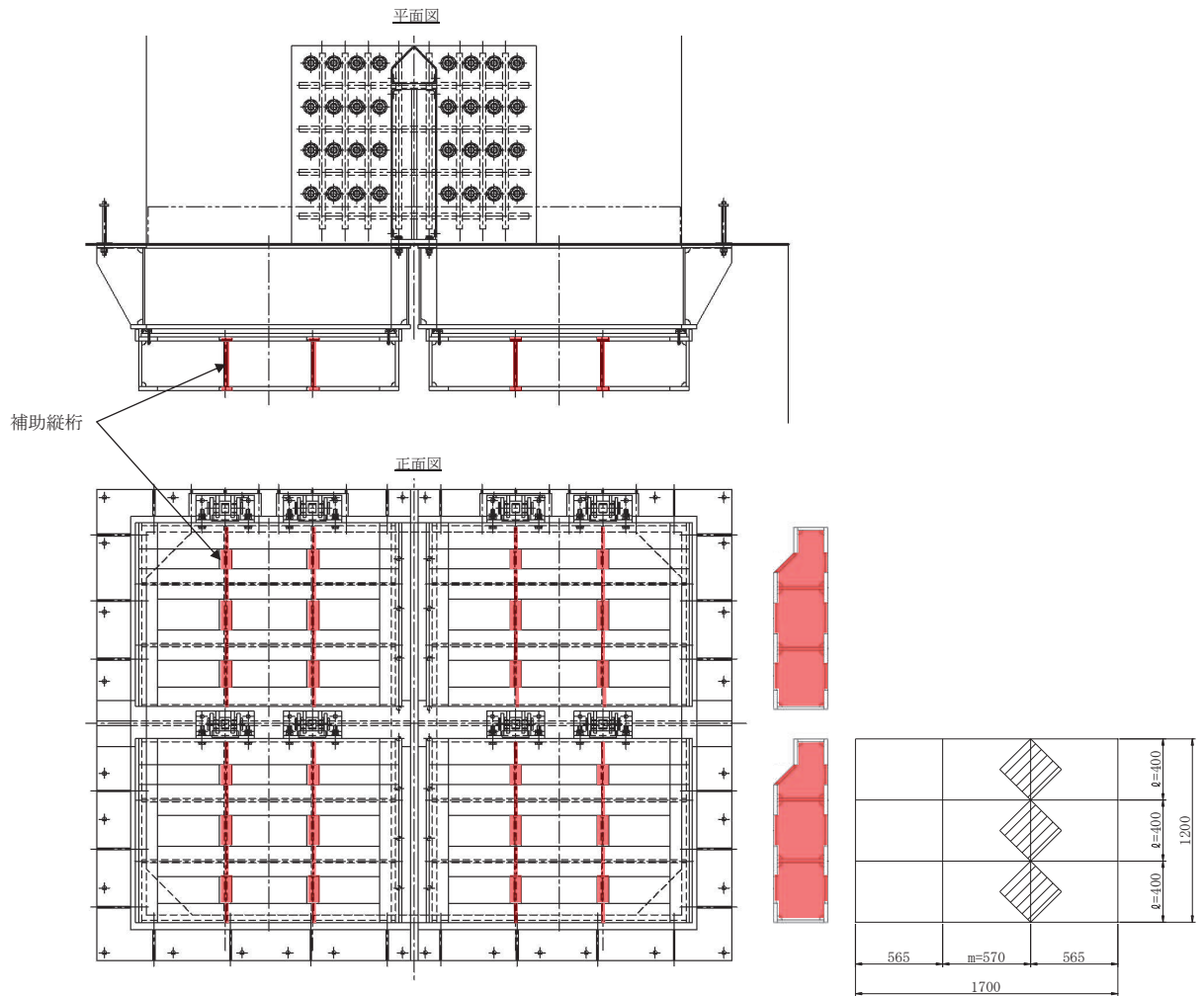


図 5.5-4 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

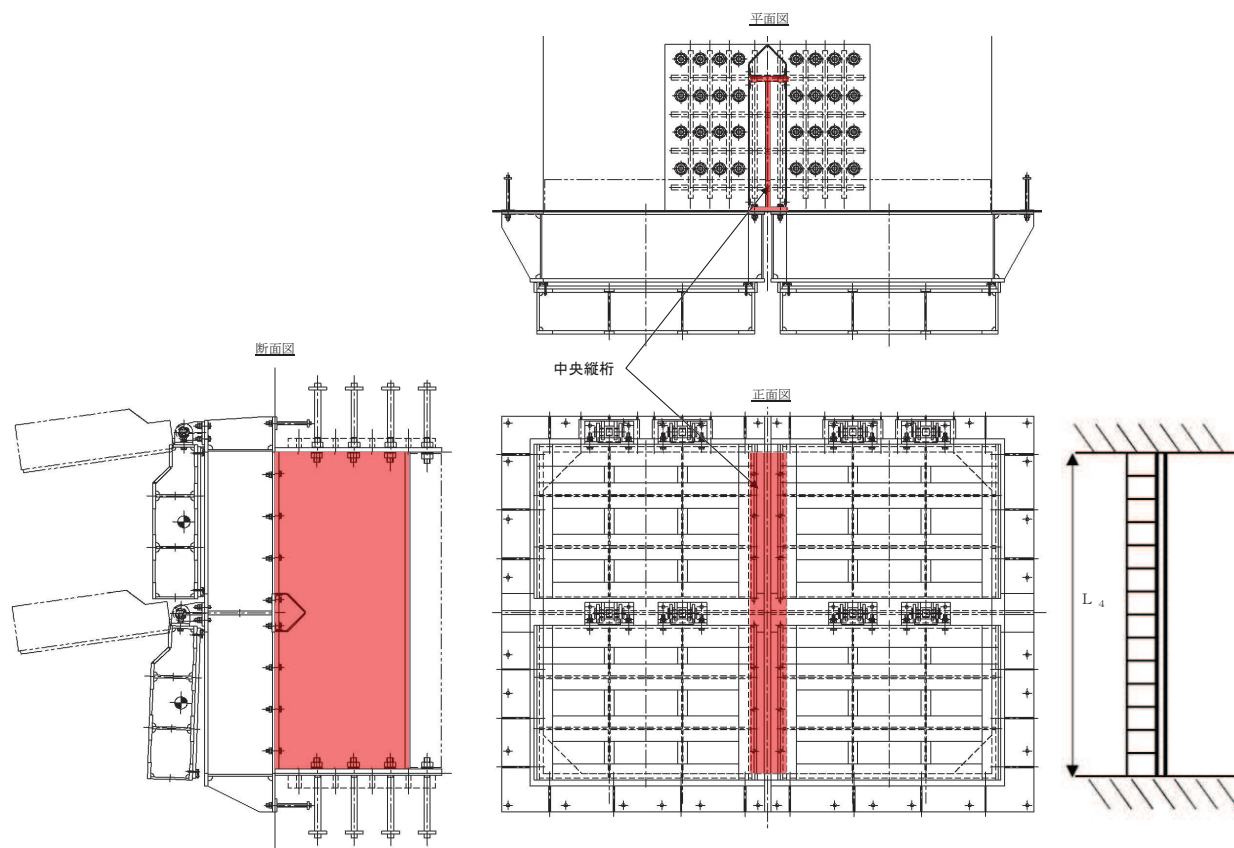
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は，等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し，曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図 5.5-6 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_4 : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

L_4 : 中央支柱固定高 (mm)

Z_4 : 中央支柱にの断面係数 (mm³)

$A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

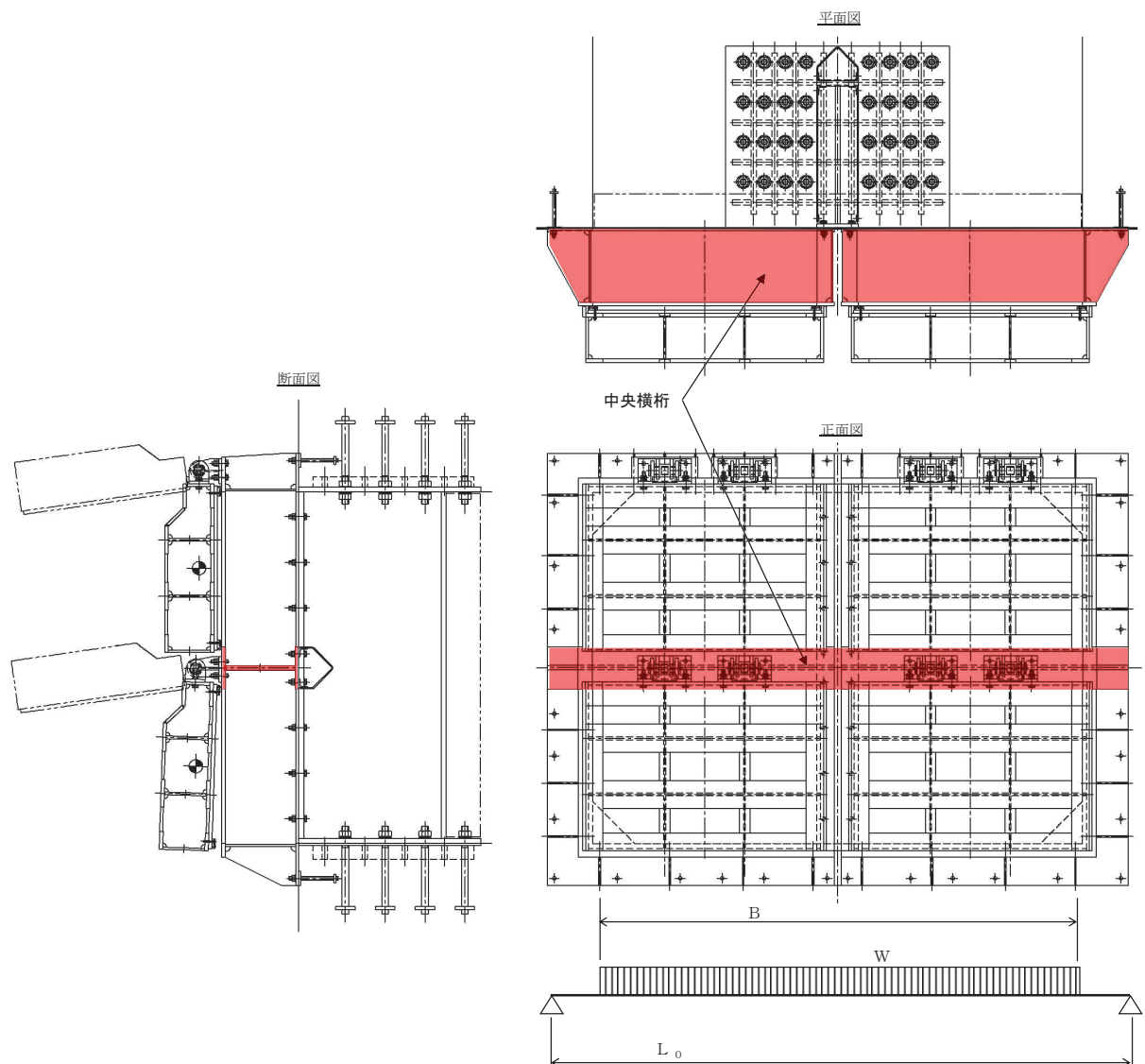
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式

(5) 中央横桁

中央横桁は，等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)

L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)

Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)

$A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

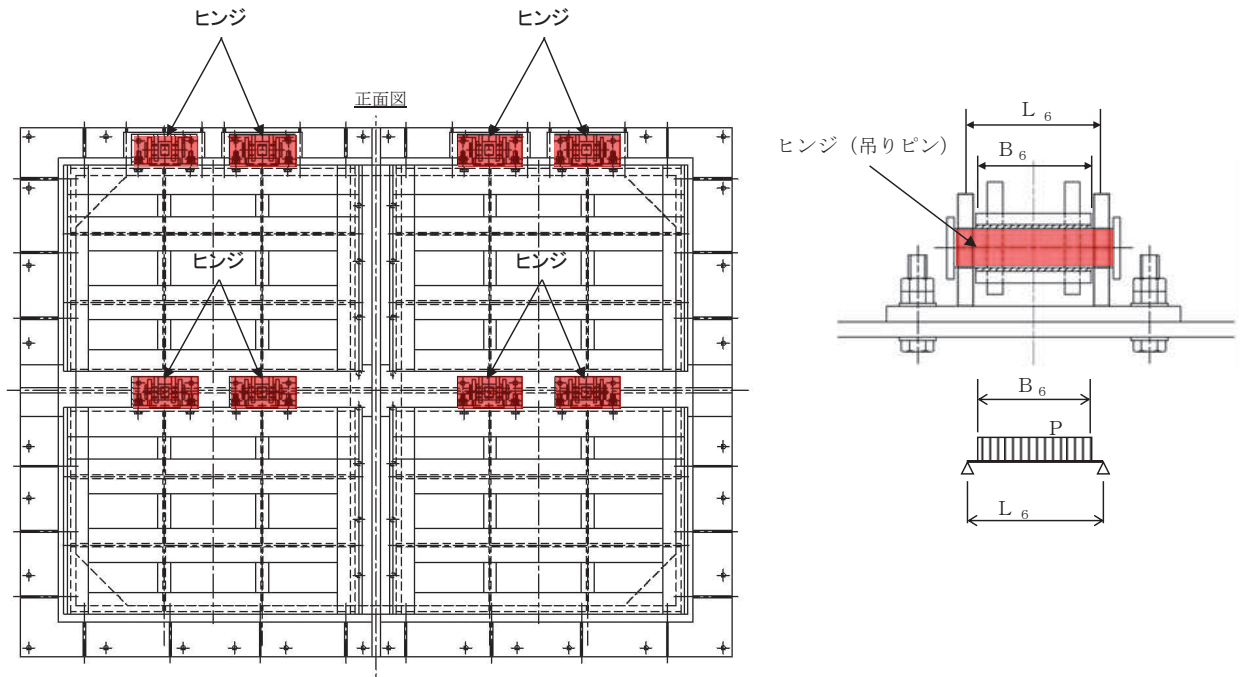
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) ヒンジ (吊りピン)

吊りピンは、吊りピンに発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

吊りピンのモデル図及び応力算定式を図 5.5-8 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

L_6 : ヒンジピン支間長 (mm)

B_6 : ヒンジピン受圧幅 (mm)

P : 総荷重

Z_6 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

A_6 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

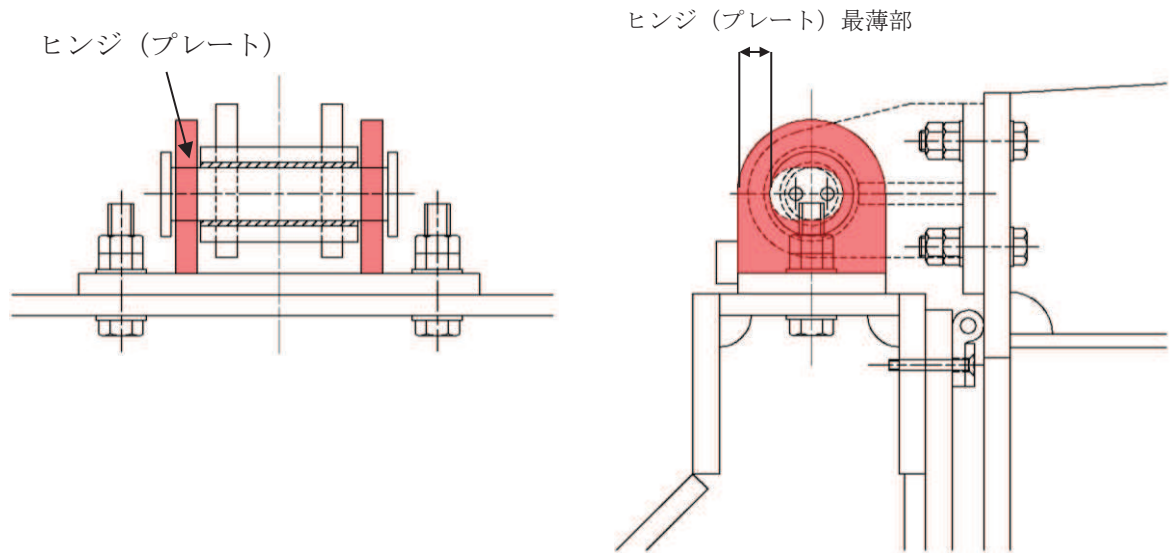
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-8 吊りピンのモデル図及び応力算定式

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\tau = \frac{P}{A h}$$

- P : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)
A h : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-9 ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図を図5.5-10に、応力算定式を図5.5-11に示す。

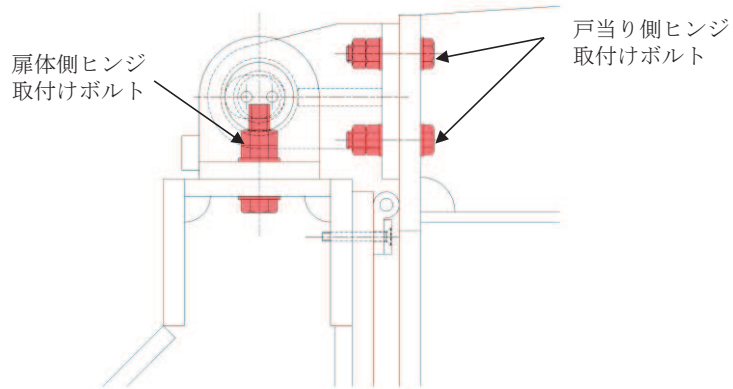
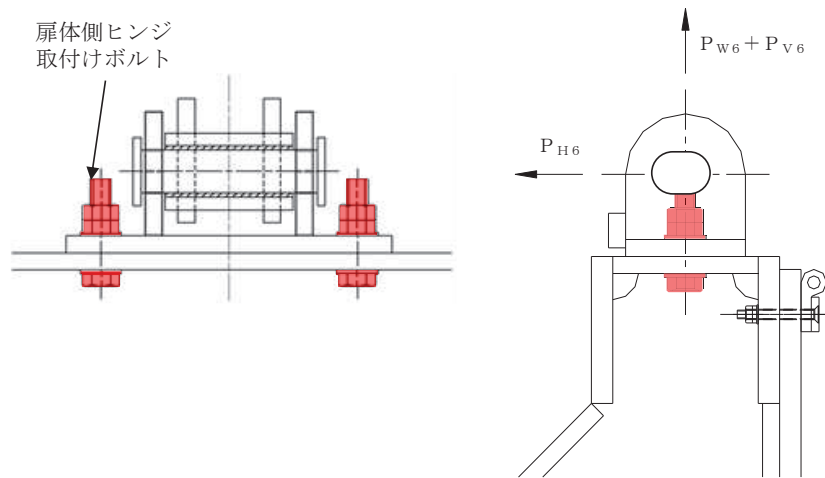


図 5.5-10 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$: 取付けボルトの断面積 (mm^2)

P_{W8} : ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

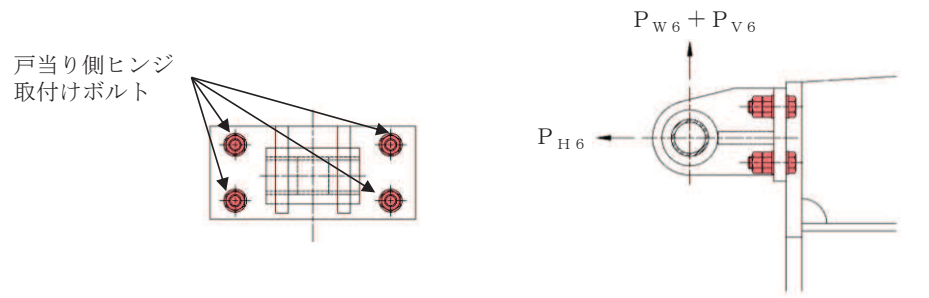
σ : 引張応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

σ_g : 合成応力度 (N/mm^2)

図 5.5-11(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

A b : 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W8} : 扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

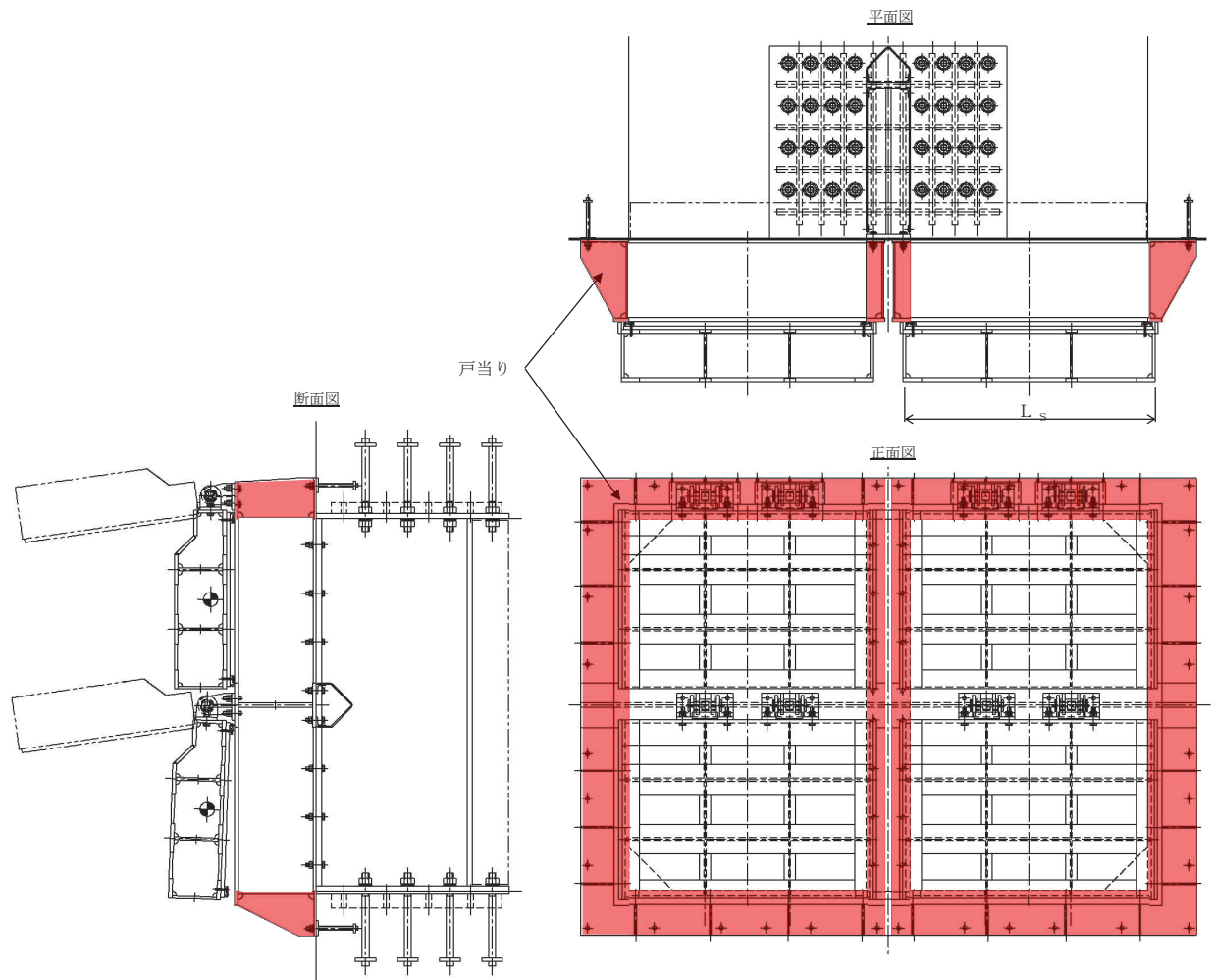
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-11(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

(9) 戸当り

戸当りは、等分布荷重（地震荷重）を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-12に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_9 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

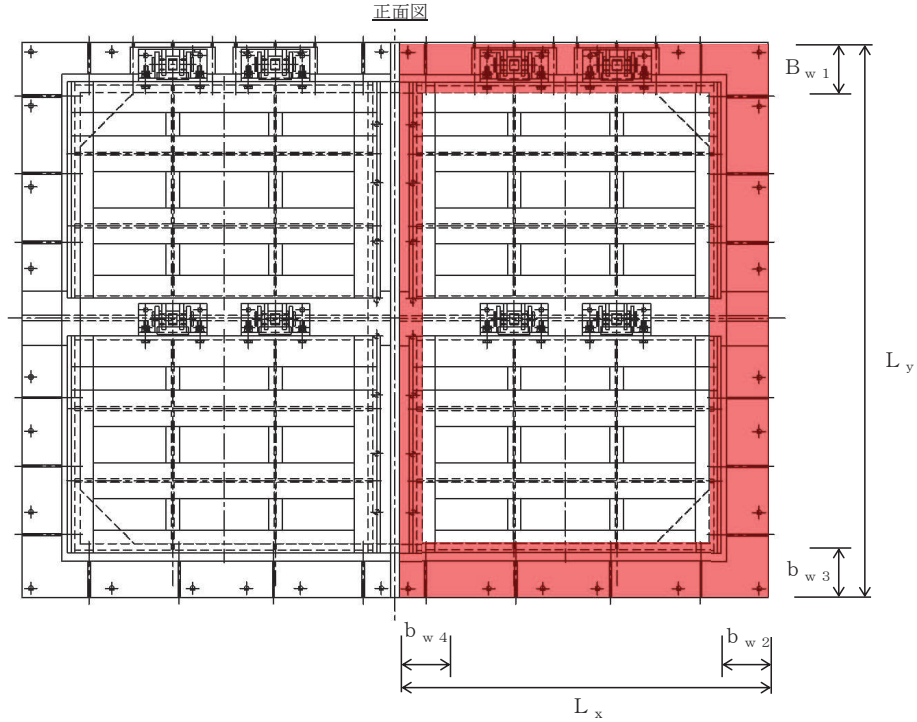
σ : 支圧応力度

図 5.5-12 戸当りのモデル図及び応力算定式

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-13 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

q : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm²)

L_x : 戸当り横幅 (mm)

L_y : 戸当り縦幅 (mm)

b_{w1} : 上部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w2} : 側部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w3} : 下部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w4} : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.5-13 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-14 に、応力計算式を図 5.5-15 に示す。

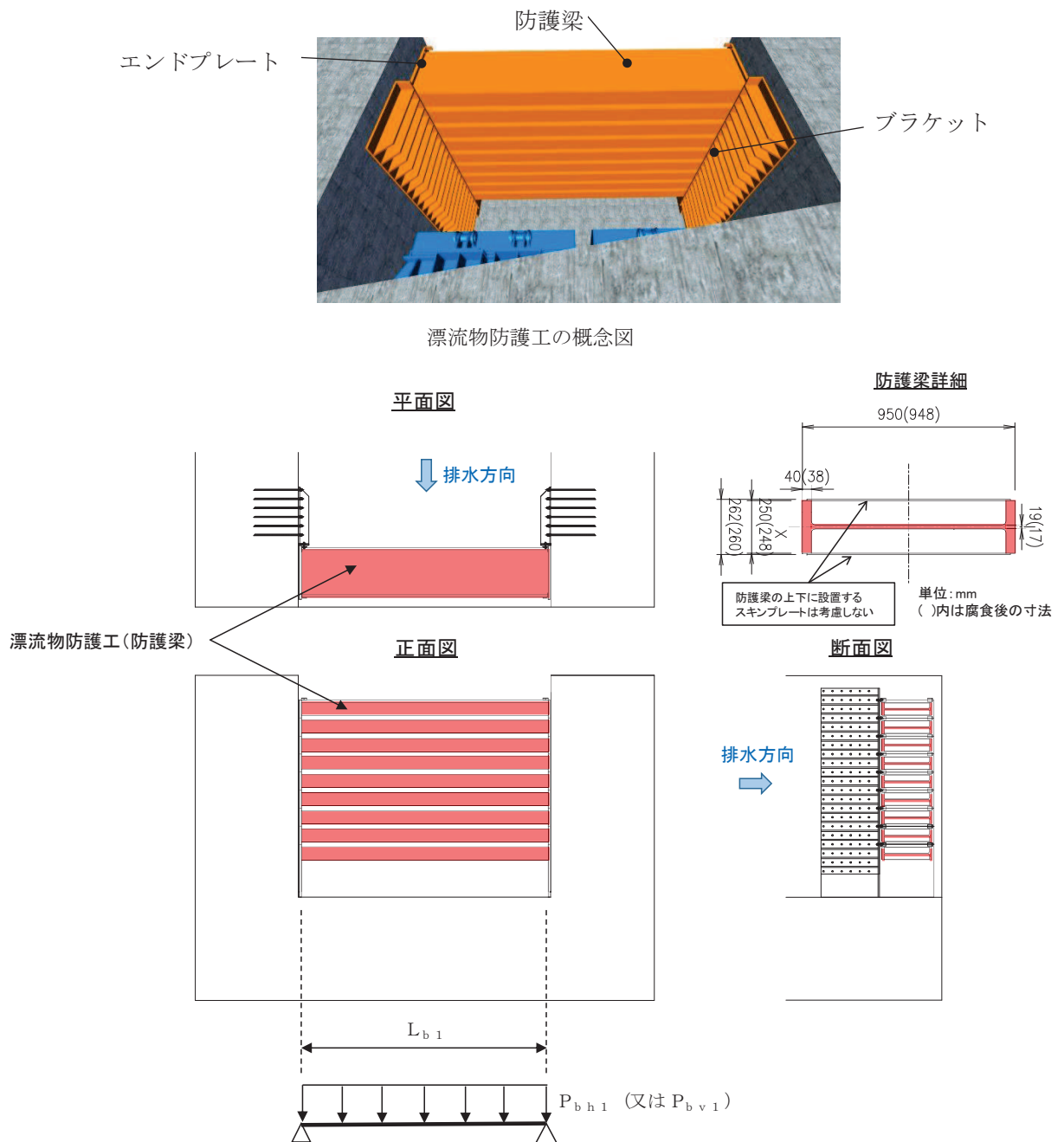


図 5.5-14 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bh1} : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

【鉛直方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bv1} : 防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-15 防護梁の応力計算式

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。地震時においては、山側への荷重に対しては防護梁のエンドプレートを紹介して荷重が作用し、海側への荷重に対してはエンドプレートに溶接されたつなぎ材を紹介して荷重が作用するが、照査値が最大となる海側への荷重を考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、この荷重に対してブラケットは幅 350mm の π 形の断面で抵抗し、腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造及びモデル図を図 5.5-16 に、応力計算式を図 5.5-17 に示す。

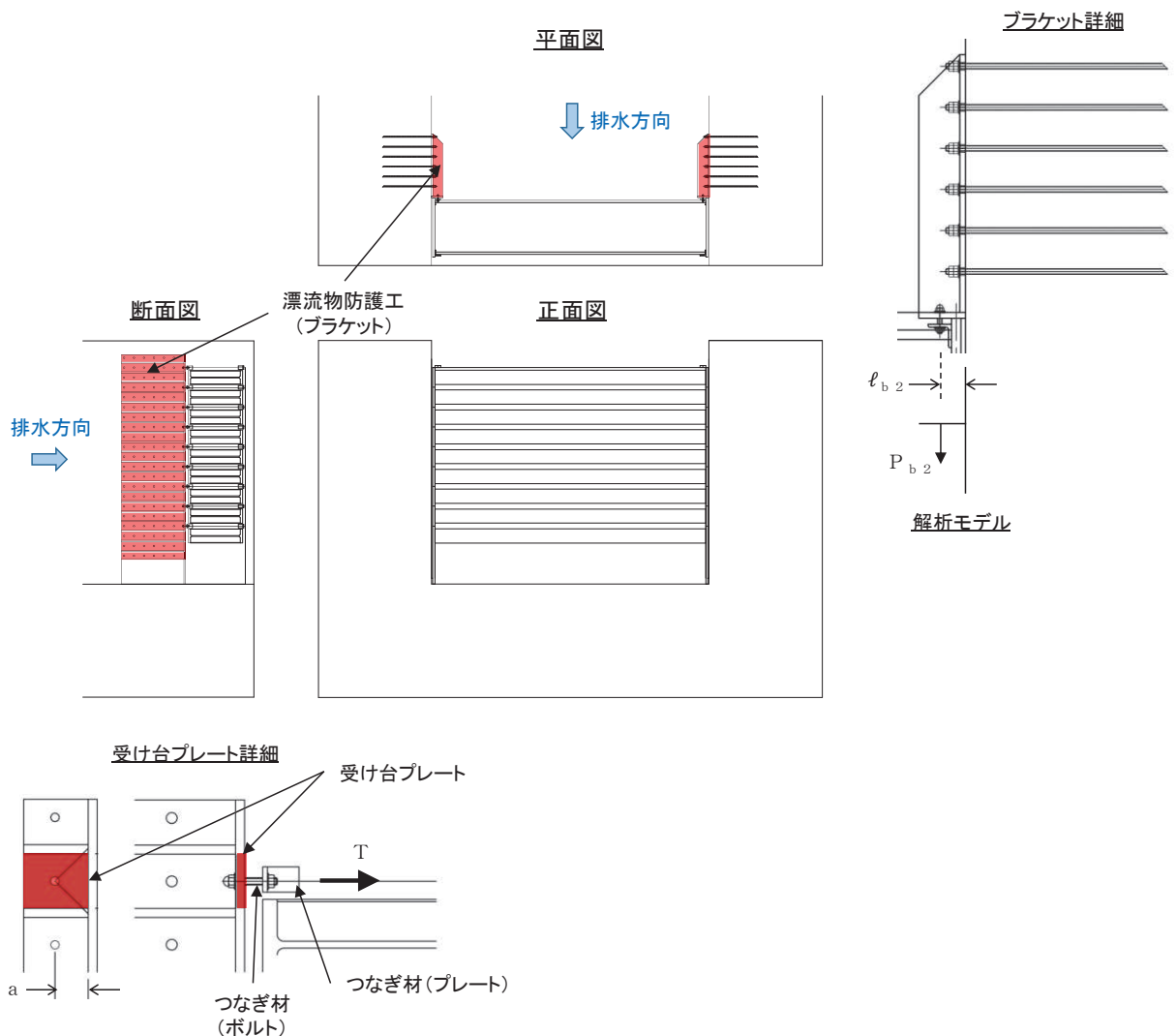


図 5.5-16 ブラケットの構造及びモデル図

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{max} = P_{b2}$$

ℓ_{b2} : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)

A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

T : 受け台に作用する引張力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

a : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

Z_c : 受け台プレートの断面係数 (mm³)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.5-17 ブラケットの応力計算式

(13) 漂流物防護工 (つなぎ材)

つなぎ材は、エンドプレートに溶接されたプレートとブラケットをつなぐボルト (M-22) からなる。

プレートについては、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。ボルトについては、曲げ応力度の照査を行う。

なお、つなぎ材の照査に当たっては腐食代を 1mm 考慮する。

つなぎ材の構造図を図 5.5-18 に、応力計算式を図 5.5-19 に示す。

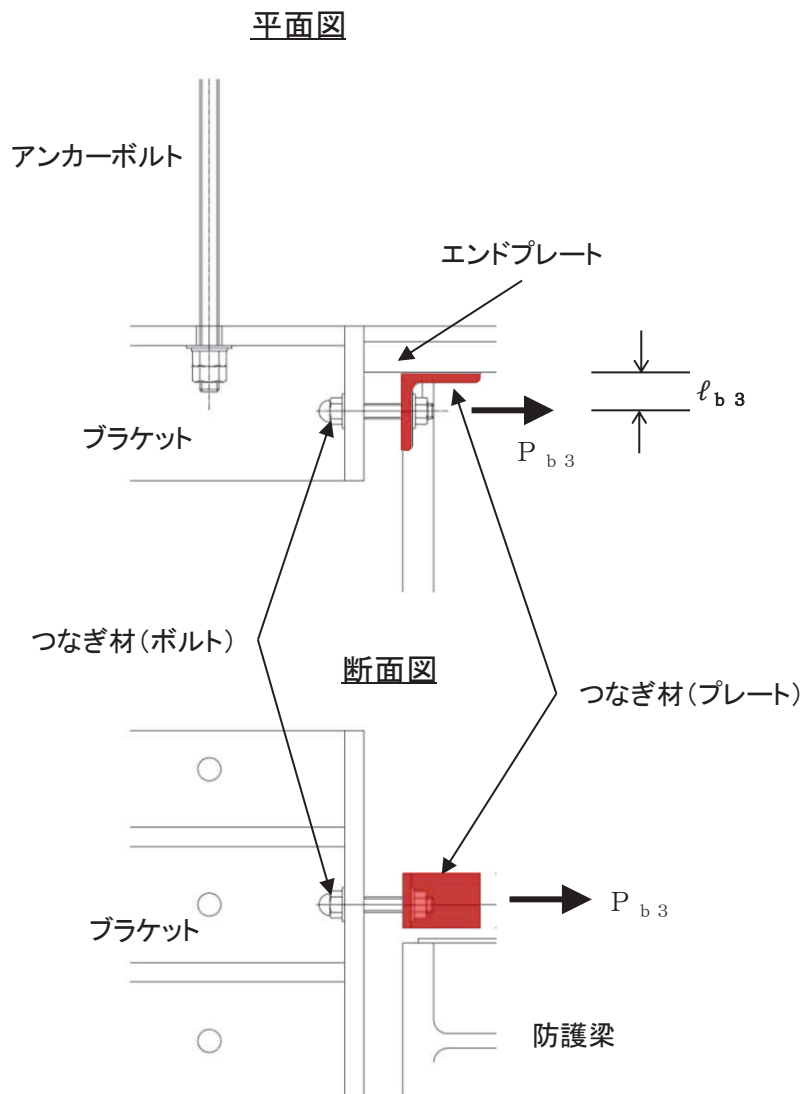


図 5.5-18 つなぎ材の構造図

【プレート】

$$M_{\text{max}} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

P_{b3} : つなぎ材プレートに作用する水平力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{\text{max}} = P_{b3}$$

ℓ_{b3} : エンドプレートからボルト中心までの長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b3}}$$

Z_{b3} : つなぎ材プレートの断面係数 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b3}}$$

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

P_d : つなぎ材ボルトに作用する引張力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

A_d : つなぎ材ボルトの有効断面積 (mm²)

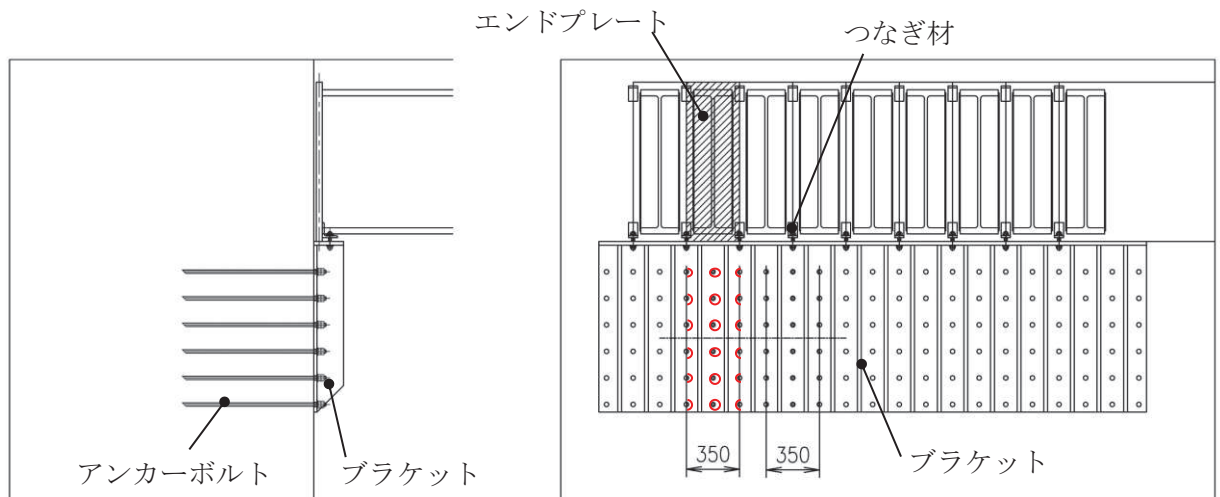
σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.5-19 つなぎ材の応力計算式

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.5-20 に示すように，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。



$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

- P_{b4} : アンカーボルト 1 本の引張力 (N)
- q_{b4} : アンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- M_{b4} : ブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Q_{b4} : ブラケットに生じるせん断力 (N)
- Z_{b4} : アンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm³)
- n : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)
- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-20 アンカーボルトの構造及び応力計算式

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

固定荷重 (1門当たりの扉体の自重) G (N)	1門当たりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
14.70998×10 ³	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	43.94	400	570	25	0.0094
2~3桁	43.94	400	570	25	0.0094
3~4桁	43.94	400	570	25	0.0094

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.87	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	3.75	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	1.87	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
9.4×10 ⁻³	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

中央支柱に作用する 荷重 w ₄ (N/mm)	中央支柱固定高 L ₄ (mm)	中央支柱の断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)
71.82	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴

中央横桁に作用する 荷重 w ₅ (N/mm)	中央横桁の 支間長 L ₅ (mm)	中央横桁の断面係数 Z ₅ (mm ³)	中央横桁の せん断抵抗断面積 A _{w5} (mm ²)
52.07	1600	4.897727×10 ⁶	1.50×10 ⁴

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

ヒンジ (吊りピン)					ヒンジ (プレート)
支間長 L_6 (mm)	受圧幅 B_6 (mm)	ヒンジに 作用する荷重 P (N)	断面係数 Z_6 (mm ³)	断面積 A_6 (mm ²)	最薄部の断面積 A_h (mm ²)
176	150	18165	1.2272×10^4	1.963×10^3	1.2×10^3

取付けボルトの 断面積 A_b (mm ²)	ヒンジ1箇所当たりが 負担する扉体の自重 P_{w8} (N/mm ²)	鉛直地震力 P_{v8} (N)	水平地震力 P_{H8} (N)
234.89880	7354.9875	8090.4863	9561.4838

戸当りへ作用する 荷重 P_g (N/mm ²)	戸当りから 中央支柱中心まで の距離 L_s (mm)	戸当り支圧部 の板厚 L_c (mm)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.0225	1700	12	2075	3075

支圧幅 b_{w1} (mm)	支圧幅 b_{w2} (mm)	支圧幅 b_{w3} (mm)	支圧幅 b_{w4} (mm)
275	325	300	125

戸当りへ作用する水平地震力 q (N/mm ²)	戸当り幅 S (mm)
0.0620	275

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1} (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平 (強軸) 方向の 断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平 (強軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
6.743	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

防護梁		
作用する鉛直荷重 P_{bv1} (N/mm)	鉛直 (弱軸) 方向の 断面係数 Z_{bv1} (mm ³)	鉛直 (弱軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)
10.892	0.7819×10^6	18.85×10^3

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

ブラケットに作用する水平力 P_{b2} (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ l_{b2} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 A_{wb2} : (mm ²)
16.3×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

受け台に作用する引張力 T (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの断面係数 Z_c (mm ³)
16.3×10^3	90	13.225×10^3

つなぎ材プレートに作用する水平力 P_{b3} (N)	エンドプレートからボルト中心までの長さ l_{b3} (mm)	つなぎ材プレートの断面係数 Z_{b3} (mm ³)	つなぎ材プレートの断面積 A_{b3} (mm ²)
16.3×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

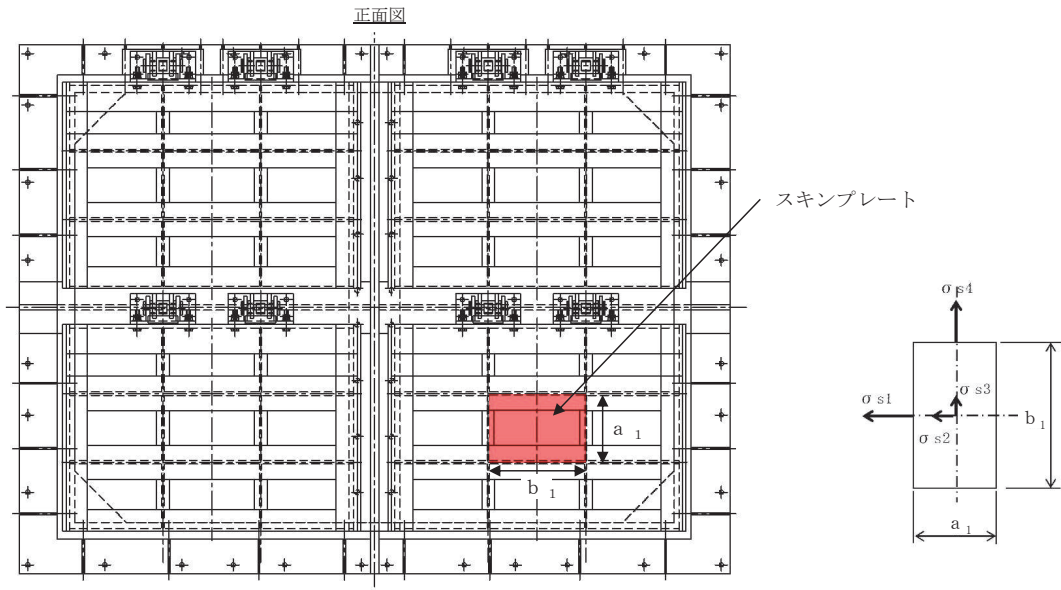
つなぎ材ボルトに作用する引張力 P_d (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 A_d (mm ²)	アンカーボルト群1列の断面係数 Z_{b4} (mm ³)	アンカーボルト群1列の本数 n (本)
16.3×10^3	245	1225	6

5.7 応力計算

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定図

a. 発生荷重

スキンプレートには作用する荷重として，板の自重による水平方向地震荷重を考慮し，以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times w \times A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm^2
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	1.3	—
w	扉体の自重	14.70998×10^3	N
A_1	扉体面積	2.04×10^6	mm^2

よって、

$$P_1 = 1.3 \times 14.70998 \times 10^3 \div (2.04 \times 10^6) = 0.00937 N/mm^2 = 0.0094 N/mm^2$$

b. 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm^2
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm^2
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数	—	
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果及び計算諸元を表 5.7-3、表 5.7-4 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 k の値

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-4 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1～2桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25
2～3桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25
3～4桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25

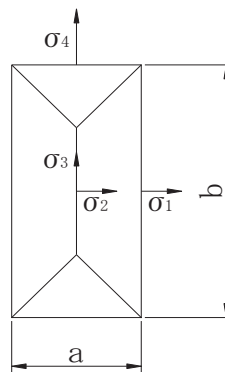


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

以上により,

$$\sigma = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 43.94 \cdot 400^2 \cdot \frac{0.0094}{25^2} = 1.06 \text{N/mm}^2$$

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.7-3 に、応力算定式を図 5.7-4 に示す。

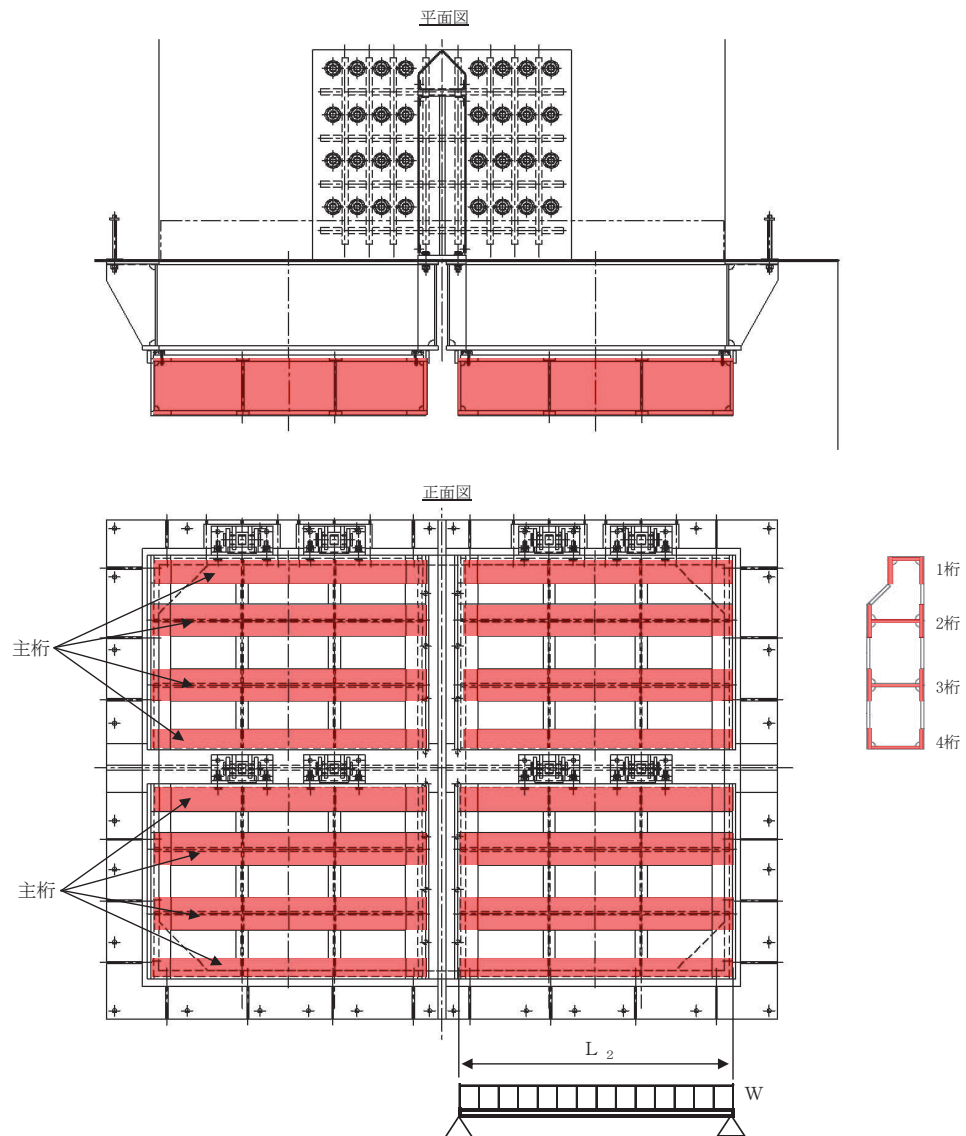


図 5.7-3 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-4 主桁の応力算定式

a. 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する水平地震荷重	0.0093740036765	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	400	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} = 1.87\text{N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} \times 2 = 3.75\text{N/mm}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{1.87 \times 1700^2}{8} = 675537.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{3.7496 \times 1700^2}{8} = 1354687.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

ただし、

扉体主桁支間長 L : 1700mm

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{1.87 \times 1700}{2} = 1589.5 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{3.75 \times 1700}{2} = 3187.5 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁（1桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLC-220×170×20/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(220^3 \times 170 - 170^3 \times 150)}{220} = 8.130379 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{mm}^2$$

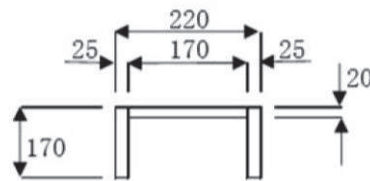


図 5.7-5 (1) 主桁（1桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（2，3桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLH-350×200×20/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{350^3 \times 200 - 300^3 \times 180}{350} \right) = 1.769048 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

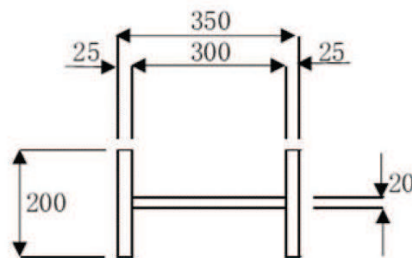


図 5.7-5 (2) 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLH-350×125×15/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{350^3 \times 125 - 300^3 \times 110}{350} \right) = 1.137798 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

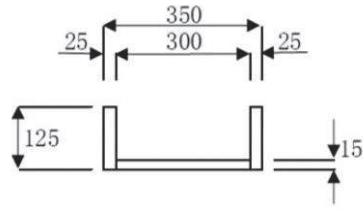


図 5.7-5 (3) 主桁 (4桁) の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	1, 4 桁の最大曲げモーメント	675537.5	N・mm
	2, 3 桁の最大曲げモーメント	1354687.5	N・mm
S_{\max}	1, 4 桁の最大せん断力	1589.5	N
	2, 3 桁の最大せん断力	3187.5	N
Z_2	主桁 (1 桁) の断面係数	8.130379×10^5	mm ³
	主桁 (2, 3 桁) の断面係数	1.769048×10^6	mm ³
	主桁 (4 桁) の断面係数	1.137798×10^6	mm ³
Aw_2	主桁 (1 桁) のせん断抵抗断面積	3.40×10^3	mm ²
	主桁 (2, 3 桁) のせん断抵抗断面積	6.00×10^3	mm ²
	主桁 (4 桁) のせん断抵抗断面積	4.50×10^3	mm ²

以上により，

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{675537.5}{8.130379 \times 10^5} = 0.84 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{1354687.5}{1.769048 \times 10^6} = 0.77 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{675537.5}{1.137798 \times 10^6} = 0.60 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{1589.5}{3.40 \times 10^3} = 0.47 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{3187.5}{6.00 \times 10^3} = 0.54 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{1589.5}{4.50 \times 10^3} = 0.36 \text{N/mm}^2$$

合成応力度

1桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.84^2 + 3 \cdot 0.47^2} = 1.17 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.77^2 + 3 \cdot 0.54^2} = 1.22 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.60^2 + 3 \cdot 0.36^2} = 0.87 \text{N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.7-6 に，応力算定式を図 5.7-7 に示す。

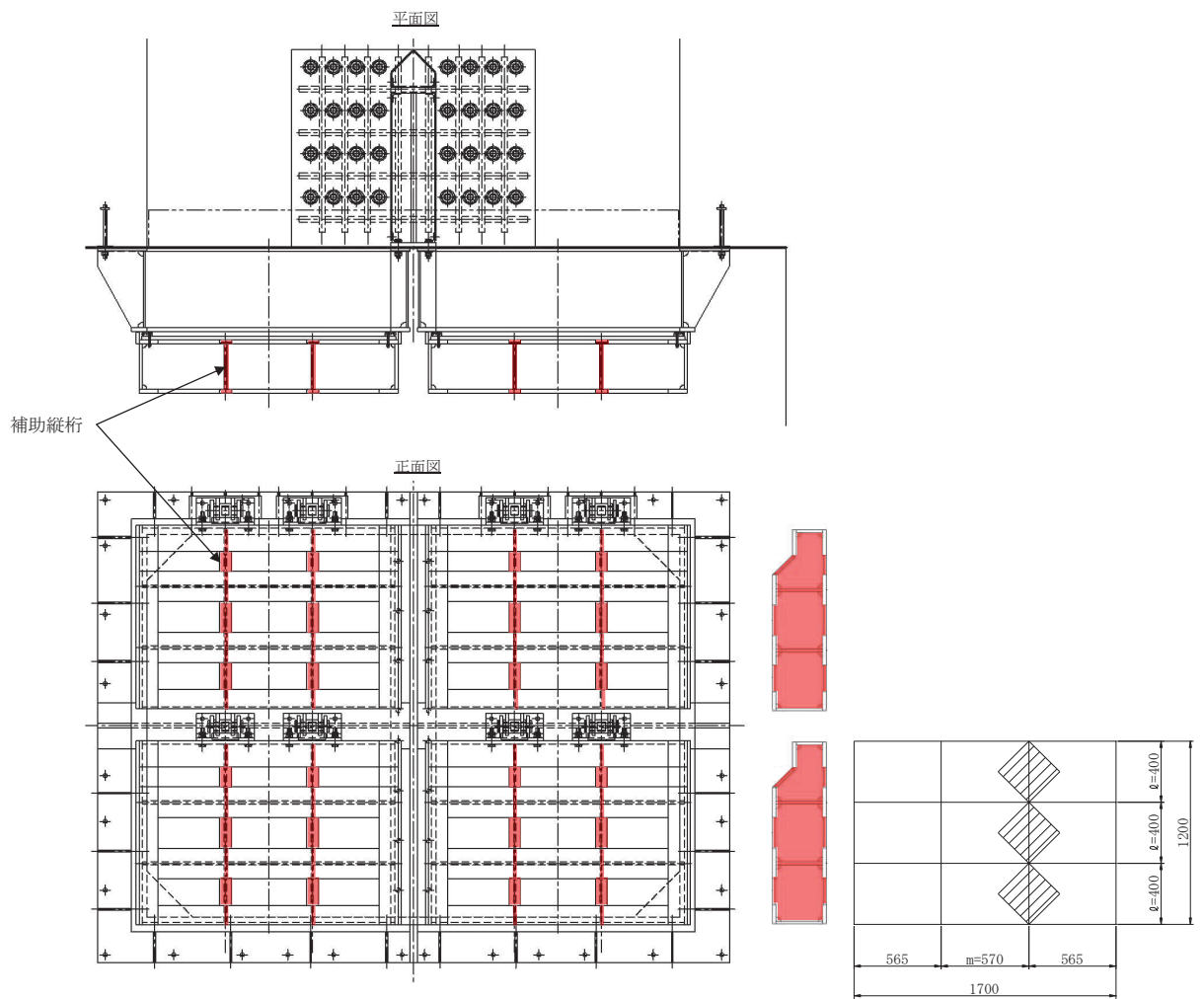


図 5.7-6 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
 ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
 Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
 A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-7 補助縦桁の応力算定式

a. 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重として、以下の式により計算する。

$$p = K_H \times w \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	—	N/mm ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	1.3	—
w	扉体の自重	14.70998×10^3	N
A_1	扉体面積	2.04×10^6	mm ²

よって、

$$p = 1.3 \times 14.70998 \times 10^3 \div (2.04 \times 10^6) = 0.009374 \text{N/mm}^2 = 0.0094 \text{N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで、

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

$$M_{max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.0094 \times 400^3}{12} = 50133.33333 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.0094 \times 400^2}{4} = 376 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

ただし、

補助縦桁の主桁間隔 ℓ : 400 mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-8 に主桁の断面形状を示す。

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-220×75×12/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{220^3 \times 75 - 180^3 \times 63}{220} \right) = 3.266545 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

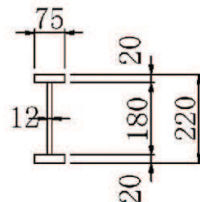


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 補助縦桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	50133.33333	N・mm
S_{max}	最大せん断力	376	N
Z_3	補助縦桁の断面係数	3.266545×10^5	mm ³
A_{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	2.16×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3} = \frac{50133.33333}{3.266545 \times 10^5} = 0.16 \text{N/mm}^2$$

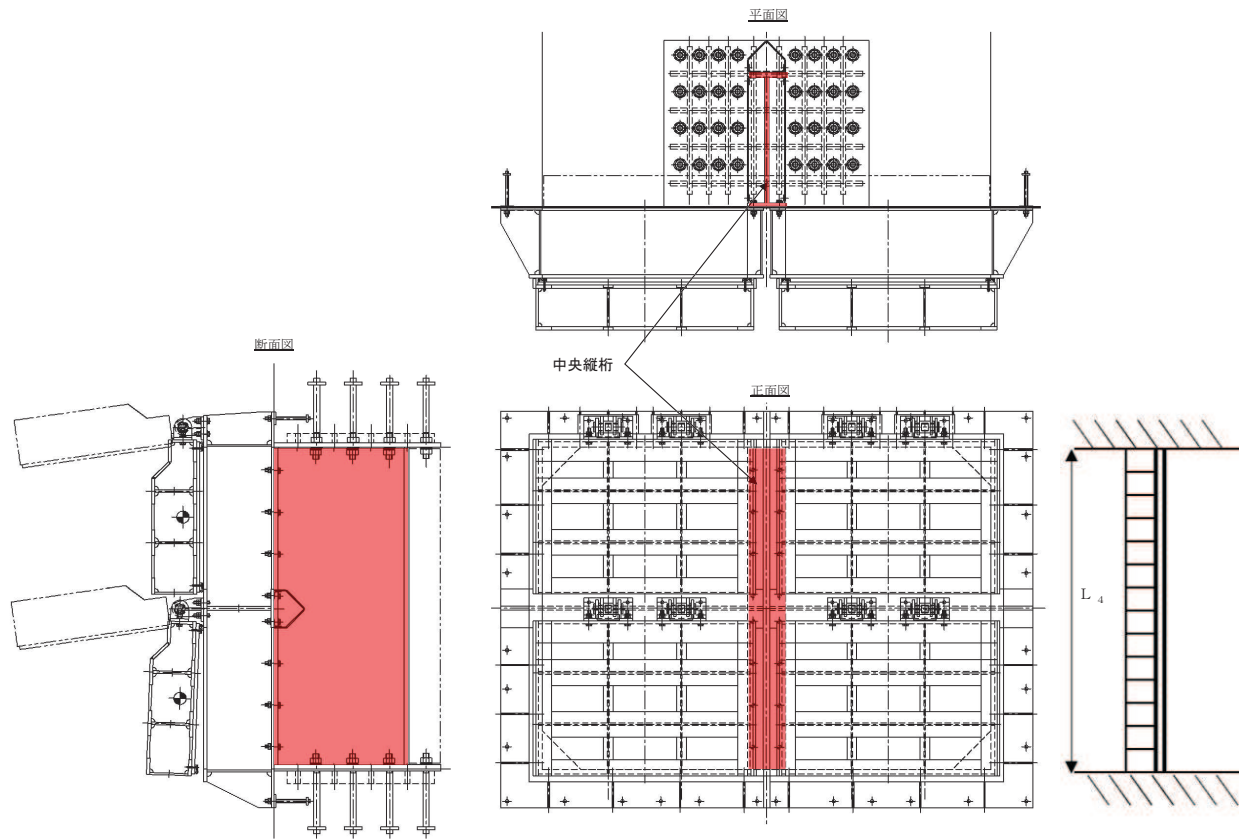
$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}} = \frac{376}{2.16 \times 10^3} = 0.18 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.16^2 + 3 \times 0.18^2} = 0.36 \text{N/mm}^2$$

(4) 中央支柱

中央支柱は，等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し，曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_4 : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

L_4 : 中央支柱固定高 (mm)

Z_4 : 中央支柱にの断面係数 (mm³)

$A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-9 中央支柱のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央支柱へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 中央支柱に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
w_4	中央支柱に作用する荷重	—	N/mm
P_4	中央支柱に作用する水平地震荷重	—	N/mm ²
B	扉体幅	3600	mm
H	扉体高	2610	mm
FH	水平地震力	200	kN
FV	鉛直地震力	170	kN
W	FG自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2} = 0.0399 \times \frac{3600}{2} = 71.82 \text{ N/mm}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100+170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央支柱に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = \frac{71.82 \times 2500^2}{12} = 37406250 \text{ N/mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2} = 71.82 \times 2500 / 2 = 89775 \text{ N}$$

ここで

L_4 : 中央支柱固定高 2500 mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-

10 に中央支柱の断面形状を示す。

使用部材 PLC-1050×300×35/35 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{1050^3 \times 300 - 980^3 \times 265}{1050} \right) = 1.5535178 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

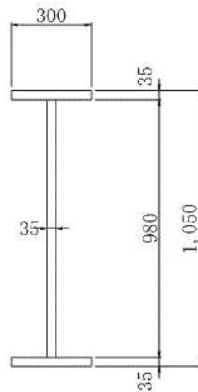


図 5.7-10 中央支柱の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 中央支柱の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	37406250	N・mm
S_{max}	最大せん断力	89775	N
Z_4	中央支柱の断面係数	1.5535178×10^7	mm ³
$A w_4$	中央支柱のせん断抵抗断面積	3.43×10^4	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{37406250}{1.5535178 \times 10^7} = 2.41 \text{ N/mm}^2$$

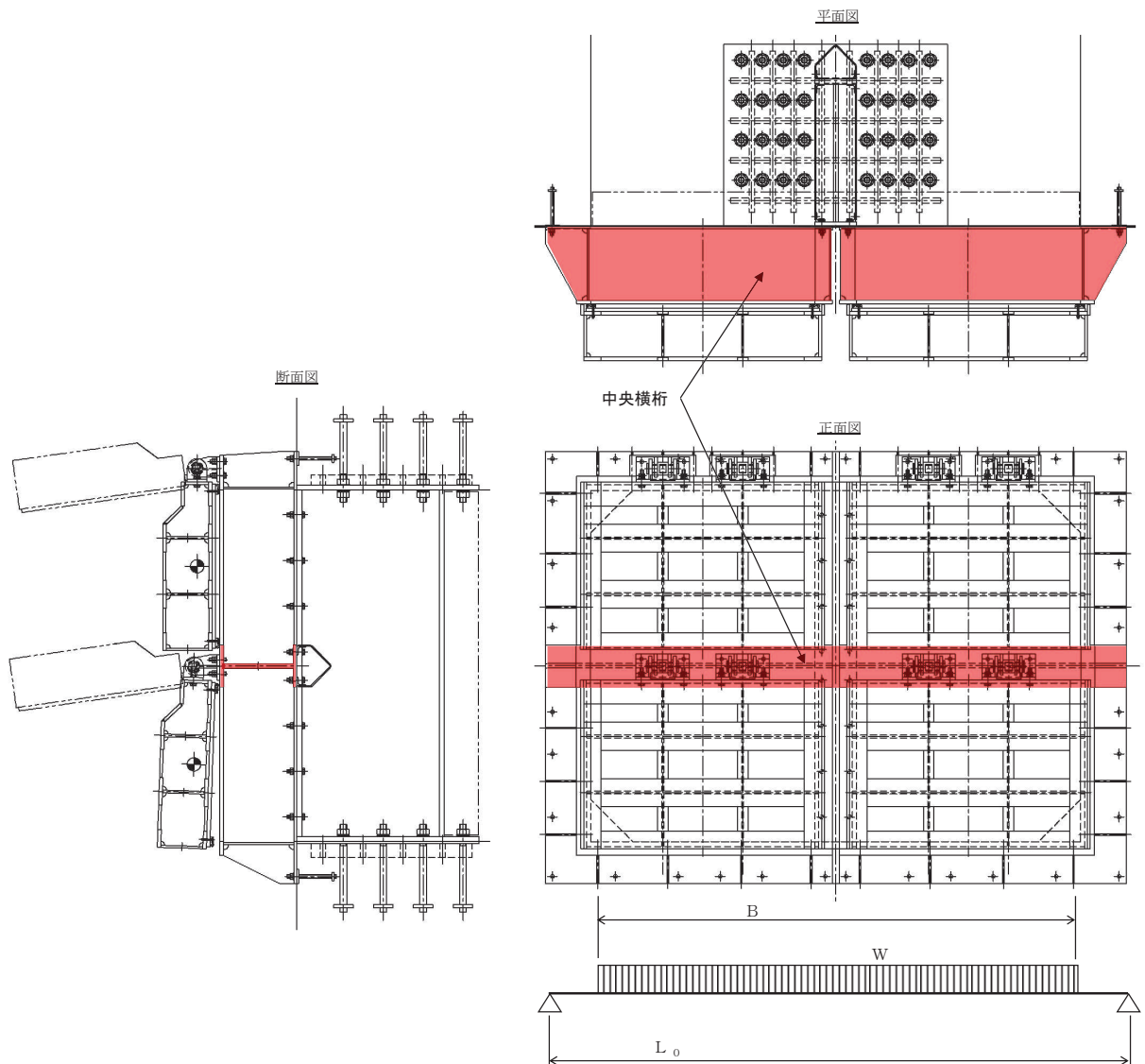
$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4} = \frac{89775}{3.43 \times 10^4} = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{2.41^2 + 3 \times 2.62^2} = 5.14 \text{ N/mm}^2$$

(5) 中央横桁

中央横桁は，等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-11 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)

L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)

Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)

$A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-11 中央横桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央横桁へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 中央横桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
w_5	中央横桁に作用する荷重	—	N/mm
P_5	中央横桁に作用する水平地震荷重	—	N/mm ²
B	扉体幅	3600	mm
H_5	扉体高	2610	mm
FH	水平地震力	200	kN
FV	鉛直地震力	170	kN
W	FG自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2} = 0.0399 \times \frac{2610}{2} = 52.07 \text{ N/mm}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100+170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8} = \frac{52.07 \times 1600^2}{8} = 166622400 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2} = 52.07 \times \frac{1600}{2} = 41656 \text{ N}$$

ここで

L_5 : 中央横桁支間長 1600 mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり，中央横桁の断面係数及びせん断抵抗面積を求める。図 5.7-12 に中央横桁の断面形状を示す。

使用部材 PLH-550×300×30/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_5 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{550^3 \times 300 - 500^3 \times 270}{550} \right) = 4.897727 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

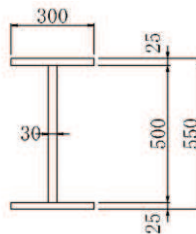


図 5.7-12 中央横桁の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 補助縦桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	16662400	N・mm
S_{max}	最大せん断力	41656	N
Z_5	中央横桁の断面係数	4.897727×10^6	mm ³
$A w_5$	中央横桁のせん断抵抗断面積	1.50×10^4	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5} = \frac{16662400}{4.897727 \times 10^6} = 3.41 \text{N/mm}^2$$

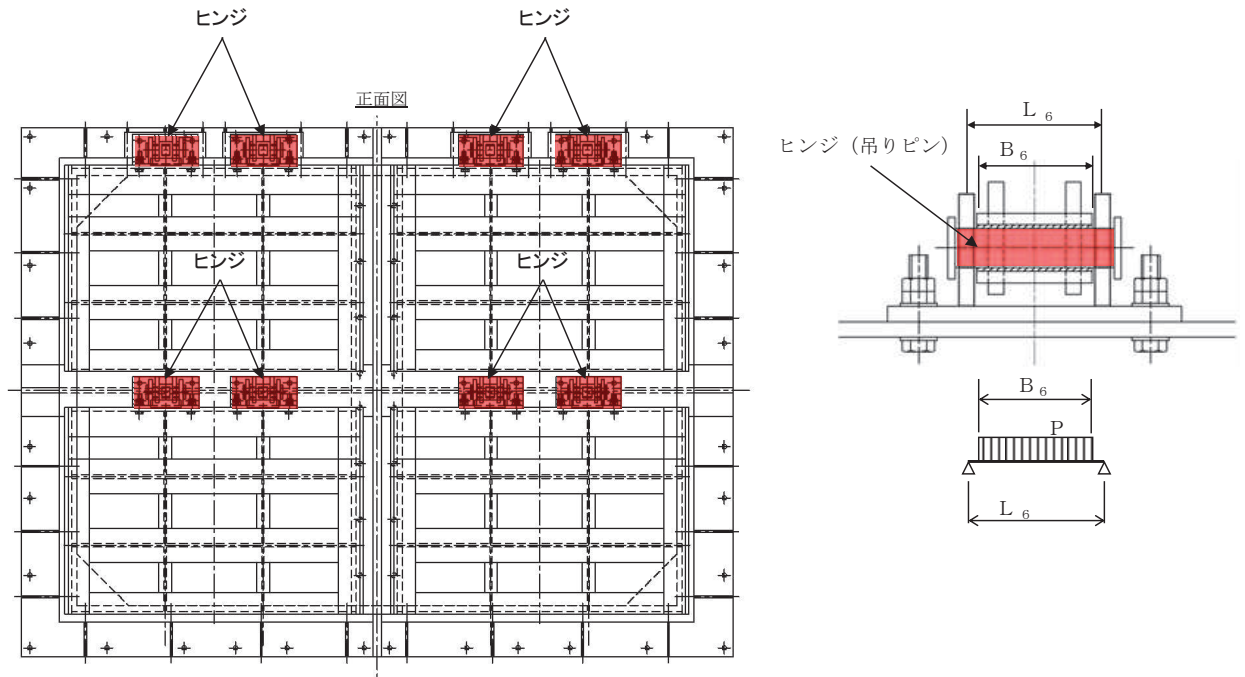
$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5} = \frac{41656}{1.50 \times 10^4} = 2.78 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{3.41^2 + 3 \times 2.78^2} = 5.9002 \text{N/mm}^2 = 5.91 \text{N/mm}^2$$

(6) ヒンジ (吊りピン)

吊りピンは、吊りピンに発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

吊りピンのモデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

L_6 : ヒンジピン支間長 (mm)

B_6 : ヒンジピン受圧幅 (mm)

P : 総荷重

Z_6 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

A_6 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-13 吊りピンのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

ヒンジ（吊りピン）へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$P = \sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	総荷重		
P _{w6}	自重による荷重	7354.9875	N
P _{v6}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P _{H6}	水平地震荷重	9561.4838	N

$$P = \sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 8090.4863)^2 + 9561.4838^2} = 18165\text{N}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

ヒンジ（吊りピン）に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8} = \frac{18165 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 458666.25\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2} = \frac{18165}{2} = 9082.5\text{N}$$

ここで、

ヒンジピン支間長 L_6 : 176mm

ヒンジピン受圧幅 B_6 : 150mm

c. 断面係数及び断面積

発生応力を算定するに当たり、ヒンジ（吊りピン）の断面係数及び断面積を求める。

ヒンジ（吊りピン）断面性能

使用部材 $\phi 50$ (SUS304)

断面係数

$$Z_6 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{mm}^3$$

断面積

$$A_6 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^4 \text{mm}^2$$

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ（吊りピン）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	458666.25	N・mm
S_{max}	最大せん断力	9082.5	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	1.2272×10^4	mm ³
A_{w6}	ヒンジ（吊りピン）の断面積	1.963×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6} = \frac{458666.25}{1.2272 \times 10^4} = 37.38 \text{N/mm}^2$$

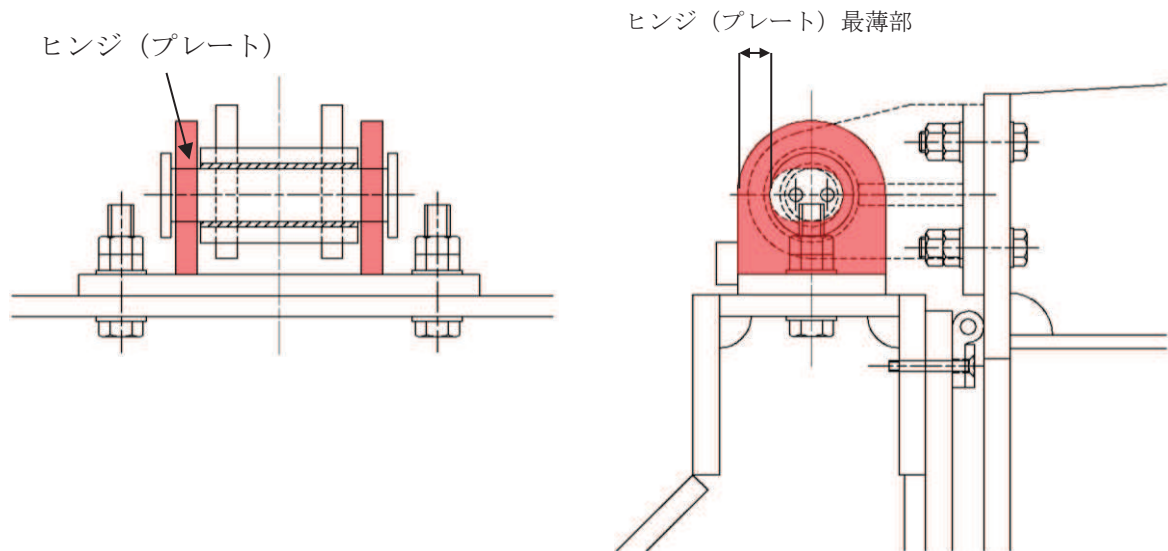
$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6} = \frac{4}{3} \times \frac{9082.5}{1.963 \times 10^3} = 6.17 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{37.38^2 + 3 \times 6.17^2} = 38.88 \text{N/mm}^2$$

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。



$$\tau = \frac{P}{A h}$$

P : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

A h : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-14 ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式

a. 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P}{A h}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	18165	N
A h	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1.2×10^3	mm

$$\tau = \frac{P}{A h} = \frac{18165}{1.2 \times 10^3} = 15.14 \text{ N/mm}^2$$

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図を図5.7-15に、応力算定式を図5.7-16に示す。

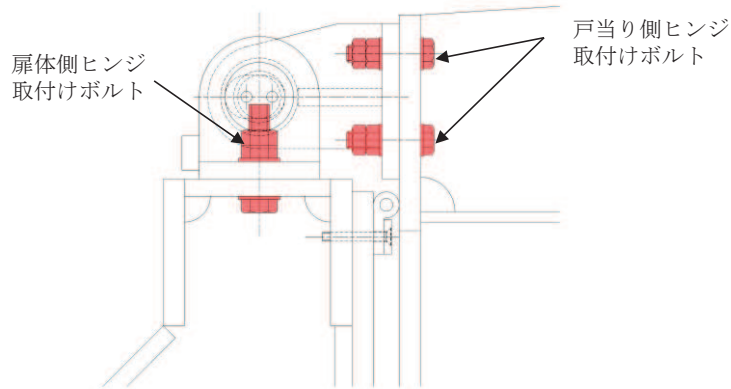
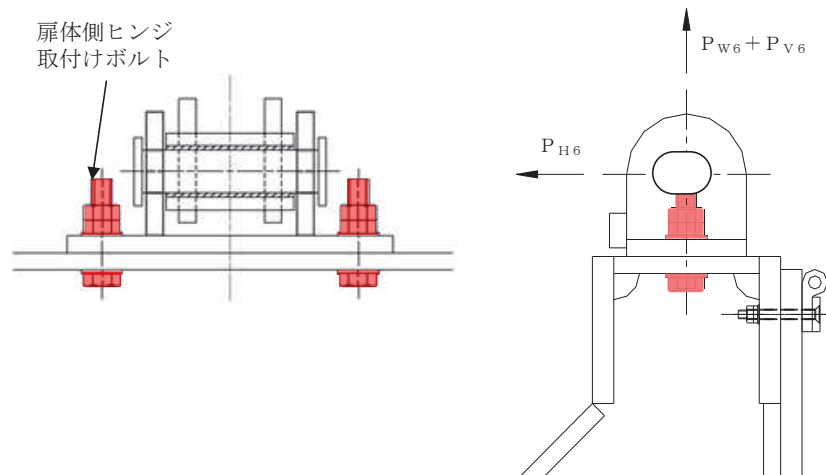


図 5.7-15 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$: 取付けボルトの断面積 (mm^2)

P_{W8} : ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

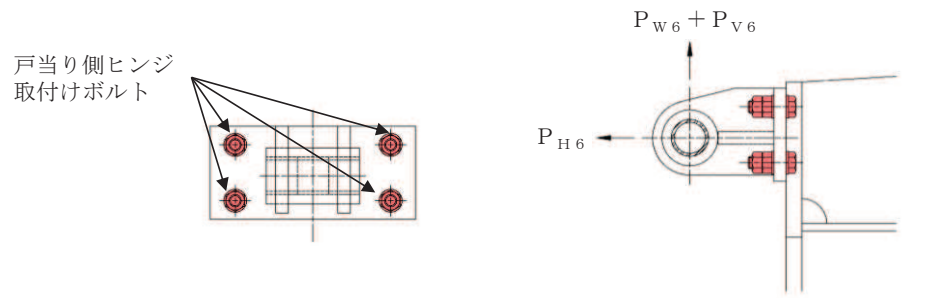
σ : 引張応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

σ_g : 合成応力度 (N/mm^2)

図 5.7-16(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W8} : 扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-16(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

固定方法 六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

a. 扉体側

(a) 発生荷重

ヒンジ取付けボルトに扉体の自重，鉛直方向及び水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。それぞれの数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付けボルトに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W8}	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重	9561.4838	N

(b) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_{W8}	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重	9561.4838	N
$A b$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 2} = 32.88 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 2} = 20.36 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{32.88^2 + 3 \cdot 20.36^2} = 48.22 \text{N/mm}^2$$

b. 戸当り側

(a) 発生荷重

ヒンジ取付けボルトに扉体の自重、鉛直方向及び水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。それぞれの数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 ヒンジ取付けボルトに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W8}	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重	9561.4838	N

(b) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_{W8}	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
P_{V8}	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P_{H8}	水平地震荷重	9561.4838	N
$A b$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 4} = 10.18 \text{N/mm}^2$$

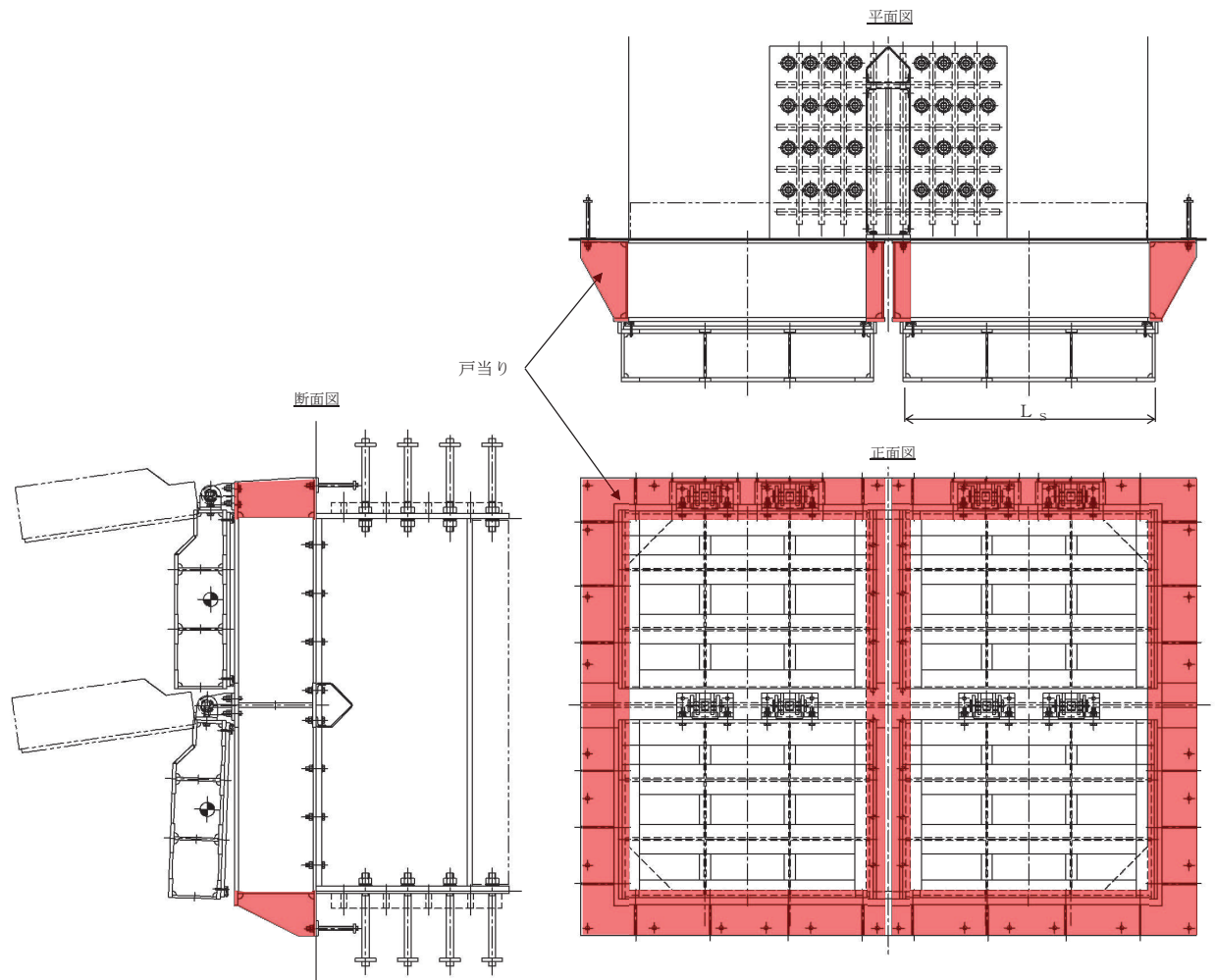
$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 4} = 16.44 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{10.18^2 + 3 \cdot 16.44^2} = 30.24 \text{N/mm}^2$$

(9) 戸当り

戸当りは、等分布荷重（地震荷重）を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-17に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_9 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度

図 5.7-17 戸当りのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

戸当りに水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 戸当りに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_g	戸当りへ作用する荷重	0.0225	N/mm^2

b. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_g : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm^2)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

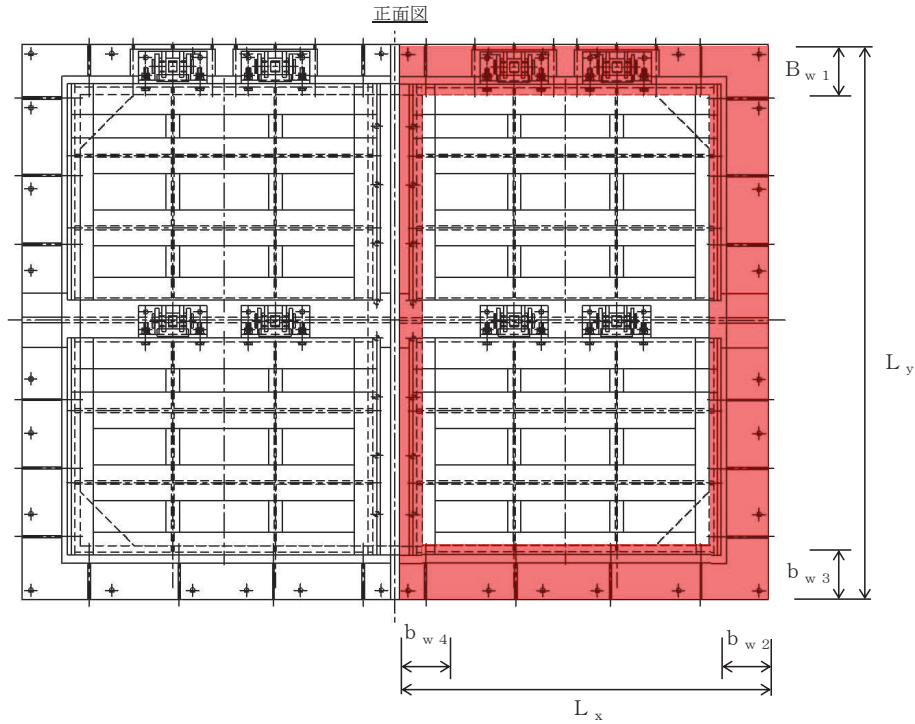
記号	定義	数値	単位
σ	支圧応力度	—	N/mm^2
P_g	戸当りへ作用する荷重	0.0225	N/mm^2
L_s	戸当りから中央支柱中心までの距離	1700	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c} = \frac{0.0225 \times 1700}{2 \times 12} = 1.60 N/mm^2$$

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-18 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

q : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm²)

L_x : 戸当り横幅 (mm)

L_y : 戸当り縦幅 (mm)

b_{w1} : 上部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w2} : 側部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w3} : 下部戸当り支圧幅 (mm)

b_{w4} : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)

σ : 支圧応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-18 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

戸当り部コンクリートに水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 戸当りに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
q	戸当りへ作用する水平地震力	0.0225	N/mm ²

b. 発生応力

支圧応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-23 に示す。

表 5.7-23 コンクリートの支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	N/mm ²
q	戸当りへ作用する水平地震力	0.0225	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	2075	mm
L_y	戸当り縦幅	3075	mm
b_{w1}	上部戸当り支圧幅	275	mm
b_{w2}	側部戸当り支圧幅	325	mm
b_{w3}	下部戸当り支圧幅	300	mm
b_{w4}	中央支柱部の戸当り支圧幅	125	mm
S	戸当り幅(上部及び下部戸当りの最小支圧幅)	275	mm

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$= \frac{0.0225 \times 2075 \times 3075}{2075 \times (275 + 300) + (3075 - 275 - 300)(325 + 125)} = 0.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{0.07 \cdot 275}{2 \cdot 275} = 0.04 \text{ N/mm}^2$$

(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.7-19 に、応力計算式を図 5.7-20 に示す。

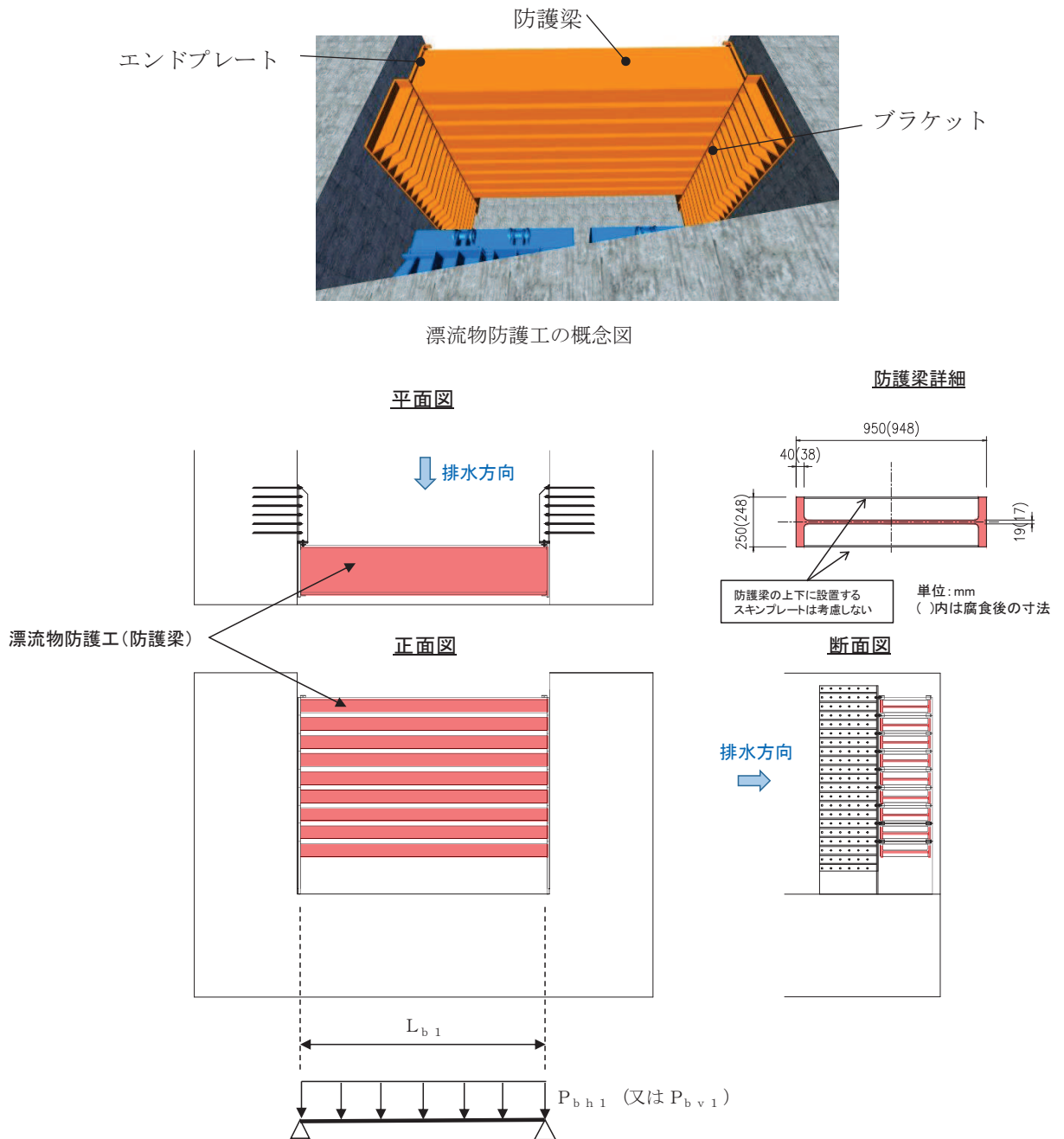


図 5.7-19 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bh1} : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

【鉛直方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bv1} : 防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-20 防護梁の応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に水平方向及び鉛直方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-24 に示す。

表 5.7-24 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	6.743	N/mm ²
P_{bv1}	防護梁に作用する鉛直荷重（自重含む）	10.892	N/mm ²

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} = 6.743 \times \frac{4820^2}{8} = 19582009.15 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} = 6.743 \times \frac{4820}{2} = 16250.63 \text{ N}$$

【鉛直方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8} = 10.892 \times \frac{4820^2}{8} = 31630912.6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2} = 10.892 \times \frac{4820}{2} = 26249.72 \text{ N}$$

ここで、

漂流物防護工（防護梁）のスパン長 L_{b1} : 4820mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}}$$

【鉛直方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bv1}}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bv1}}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-25 に示す。

表 5.7-25 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	水平方向の最大曲げモーメント	19582009.15	N・mm
	鉛直方向の最大曲げモーメント	131630912.6	N・mm
S_{max}	水平方向の最大せん断力	16250.63	N
	鉛直方向の最大せん断力	26249.72	N
Z_{bh1}	水平（強軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
Z_{bv1}	鉛直（弱軸）方向の断面係数	0.7819×10^6	mm ³
$A w_{\text{bh1}}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²
$A w_{\text{bv1}}$	鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	18.85×10^3	mm ²

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}} = 19582009.15 / 10.22 \times 10^6 = 1.92 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}} = 16250.63 / 14.82 \times 10^3 = 1.10 \text{N/mm}^2$$

【鉛直方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bv1}}} = 131630912.6 / 0.7819 \times 10^6 = 41 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bv1}}} = 26249.72 / 18.85 \times 10^3 = 2 \text{N/mm}^2$$

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。地震時においては、山側への荷重に対しては防護梁のエンドプレートを紹介して荷重が作用し、海側への荷重に対してはエンドプレートに溶接されたつなぎ材を紹介して荷重が作用するが、照査値が最大となる海側への荷重を考慮する。

照査は、曲げ応力度，せん断応力度について行うとともに，曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお，この荷重に対してブラケットは幅 350mm の π 形の断面で抵抗し，腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造及びモデル図を図 5.7-21 に，応力計算式を図 5.7-22 に示す。

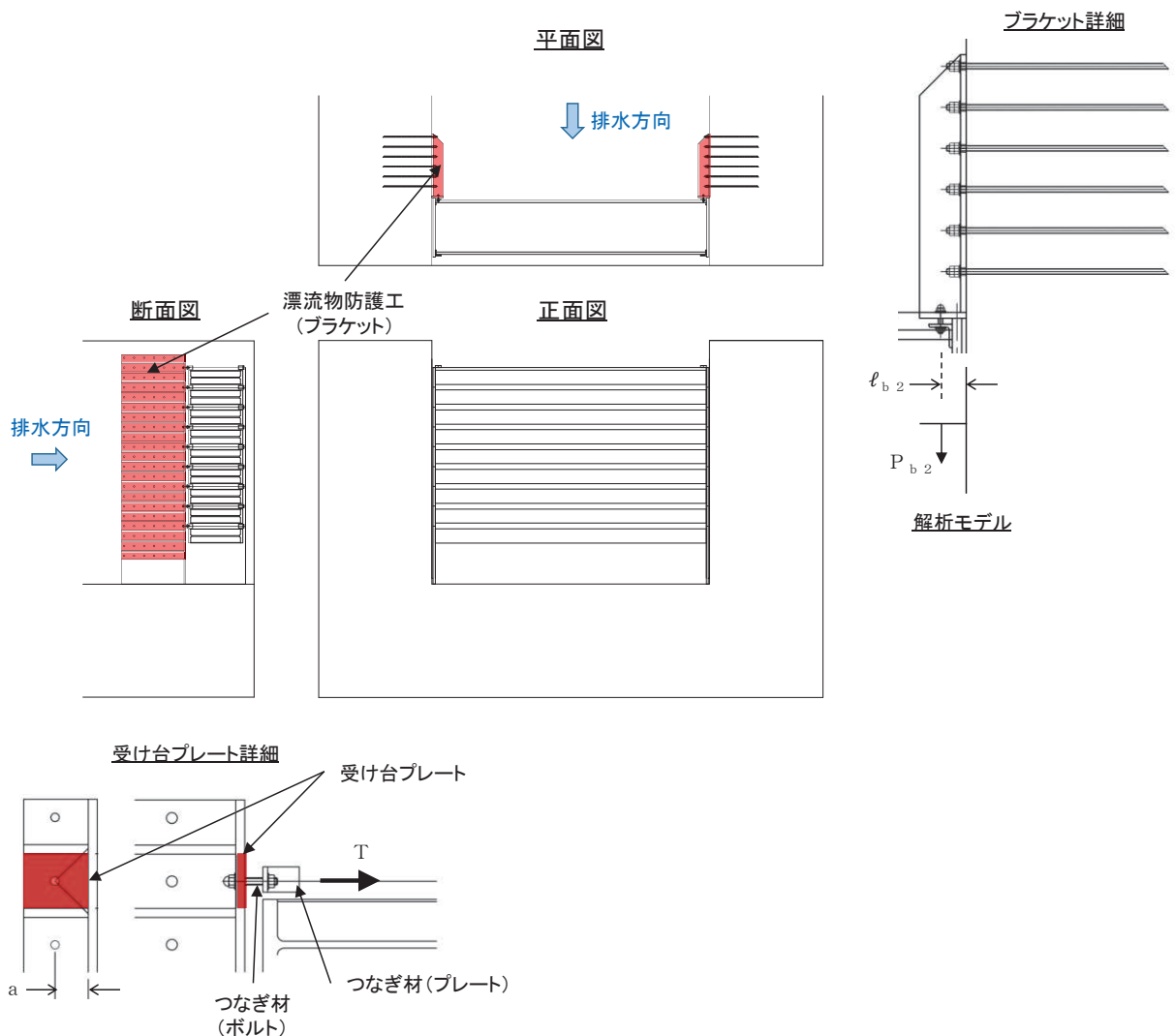


図 5.7-21 ブラケットの構造及びモデル図

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{max} = P_{b2}$$

ℓ_{b2} : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)

A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

T : 受け台に作用する引張力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

a : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

Z_c : 受け台プレートの断面係数 (mm³)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.7-22 ブラケットの応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-26 に示す。

表 5.7-26 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	16.3×10^3	N

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = P_{b2} \cdot l_{b2} = 16.3 \times 10^3 \times 110 = 1.793 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2} = 16.3 \times 10^3 \text{N}$$

ここで、

側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ l_{b2} : 110mm

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\text{max}} = T \cdot a = 16.3 \times 10^3 \times 90 = 1.467 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

ここで、

受け台に作用する引張力 T : $16.3 \times 10^3 \text{N}$

側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ a : 90mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【ブラケット本体】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w_{b2}}}$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-27 に示す。

表 5.7-27 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	1.793×10^6	N・mm
	ブラケットのうち受け台の最大曲げモーメント	1.467×10^6	N・mm
S_{max}	ブラケット本体の最大せん断力	16.3×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
Z_c	受け台プレートとの断面係数	13.225×10^3	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²

【ブラケット本体】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = 1.793 \times 10^6 / 14.67 \times 10^6 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}} = 16.3 \times 10^3 / 50.6 \times 10^3 = 1 \text{ N/mm}^2$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c} = \frac{1.467 \times 10^6}{13.225 \times 10^3} = 111 \text{ N/mm}^2$$

(13) 漂流物防護工（つなぎ材）

つなぎ材は、エンドプレートに溶接されたプレートとブラケットをつなぐボルト（M-22）からなる。

プレートについては、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。ボルトについては、曲げ応力度の照査を行う。

なお、つなぎ材の照査に当たっては腐食代を 1mm 考慮する。

つなぎ材の構造図を図 5.7-23 に、応力計算式を図 5.7-24 に示す。

平面図

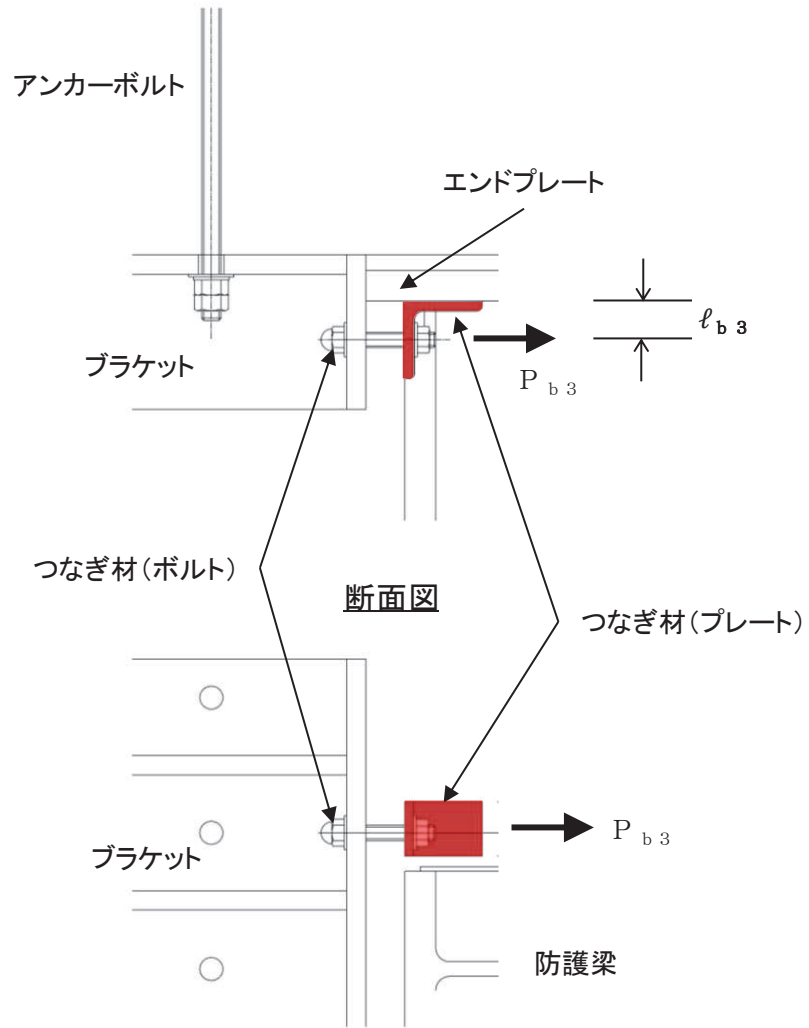


図 5.7-23 つなぎ材の構造図

【プレート】

$$M_{max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{max} = P_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{b3} : つなぎ材プレートに作用する水平力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
 ℓ_{b3} : エンドプレートからボルト中心までの長さ (mm)
 Z_{b3} : つなぎ材プレートの断面係数 (mm³)
 A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

P_d : つなぎ材ボルトに作用する引張力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
 A_d : つなぎ材ボルトの有効断面積 (mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.7-24 つなぎ材の応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（つなぎ材）に作用する水平力を表 5.7-28 に示す。

表 5.7-28 漂流物防護工（つなぎ材）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b3}	つなぎ材プレート作用する水平力	16.3×10^3	N
P_d	つなぎ材ボルトに作用する引張力	16.3×10^3	N

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（つなぎ材）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【プレート】

$$M_{max} = P_{b3} \cdot l_{b3} = 16.3 \times 10^3 \times 43 = 7.01 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{max} = P_{b3} = 16.3 \times 10^3 \text{ N}$$

ここで、

エンドプレートからボルト中心までの長さ l_{b3} : 43mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【プレート】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}}$$

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-29 に示す。

表 5.7-29 漂流物防護工（つなぎ材）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	つなぎ材プレートの最大曲げモーメント	7.01×10^5	N・mm
S_{max}	つなぎ材プレートの最大せん断力	16.3×10^3	N
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	5.995×10^3	mm ³
A_{wb3}	つなぎ材プレートの断面係数	1.564×10^3	mm ²
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm ²

【プレート】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} = \frac{7.01 \times 10^5}{5.995 \times 10^3} = 117 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b3}} = \frac{16.3 \times 10^3}{1.564 \times 10^3} = 11 \text{N/mm}^2$$

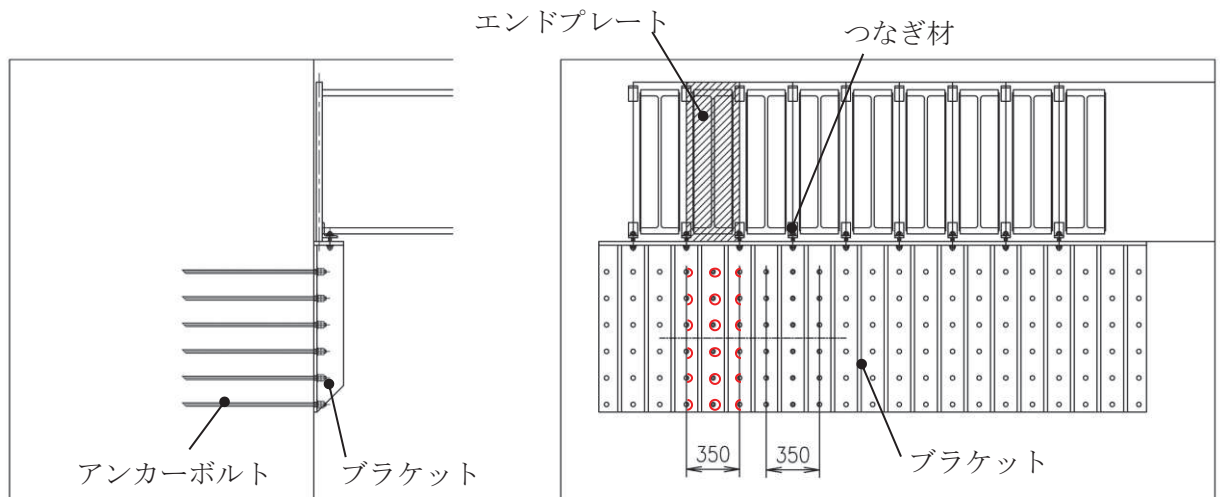
【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d} = \frac{16.3 \times 10^3}{245} = 67 \text{N/mm}^2$$

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は、埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して、図 5.7-25 に示すように、エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列、計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。



$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

- P_{b4} : アンカーボルト 1 本の引張力 (N)
- q_{b4} : アンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- M_{b4} : ブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Q_{b4} : ブラケットに生じるせん断力 (N)
- Z_{b4} : アンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm³)
- n : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)
- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-25 アンカーボルトの構造及び応力計算式

a. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}} = \frac{(7.01 \times 10^5/2)}{1225} = 1\text{kN}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n} = \frac{(1.63 \times 10^3/2)}{6} = 2\text{kN}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-30 に示す。

表 5.7-30 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
M_{b4}	ブラケットに生じる曲げモーメント	7.01×10^5	N・mm
Q_{b4}	ブラケットに生じるせん断力	16.3×10^3	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm ³
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b				
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	1.06	154	0.01				
	主桁	1桁	曲げ応力度	0.84	154	0.01			
				2,3桁	0.77	154	0.01		
				4桁	0.60	154	0.01		
		2,3桁		せん断応力度	0.47	88	0.01		
					2,3桁	0.54	88	0.01	
					4桁	0.36	88	0.01	
		4桁			合成応力度	1.17	154	0.01	
						2,3桁	1.22	154	0.01
						4桁	0.87	154	0.01
	補助縦桁	曲げ応力度	0.16			153	0.01		
		せん断応力度	0.18			88	0.01		
		合成応力度	0.36			154	0.01		
	中央支柱	曲げ応力度	2.41	143		0.02			
		せん断応力度	2.62	88		0.03			
		合成応力度	5.14	154		0.04			
	中央横桁	曲げ応力度	3.41	153	0.03				
		せん断応力度	2.78	88	0.04				
		合成応力度	5.91	154	0.04				
	ヒンジ（プレート）	せん断応力度	15.14	88	0.18				
	ヒンジ（ピン）	曲げ応力度	37.38	154	0.25				
		せん断応力度	6.17	88	0.08				
		合成応力度	38.88	154	0.26				
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	32.88	154	0.22				
		せん断応力度	20.36	88	0.24				
		合成応力度	48.22	154	0.32				

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	10.18	154	0.07
		せん断応力度	16.44	88	0.19
		合成応力度	30.24	154	0.20
	戸当り	支圧応力度	1.60	231	0.01
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.07	13.5	0.01
		せん断応力度	0.04	1.5	0.03

表 6-1(3) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	41	382	0.11
		せん断応力度	2	217	0.01
		合成応力度	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	1	120	0.01
		合成応力度	0.01	1.2	0.01
	つなぎ材 (M20)	引張応力度	67	210	0.32
	つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	117	382	0.31
		せん断応力度	11	217	0.06
		合成応力度	0.10	1.2	0.09
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	1	105	0.01
		せん断	2	85	0.03
		合成	0.01	1.2	0.01

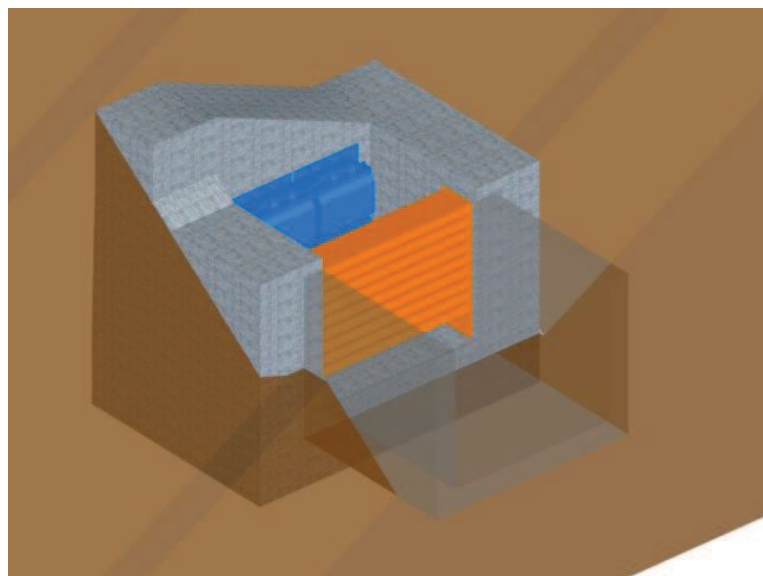
7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図 7.1-1 に、構造図を図 7.1-2 に、概略配筋図を図 7.1-3 に示す。



構造概略図
(正面)

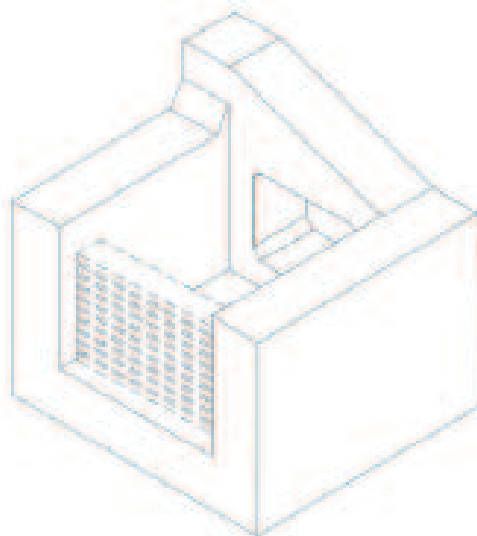


図 7.1-1 出口側集水ピットの概念図

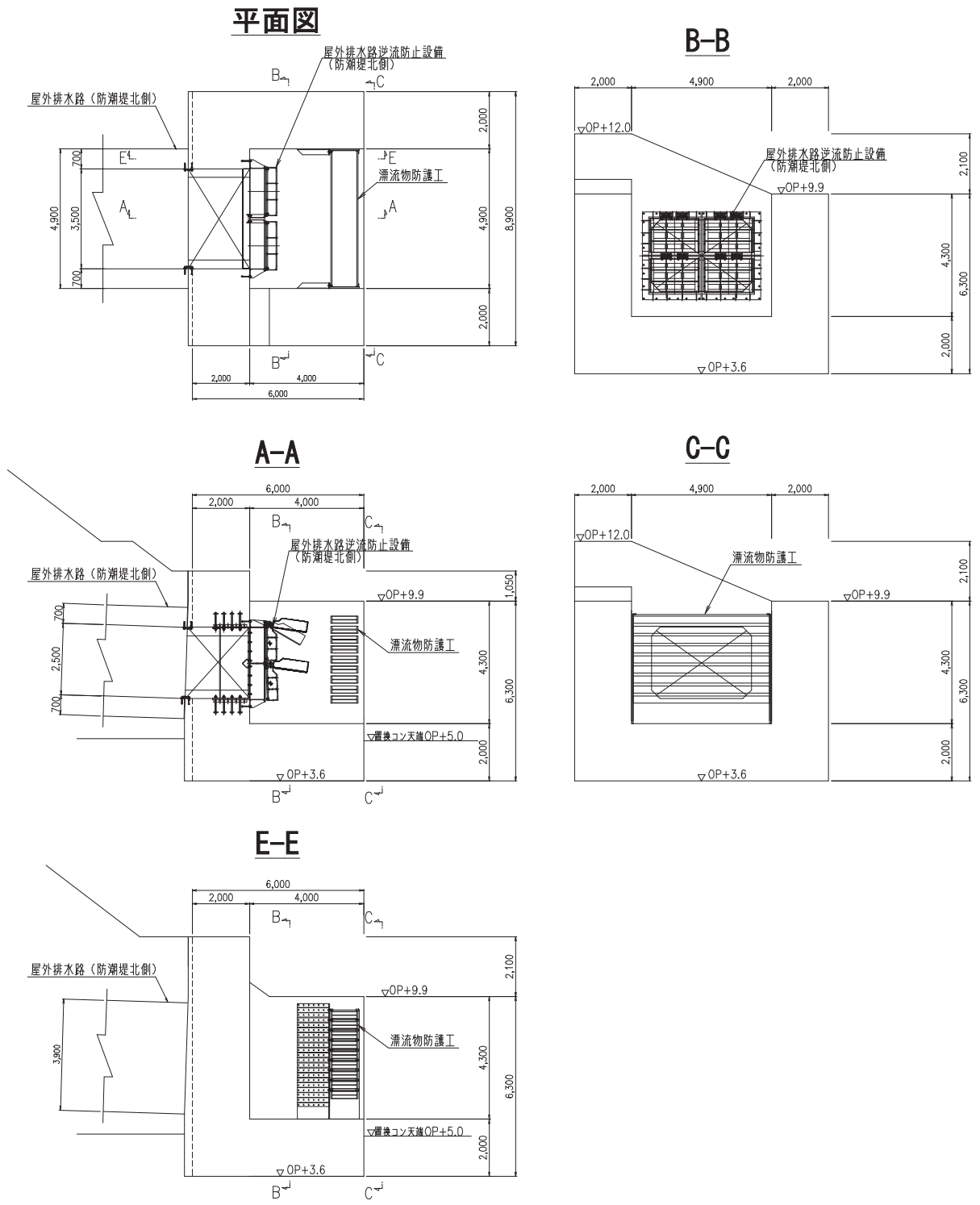
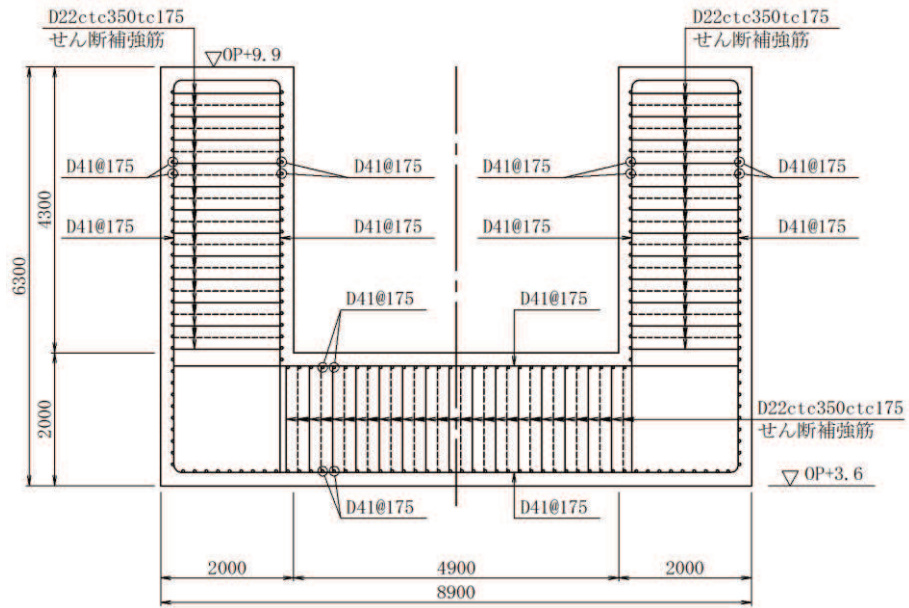


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

B-B 断面



E-E 断面

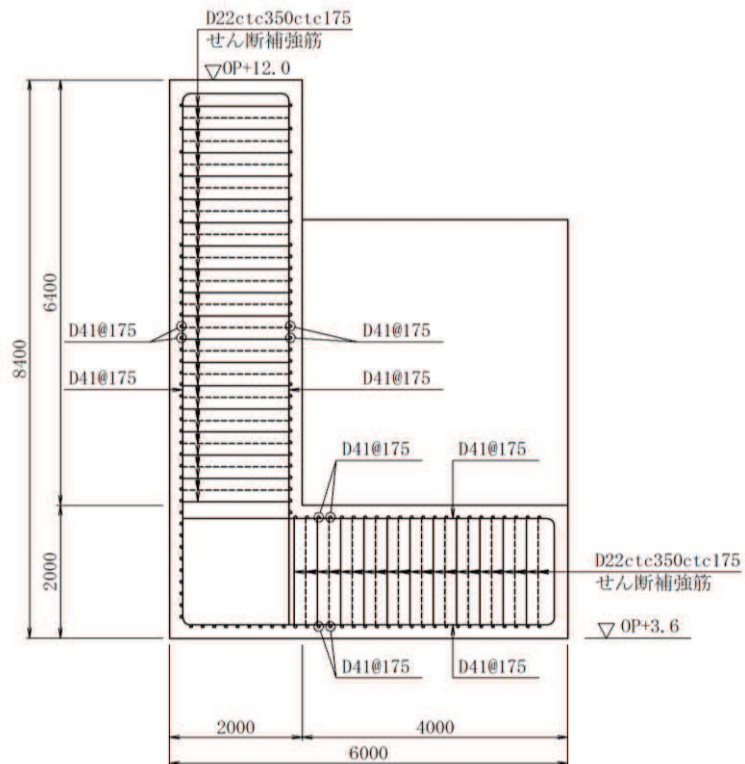


図 7.1-3 出口側集水ピット概略配筋図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して実施する地震応答解析の結果に基づき、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

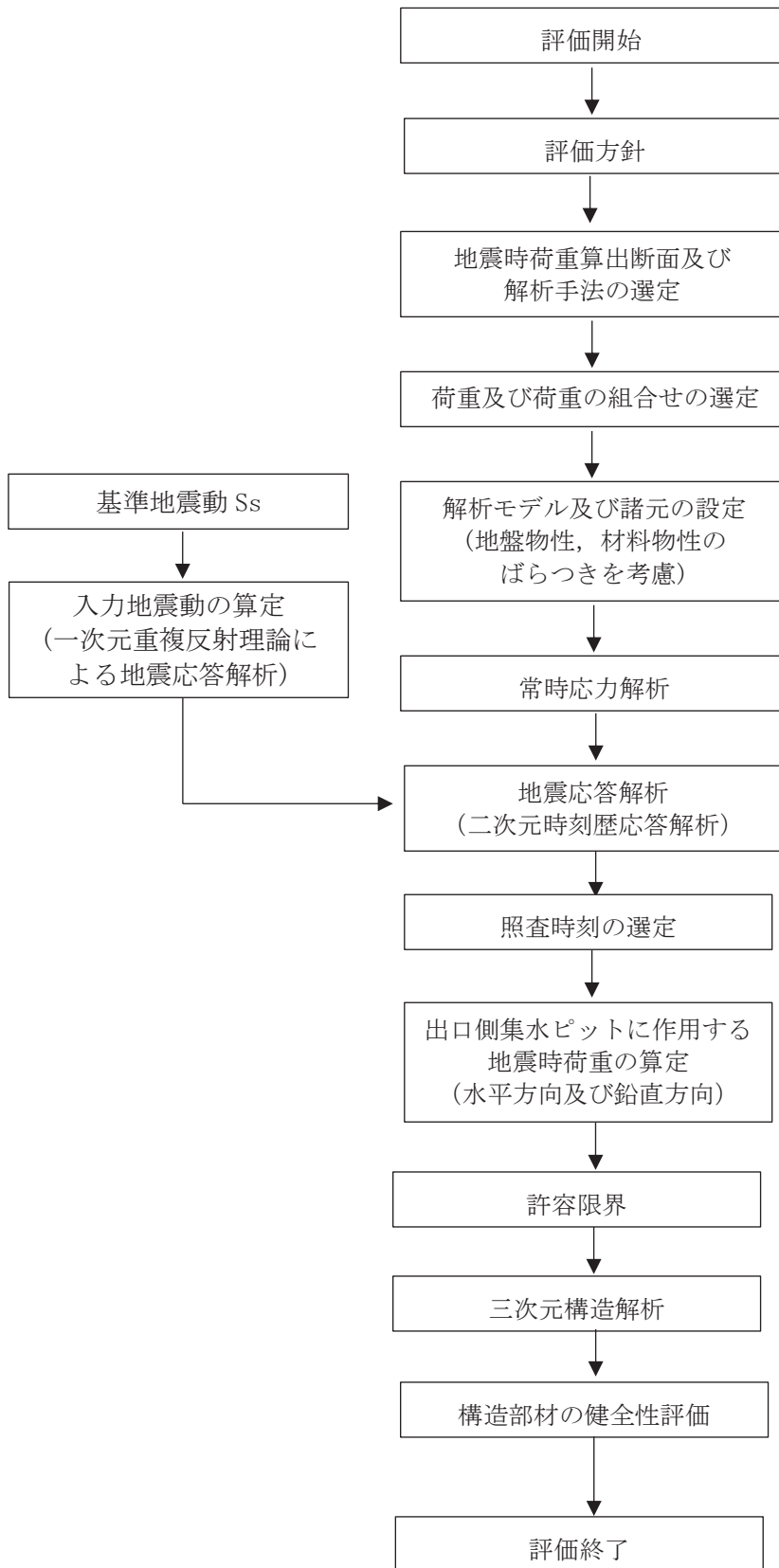


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

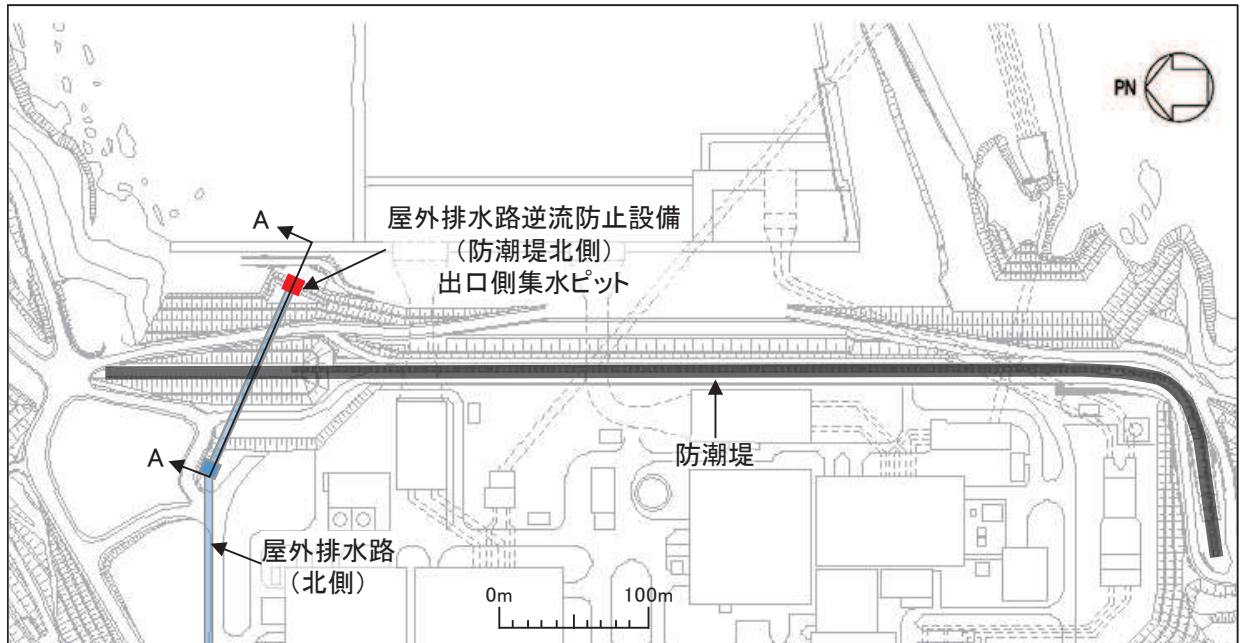


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

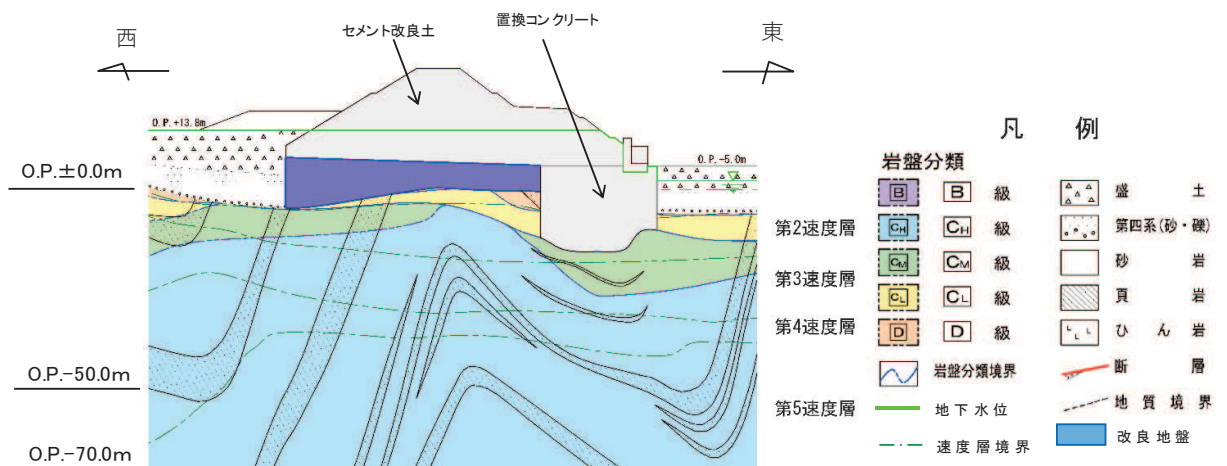


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

8.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す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二次元動的有限要素法により、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を行うこととし、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

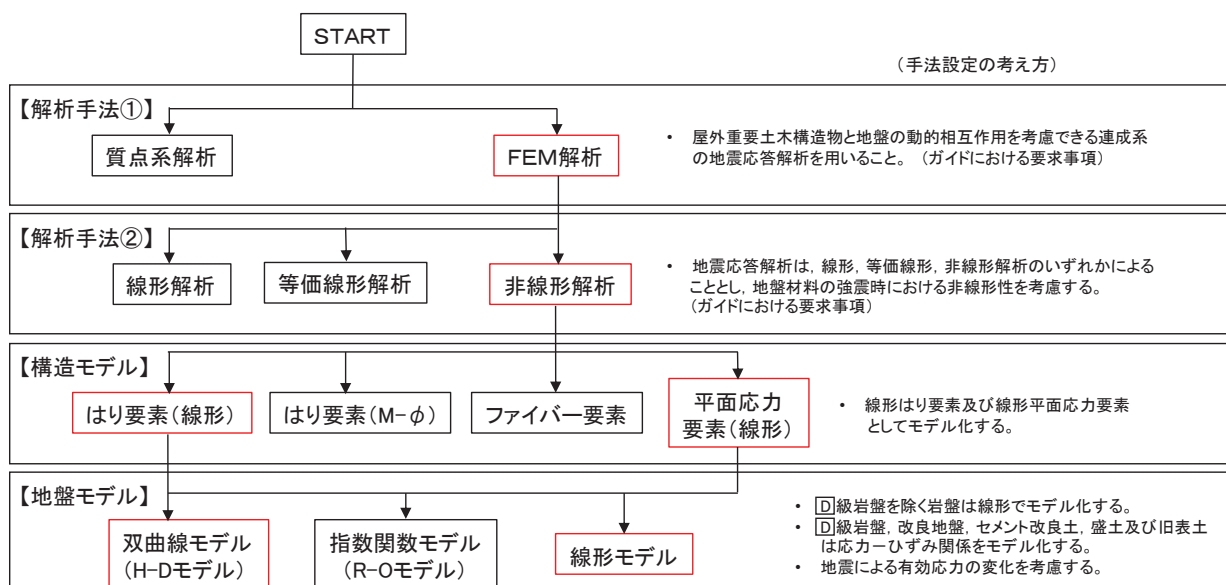


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土は、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると考えられることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 D 級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_B 級岩盤、 B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰は、一般部（有効応力解析）では剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-2 に示す。

表 8.2-2 耐震評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	ケース④	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D1$	++*1	○	基準地震動 S_s (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。		
		-+*1	○			
	$S_s - D2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - D3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F1$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - N1$	++*1	○			
		-+*1	○			

注記 *1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-3 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○	○

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.3 荷重及び荷重の組合せ

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

8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

(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。

8.3.2 荷重

出口側集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図及び考慮する荷重を図8.3-1及び表8.3-1に、積載荷重の荷重図を図8.3-2に示す。

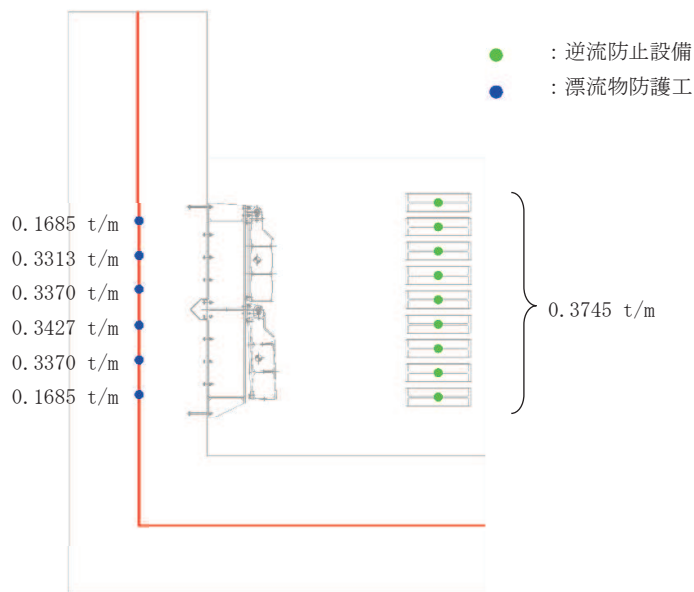


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

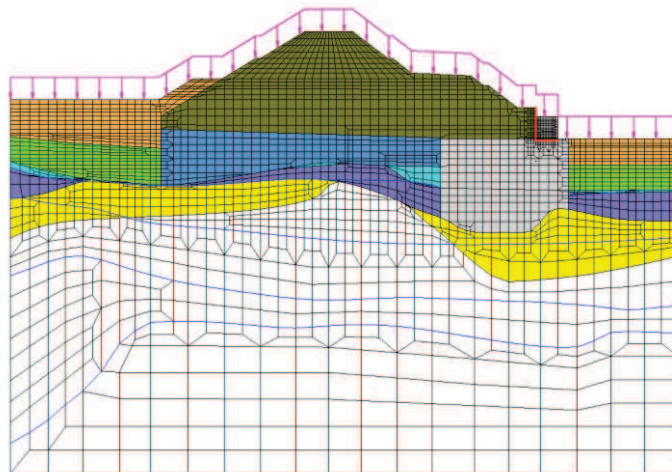


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごと

に 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2、荷重の種別及び算定方法を表 8.3-3 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 8.3-3 荷重の種別及び算定方法

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	○ 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○ 積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○ 常時応力解析により設定する。
	外水圧		— 外水圧は考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
風荷重		○ 風荷重 (30m/s) を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動		○ 基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○ 躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		— 動水圧は考慮しない。

8.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

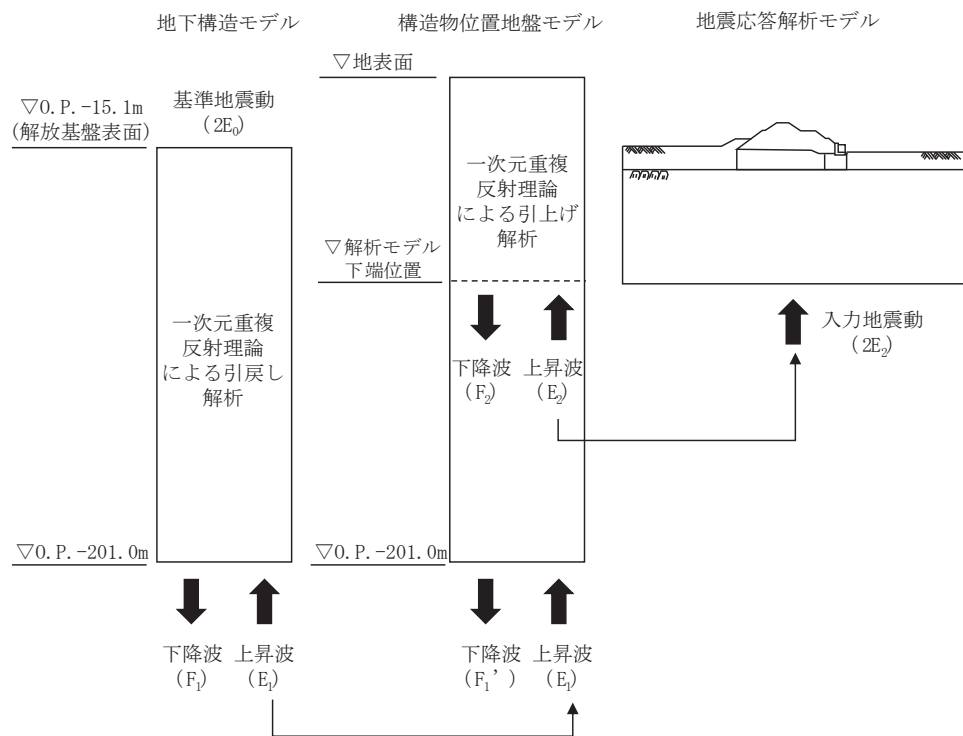


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

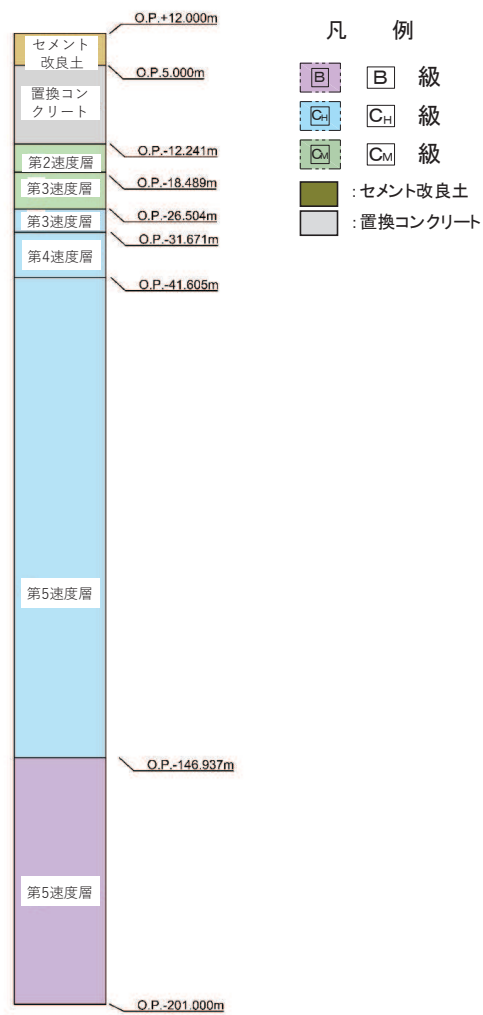
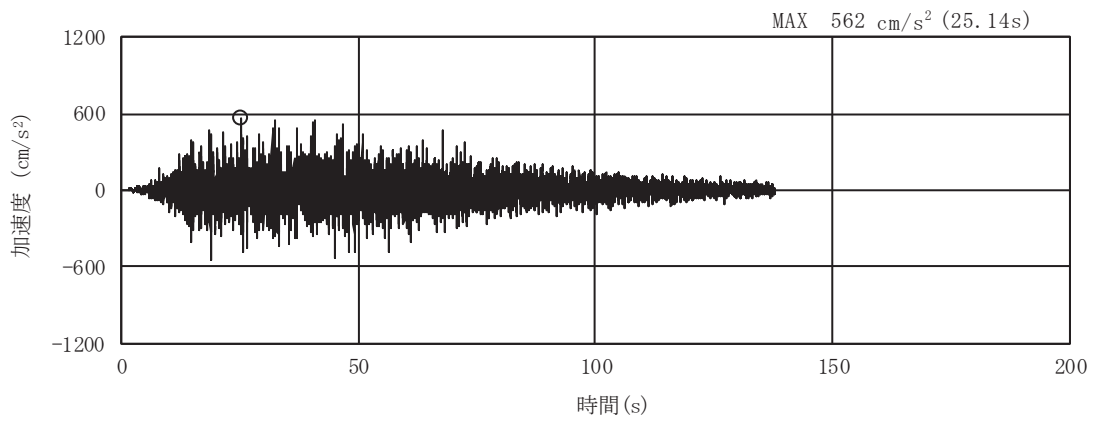
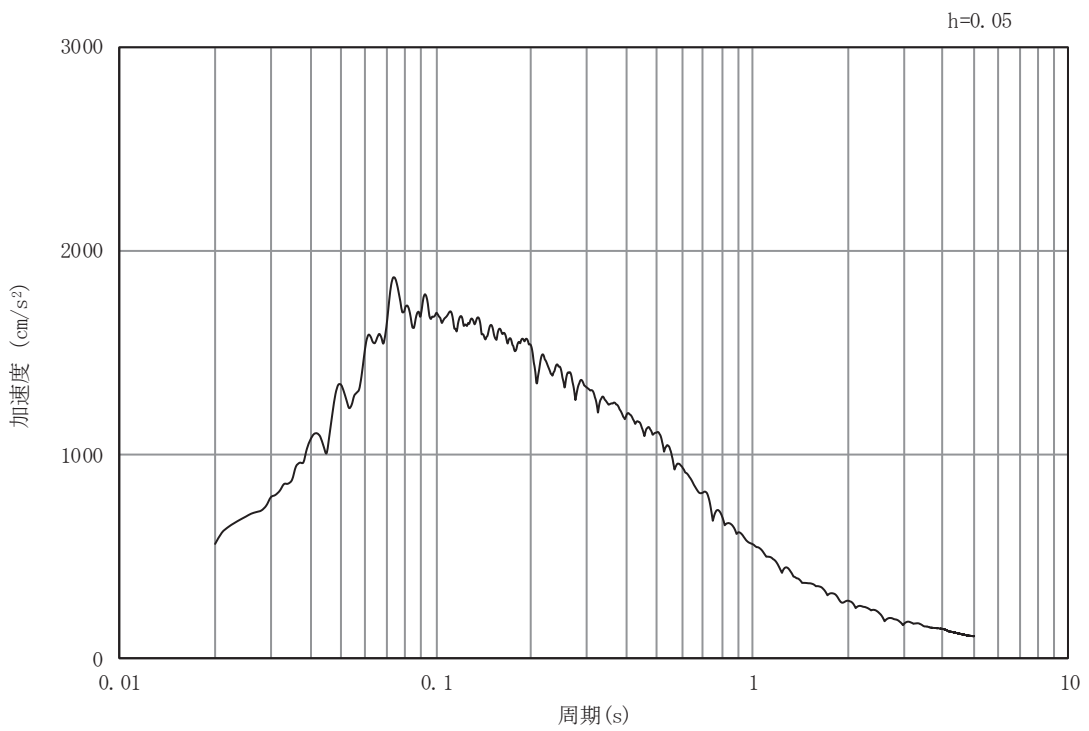


図 8.4-2 一次元解析モデル図

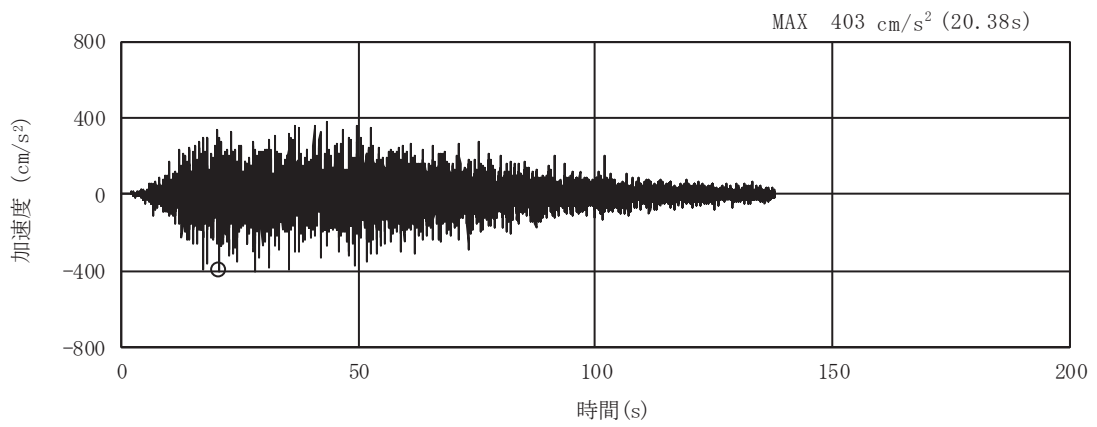


(a) 加速度時刻歴波形

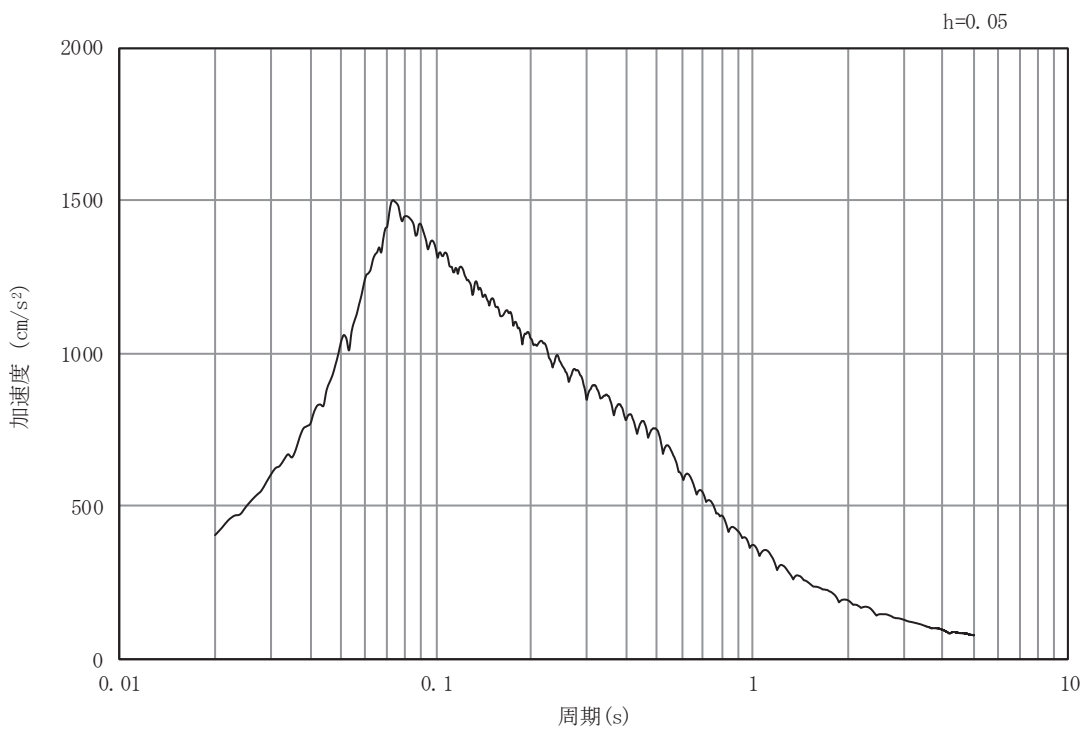


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 1)

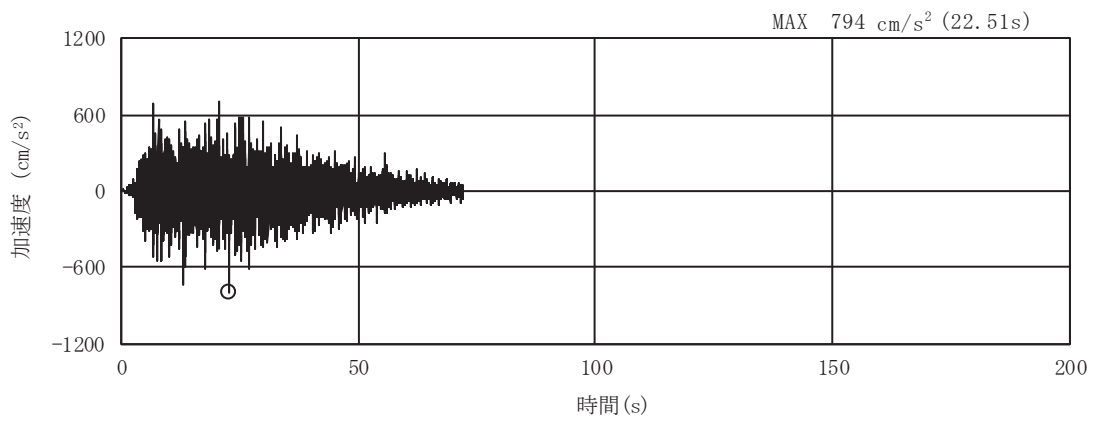


(a) 加速度時刻歴波形

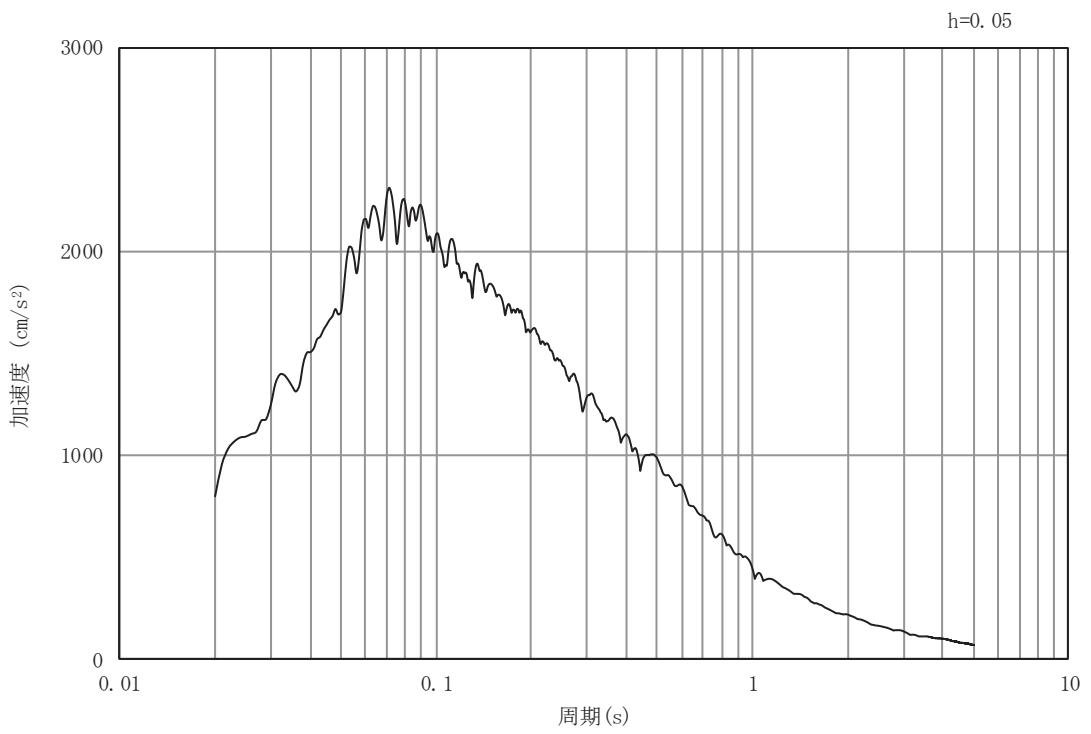


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

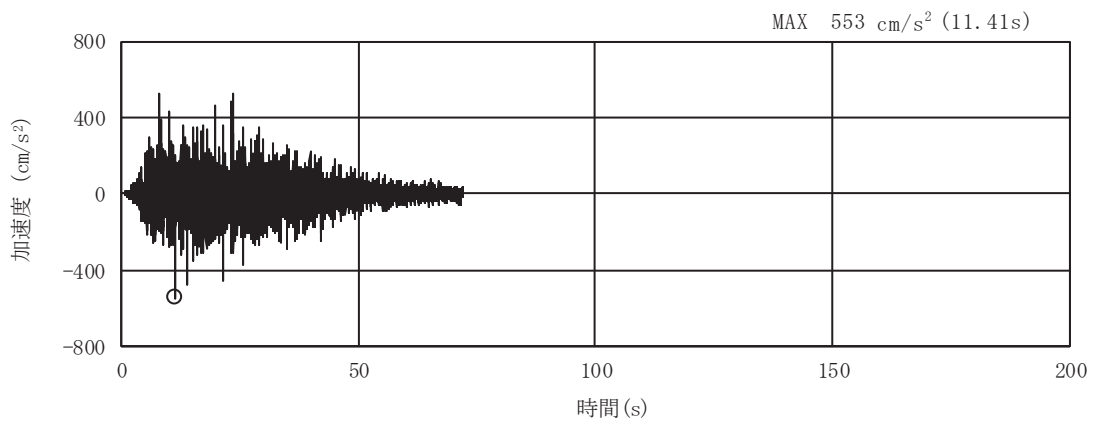


(a) 加速度時刻歴波形

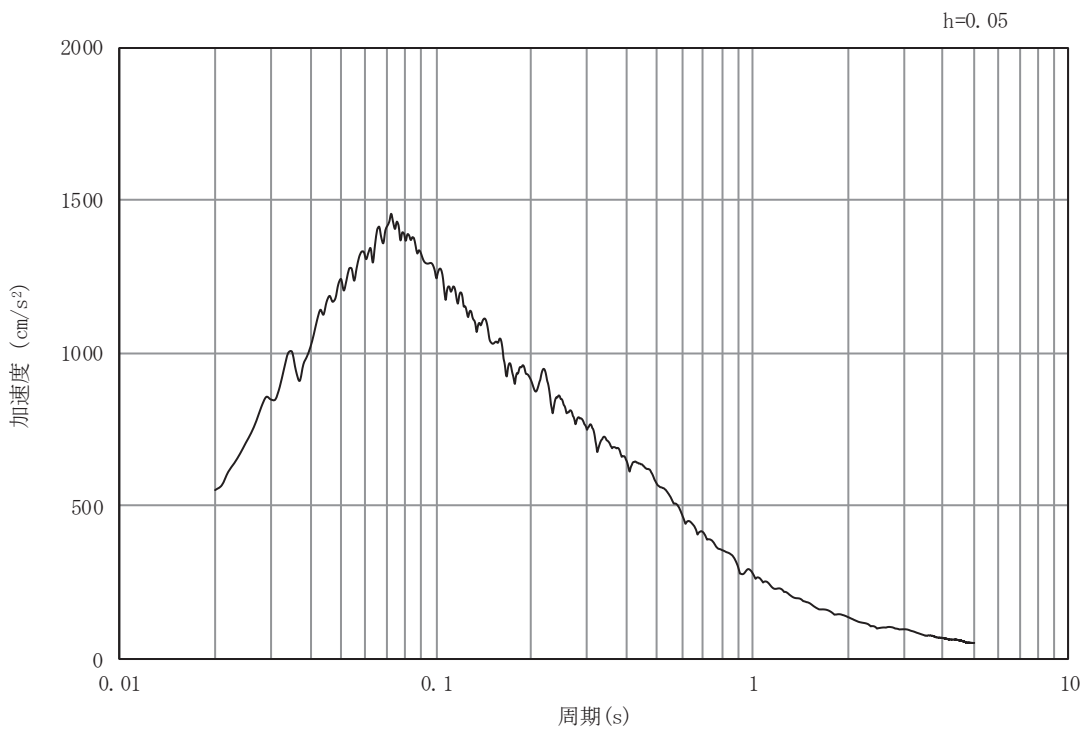


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

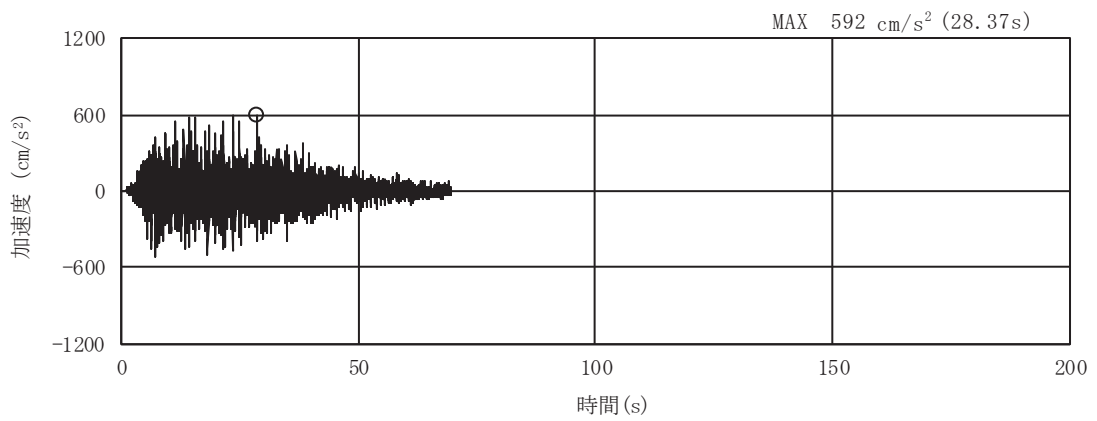


(a) 加速度時刻歴波形

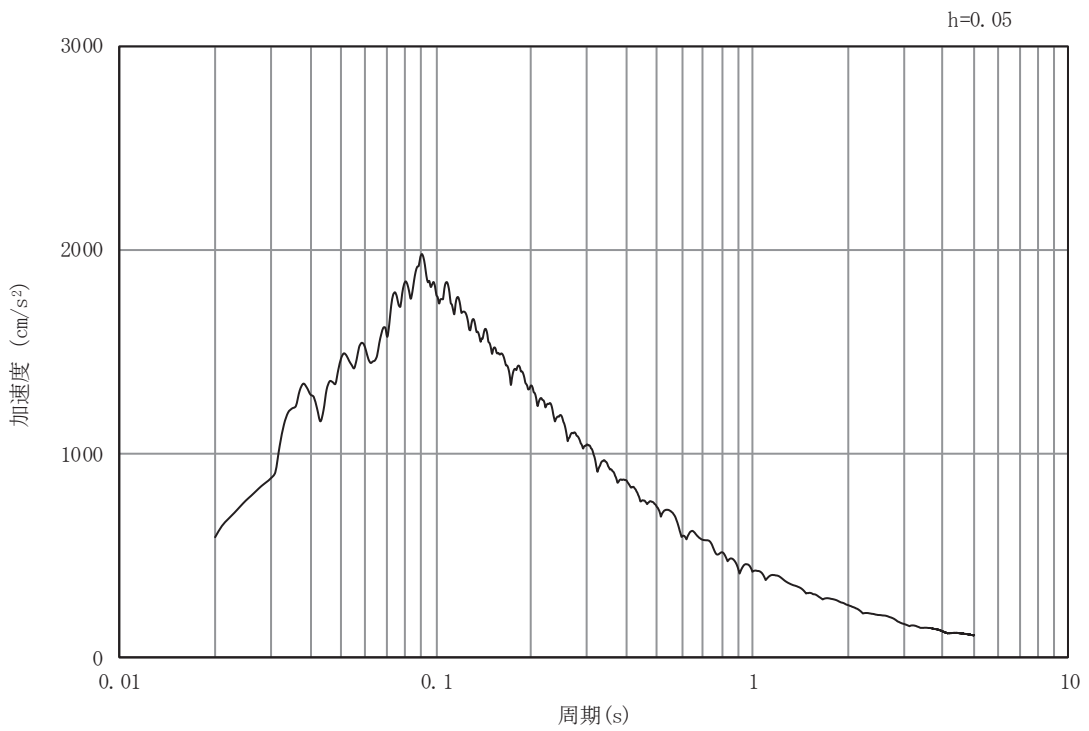


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s -D 2)

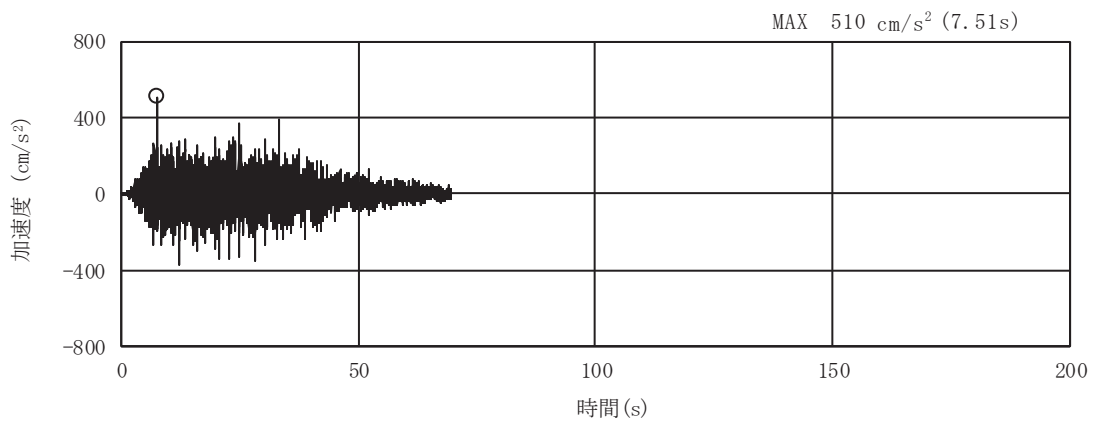


(a) 加速度時刻歴波形

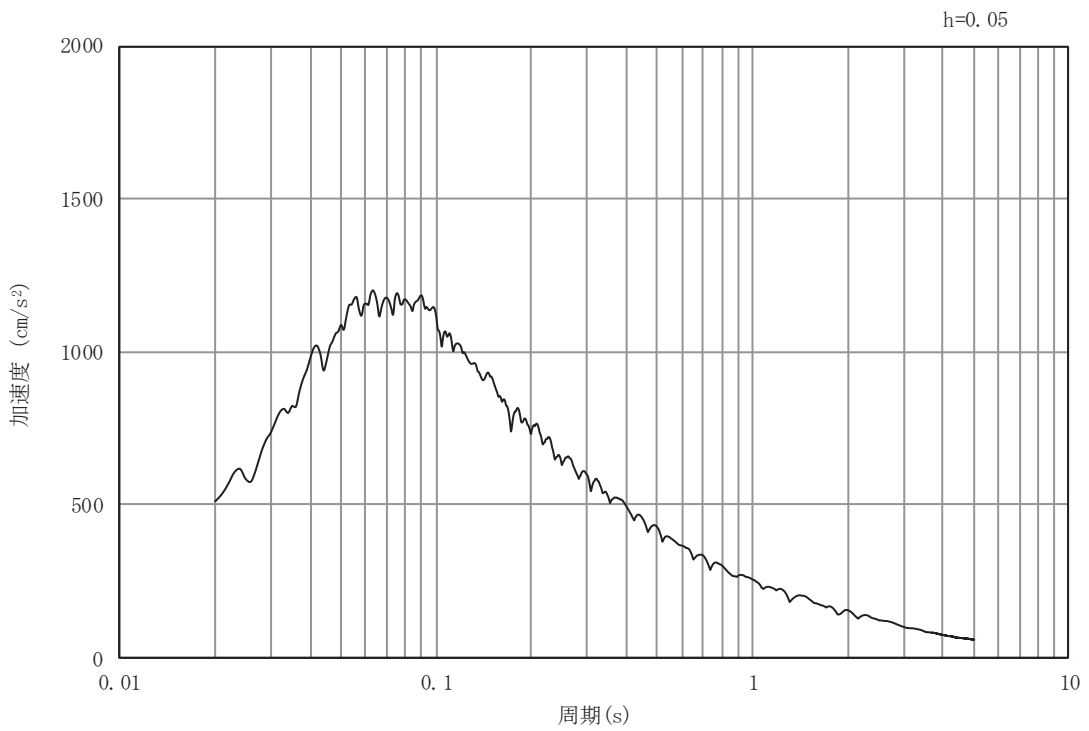


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : S s - D 3)

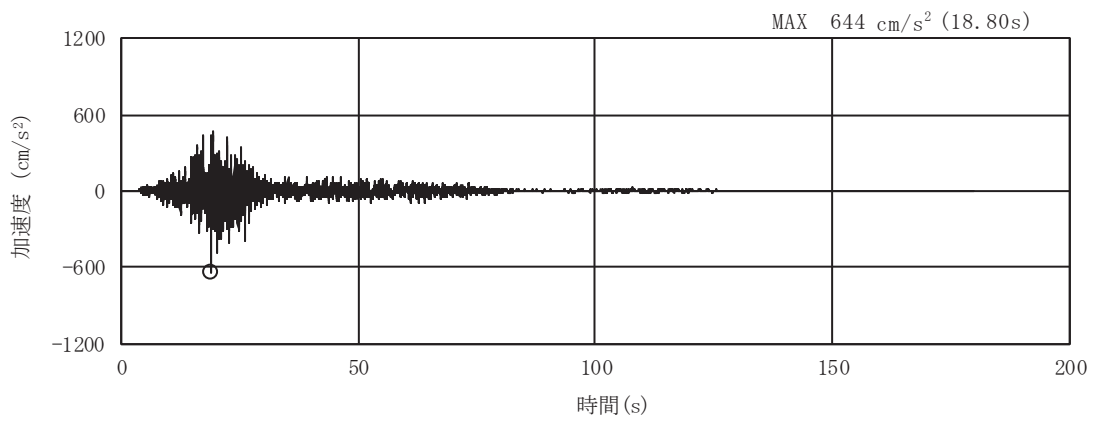


(a) 加速度時刻歴波形

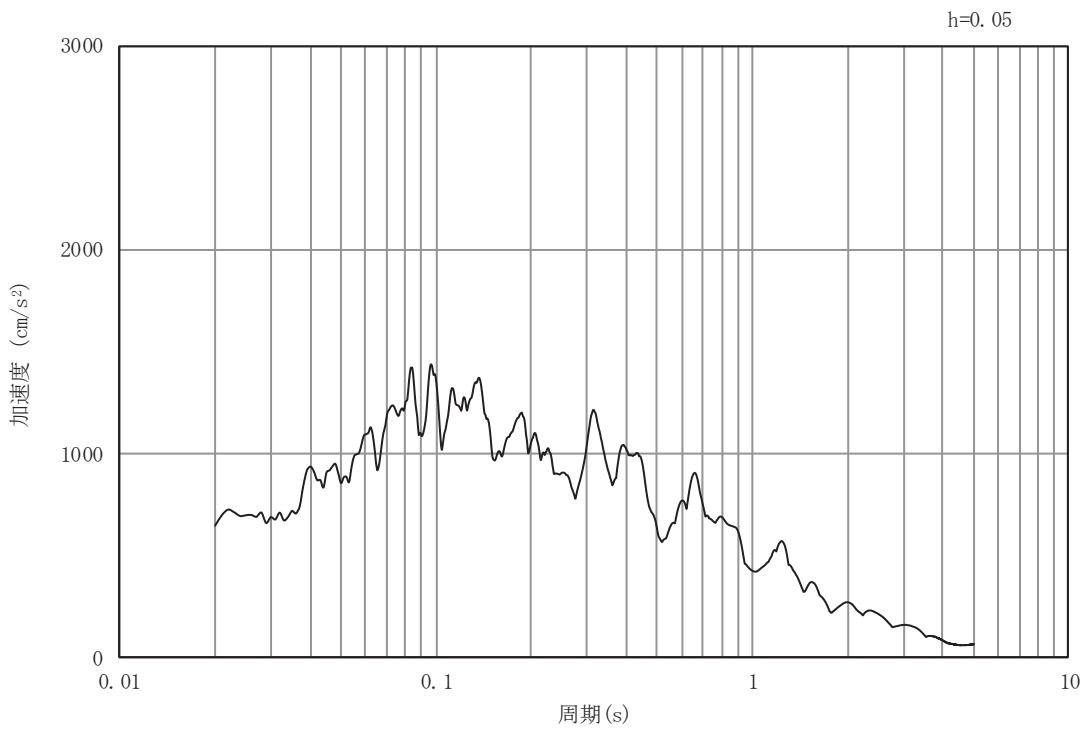


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - D 3)

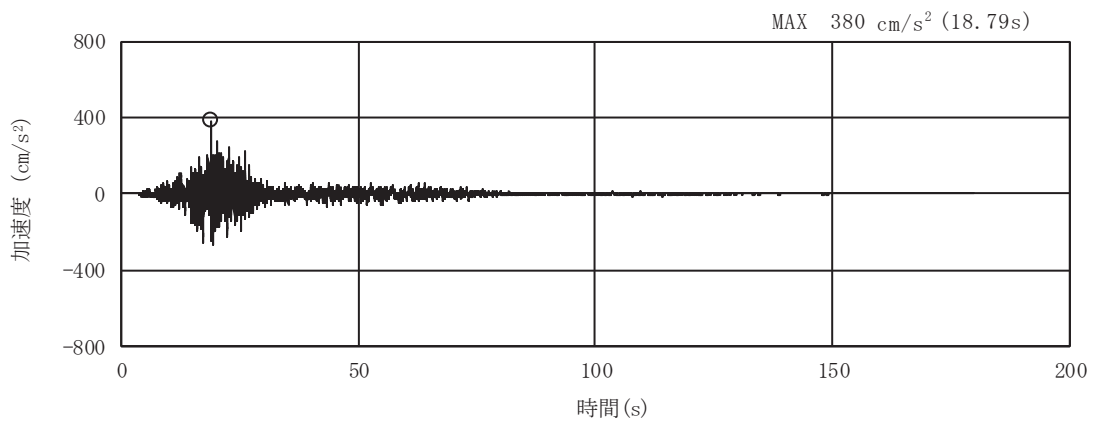


(a) 加速度時刻歴波形

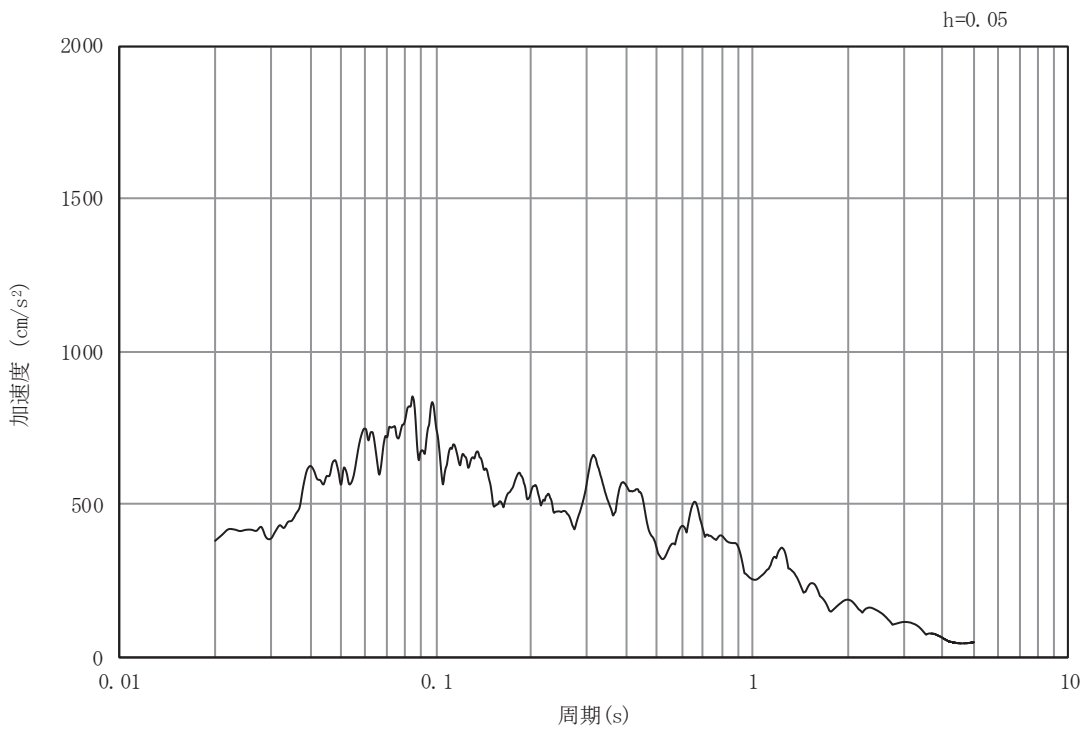


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - F 1)

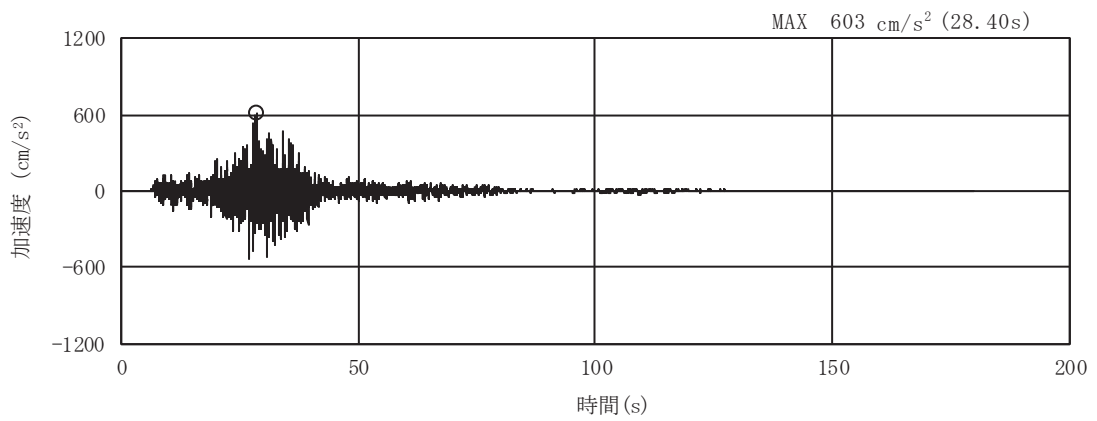


(a) 加速度時刻歴波形

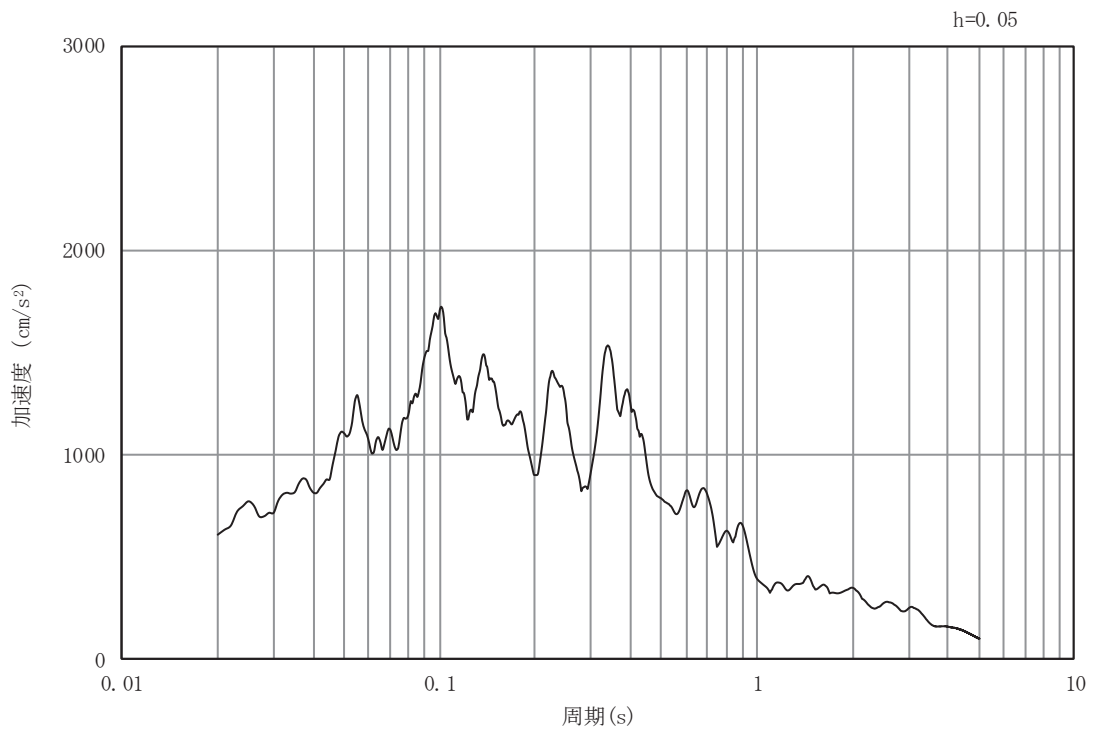


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 1)

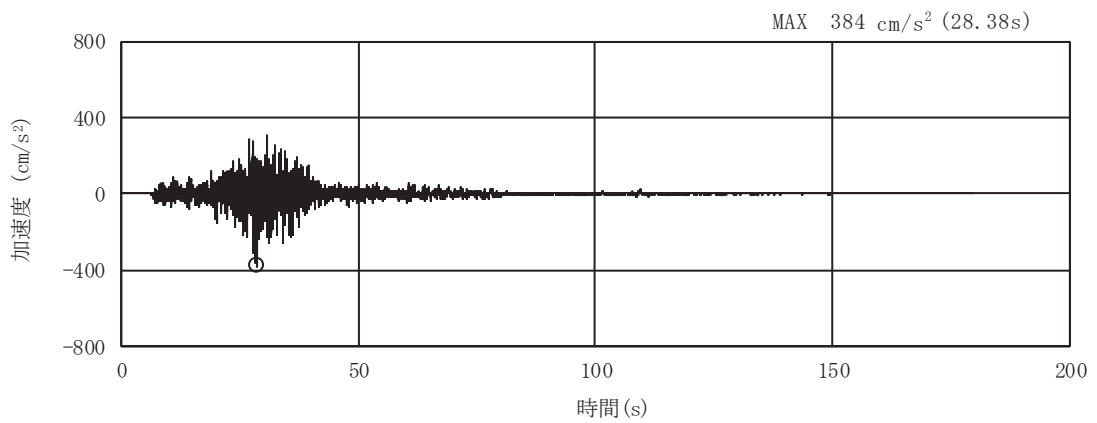


(a) 加速度時刻歴波形

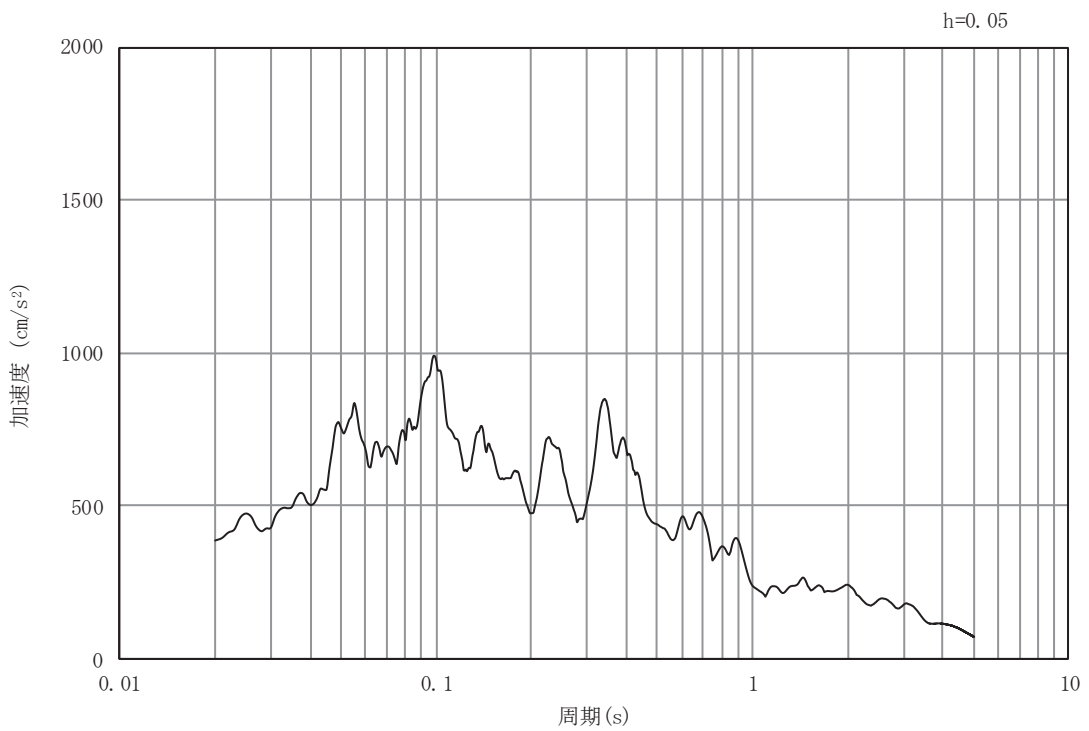


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : S s - F 2)

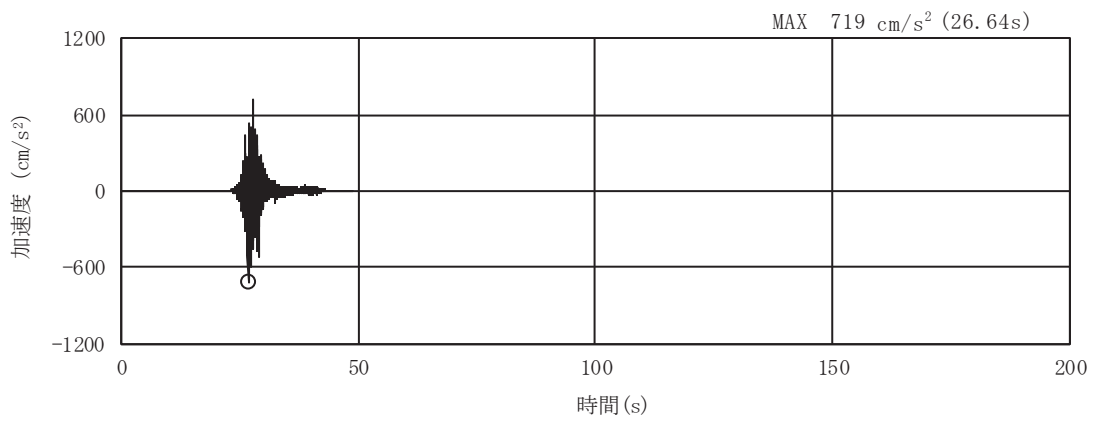


(a) 加速度時刻歴波形

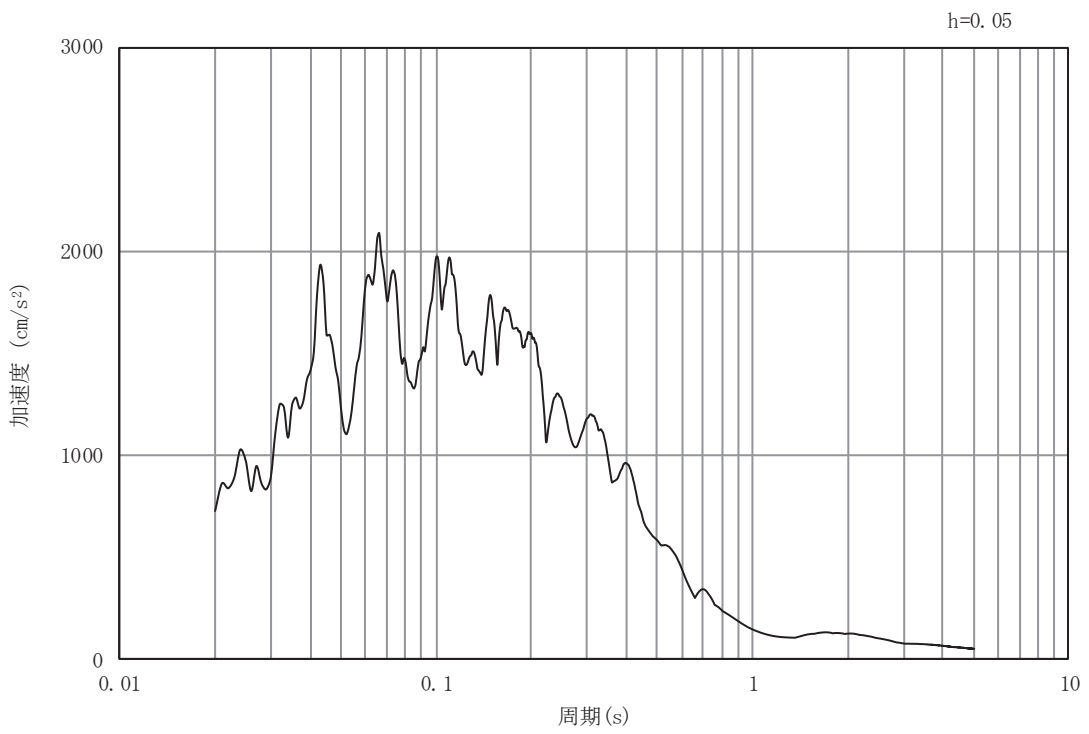


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 2)

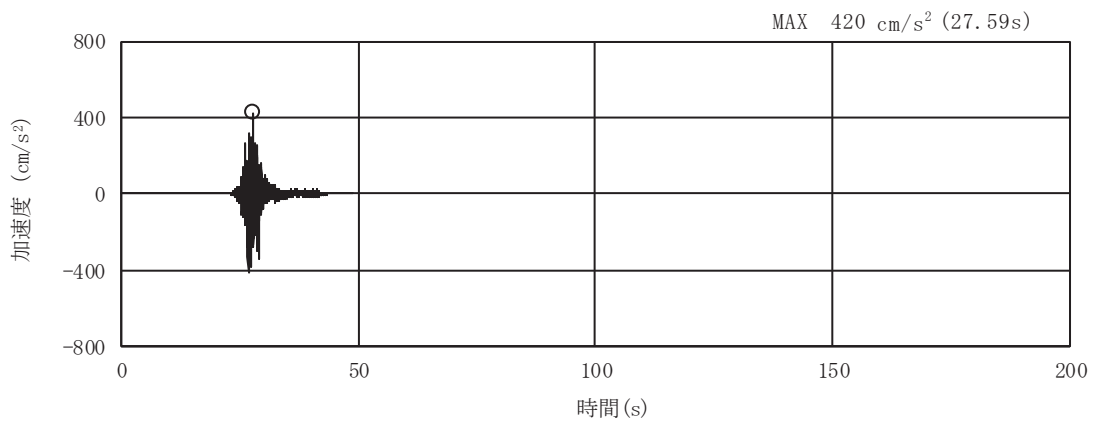


(a) 加速度時刻歴波形

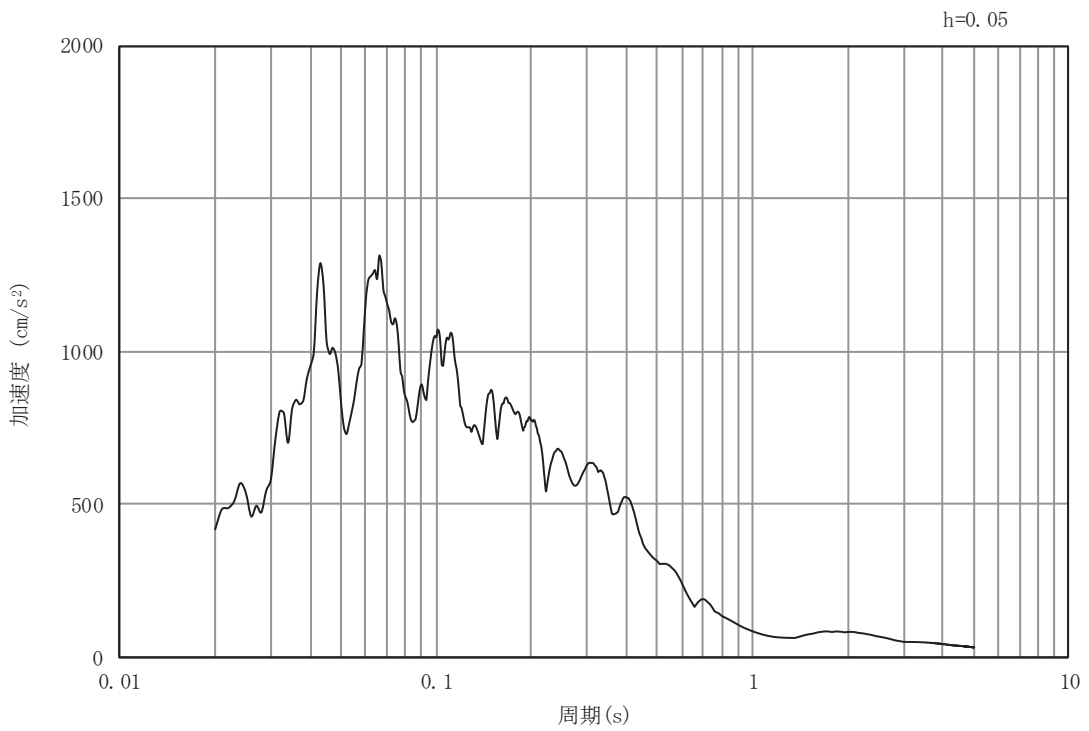


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : S s - F 3)

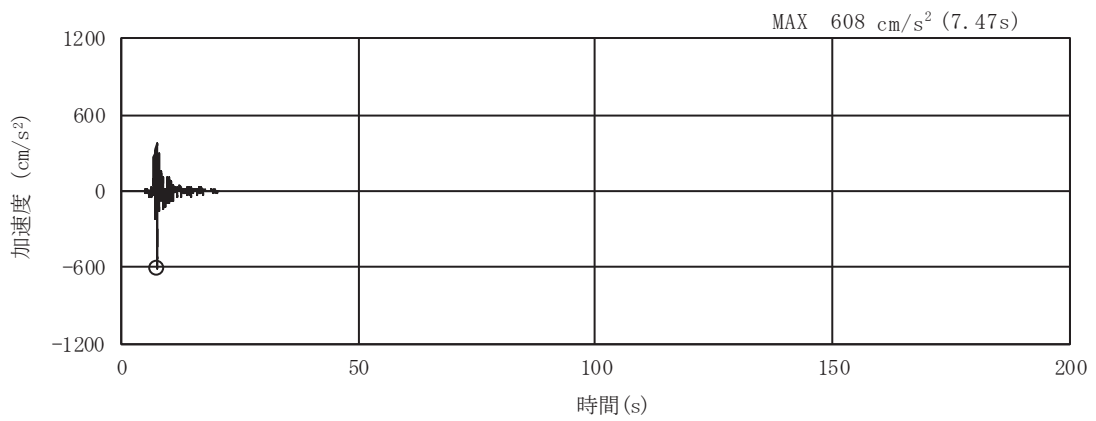


(a) 加速度時刻歴波形

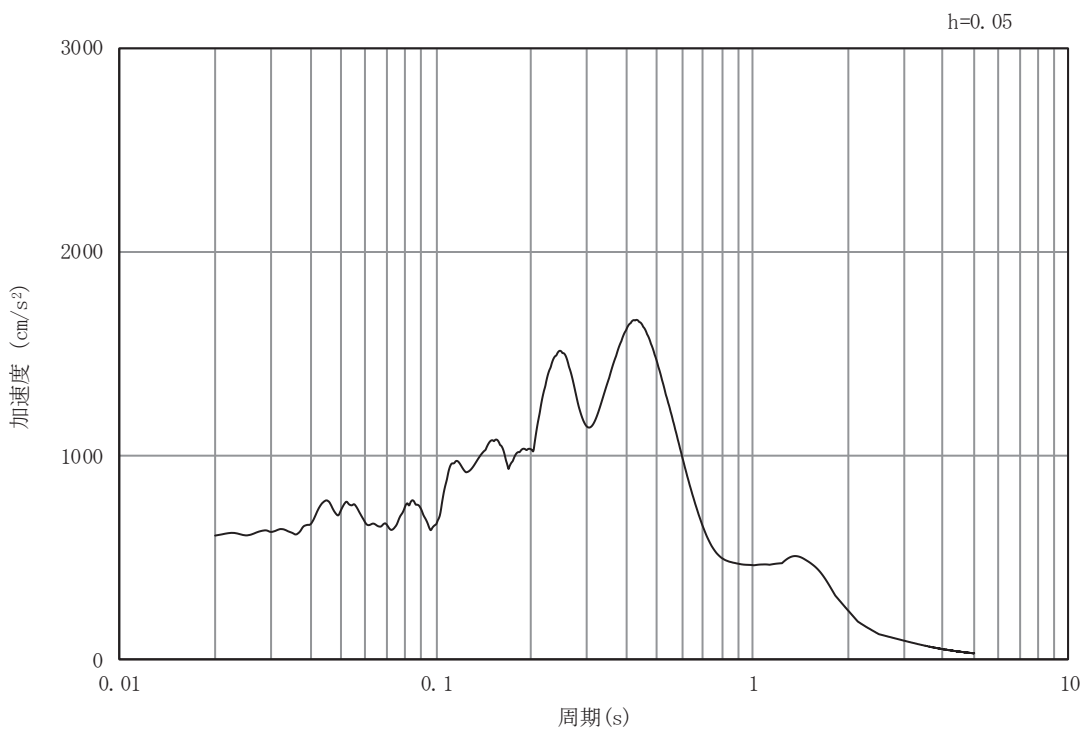


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 3)

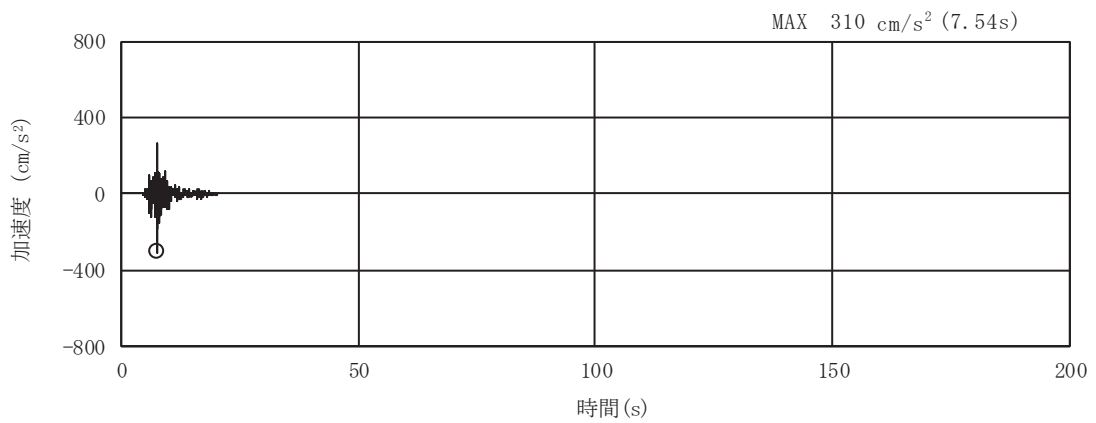


(a) 加速度時刻歴波形

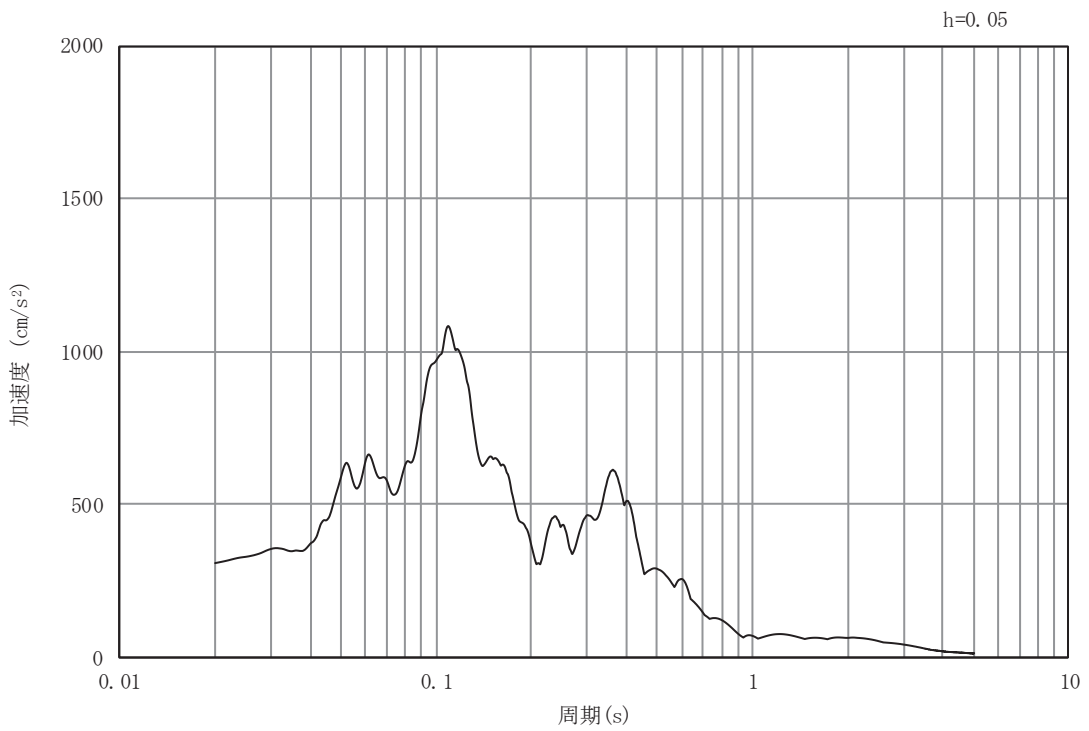


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : 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 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - N 1)

8.5 解析モデル及び諸元

8.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-2 に示す。

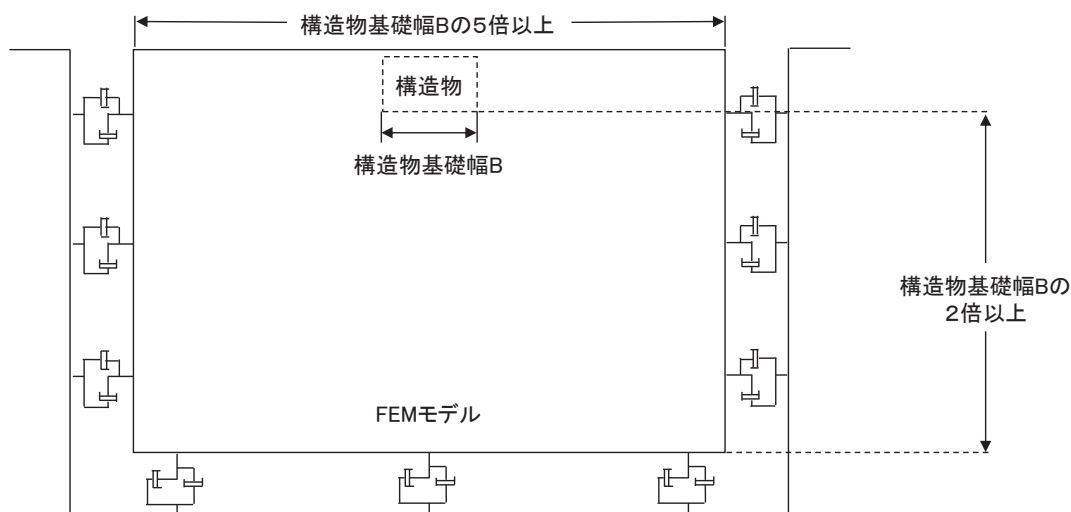


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

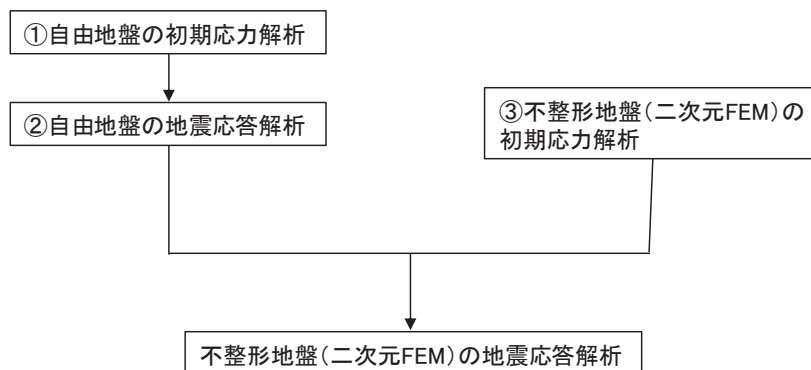


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-3 に示す。

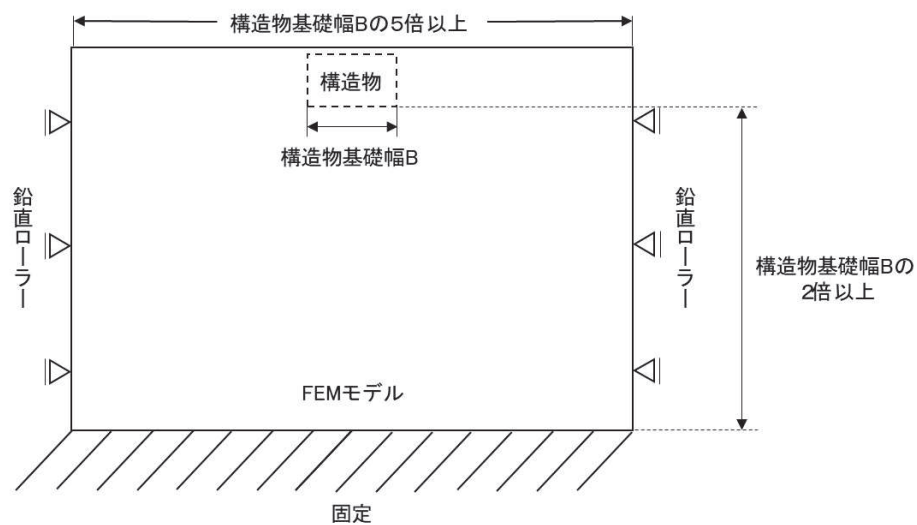


図 8.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-4 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

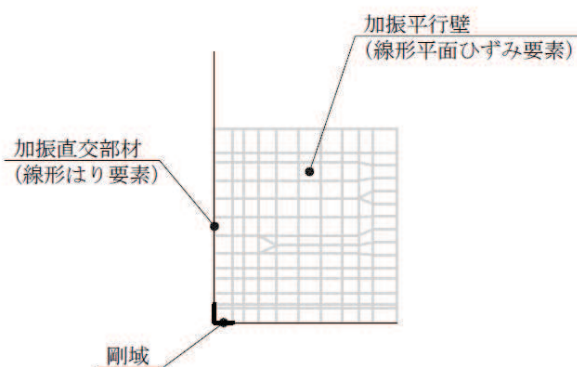


図 8.5-4 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また，一般部に分布するD級岩盤，改良地盤，セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため，マルチスプリング要素でモデル化する。解析モデルを図 8.5-5 に示す。

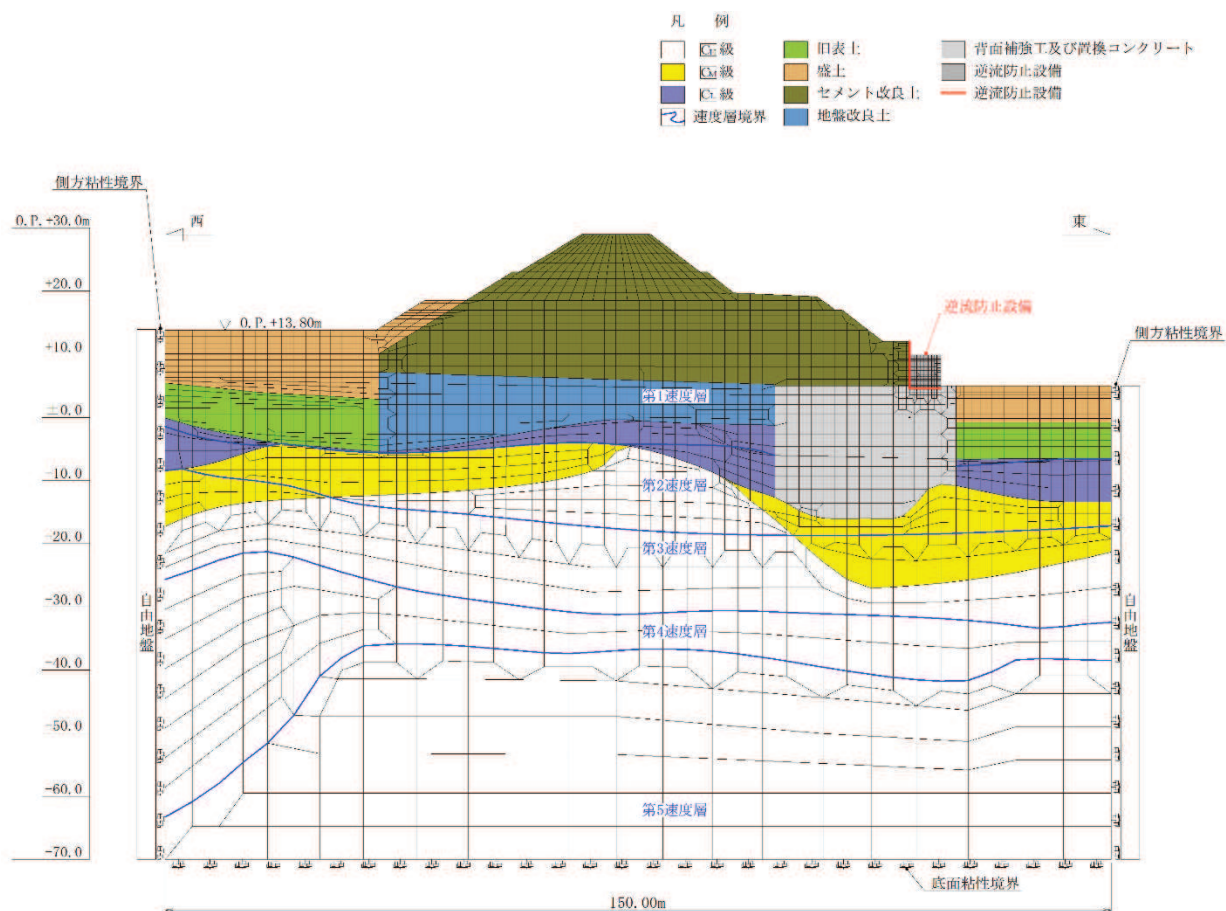


図 8.5-5 出口側集水ピットの解析モデル（A-A断面）

(5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-6 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-7 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-1 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
置換コンクリート	5.97	40

表 8.5-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-置換コンクリート	置換コンクリートの c	置換コンクリートの ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-3 のとおり設定する。

表 8.5-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

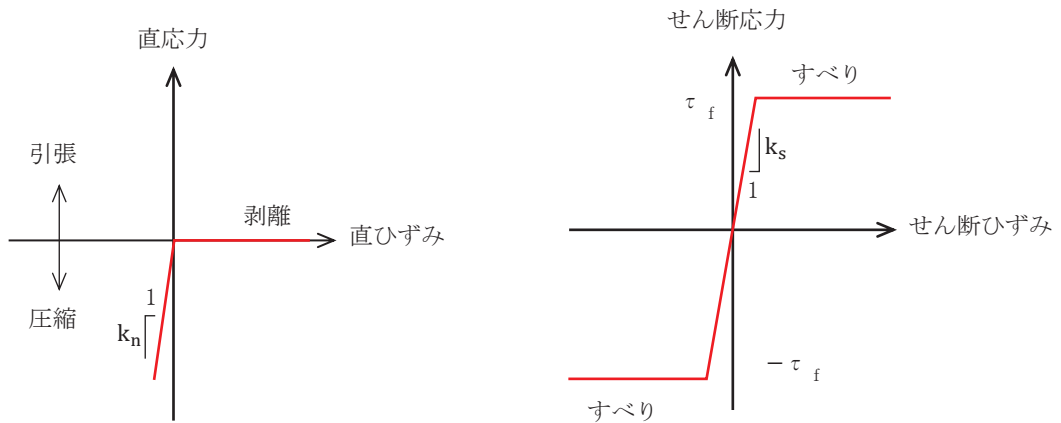


図 8.5-6 ジョイント要素の力学特性

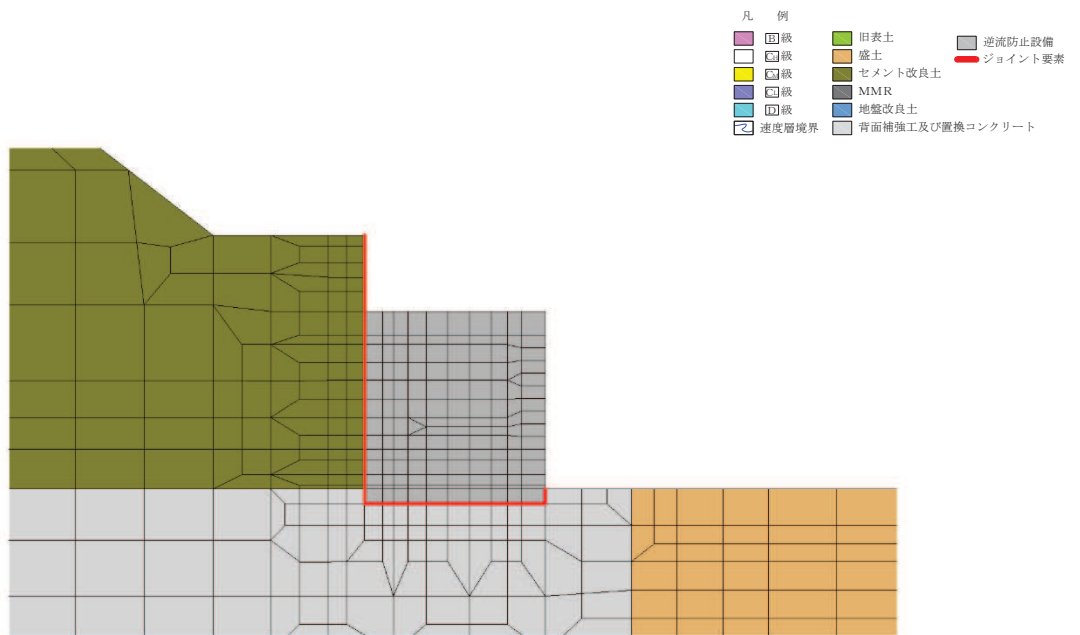


図 8.5-7 ジョイント要素の配置

8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-4 に、材料の物性値を表 8.5-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 8.5-4 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 ⁴	0.2
コンクリート （防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート）	22.5	2.80×10 ⁴	0.2

8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 8.5-6 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 8.5-6 (1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 8.5-6(2) 参照	0.03	
C _H 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C _M 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C _L 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-6 (2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
	第3速度層	4.7×10^3	0.41	
D級	第1速度層	表 8.5-6 (1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 8.5-6 (3) 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性			強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性		静的特性		動的特性			動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)				
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\gamma_m), \gamma_m = \tau/\gamma_0$$

*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 8.5-6 (4) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 8.5-6 (5) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 非液状化検討対象層)

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

(4) 地下水位

地下水位については, 添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また, 設計用地下水位の一覧を表 8.5-7 に示す。

表 8.5-7 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

8.6 地震応答解析結果

8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.20		
	-+	0.17		
$S_s - D 2$	++	0.17		
	-+	0.27	0.22	0.35
$S_s - D 3$	++	0.14		
	-+	0.14		
$S_s - F 1$	++	0.12		
	-+	0.11		
$S_s - F 2$	++	0.20		
	-+	0.16		
$S_s - F 3$	++	0.13		
	-+	0.15		
$S_s - N 1$	++	0.16		
	-+	0.34		

表 8.6-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.19		
	-+	0.19		
S _s -D2	++	0.22		
	-+	0.23	0.21	0.27
S _s -D3	++	0.17		
	-+	0.16		
S _s -F1	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F2	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -F3	++	0.18		
	-+	0.17		
S _s -N1	++	0.24		
	-+	0.20		

表 8.6-1 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.45		
	-+	0.37		
S _s -D2	++	0.42		
	-+	0.50	0.50	0.52
S _s -D3	++	0.35		
	-+	0.33		
S _s -F1	++	0.28		
	-+	0.31		
S _s -F2	++	0.41		
	-+	0.37		
S _s -F3	++	0.34		
	-+	0.29		
S _s -N1	++	0.42		
	-+	0.39		

表 8.6-1 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -D2	++	0.19		
	-+	0.19	0.19	0.19
S _s -D3	++	0.16		
	-+	0.14		
S _s -F1	++	0.13		
	-+	0.14		
S _s -F2	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -F3	++	0.16		
	-+	0.14		
S _s -N1	++	0.21		
	-+	0.13		

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2 (1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.38		
	-+	0.31		
S _s -D2	++	0.32		
	-+	0.48	0.42	0.59
S _s -D3	++	0.26		
	-+	0.25		
S _s -F1	++	0.23		
	-+	0.23		
S _s -F2	++	0.38		
	-+	0.29		
S _s -F3	++	0.25		
	-+	0.27		
S _s -N1	++	0.33		
	-+	0.40		

表 8.6-2 (2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.13		
	-+		0.11		
S s - D 2	++		0.12		
	-+		0.15	0.13	0.17
S s - D 3	++		0.11		
	-+		0.10		
S s - F 1	++		0.09		
	-+		0.10		
S s - F 2	++		0.12		
	-+		0.11		
S s - F 3	++		0.10		
	-+		0.10		
S s - N 1	++		0.12		
	-+		0.11		

表 8.6-2 (3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.35		
	-+		0.36		
S s - D 2	++		0.36		
	-+		0.45	0.38	0.52
S s - D 3	++		0.30		
	-+		0.28		
S s - F 1	++		0.25		
	-+		0.25		
S s - F 2	++		0.35		
	-+		0.34		
S s - F 3	++		0.30		
	-+		0.30		
S s - N 1	++		0.41		
	-+		0.29		

表 8.6-2 (4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.06	0.08
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.07		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.05	0.04	0.05
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.04		
S s - F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.05		

8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1) を表 8.6-4 に示す。

表 8.6-4 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	+0.421	(45.53)	
		-+	+0.385	(25.22)	
	S s - D 2	++	+0.452	(13.52)	
		-+	+0.517	(13.65)	
	S s - D 3	++	+0.344	(21.04)	
		-+	+0.308	(30.15)	
	S s - F 1	++	+0.258	(22.40)	
		-+	+0.281	(19.49)	
	S s - F 2	++	+0.404	(31.42)	
		-+	+0.386	(31.29)	
	S s - F 3	++	+0.349	(28.62)	
		-+	+0.306	(26.81)	
	S s - N 1	++	+0.457	(7.51)	
		-+	+0.311	(7.90)	
	②	S s - D 2	-+	+0.472	(13.64)
	③	S s - D 2	-+	+0.565	(13.66)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2) を表 8.6-5 に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重絶対値 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+1565	(45.52)
		-+	+1691	(25.21)
	S s - D 2	++	+1850	(13.52)
		-+	+1845	(13.65)
	S s - D 3	++	+1452	(21.03)
		-+	+1370	(29.56)
	S s - F 1	++	+1332	(18.89)
		-+	+1360	(19.49)
	S s - F 2	++	+1547	(27.84)
		-+	+1679	(31.29)
	S s - F 3	++	+1506	(28.62)
		-+	+1523	(26.81)
	S s - N 1	++	+2117	(7.50)
		-+	+1323	(7.34)
②	S s - D 2	-+	+1805	(13.64)
③	S s - D 2	-+	+1639	(13.66)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+0.421	(45.53)	
		-+	+0.385	(25.22)	
	S _s -D 2	++	+0.452	(13.52)	
		-+	+0.517	(13.65)	
	S _s -D 3	++	+0.344	(21.04)	
		-+	+0.308	(30.15)	
	S _s -F 1	++	+0.258	(22.40)	
		-+	+0.281	(19.49)	
	S _s -F 2	++	+0.404	(31.42)	
		-+	+0.386	(31.29)	
	S _s -F 3	++	+0.349	(28.62)	
		-+	+0.306	(26.81)	
	S _s -N 1	++	+0.457	(7.51)	
		-+	+0.311	(7.90)	
	②	S _s -D 2	-+	+0.472	(13.64)
	③	S _s -D 2	-+	+0.565	(13.66)

8.6.3 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-7 及び図 8.6-8 に示す。

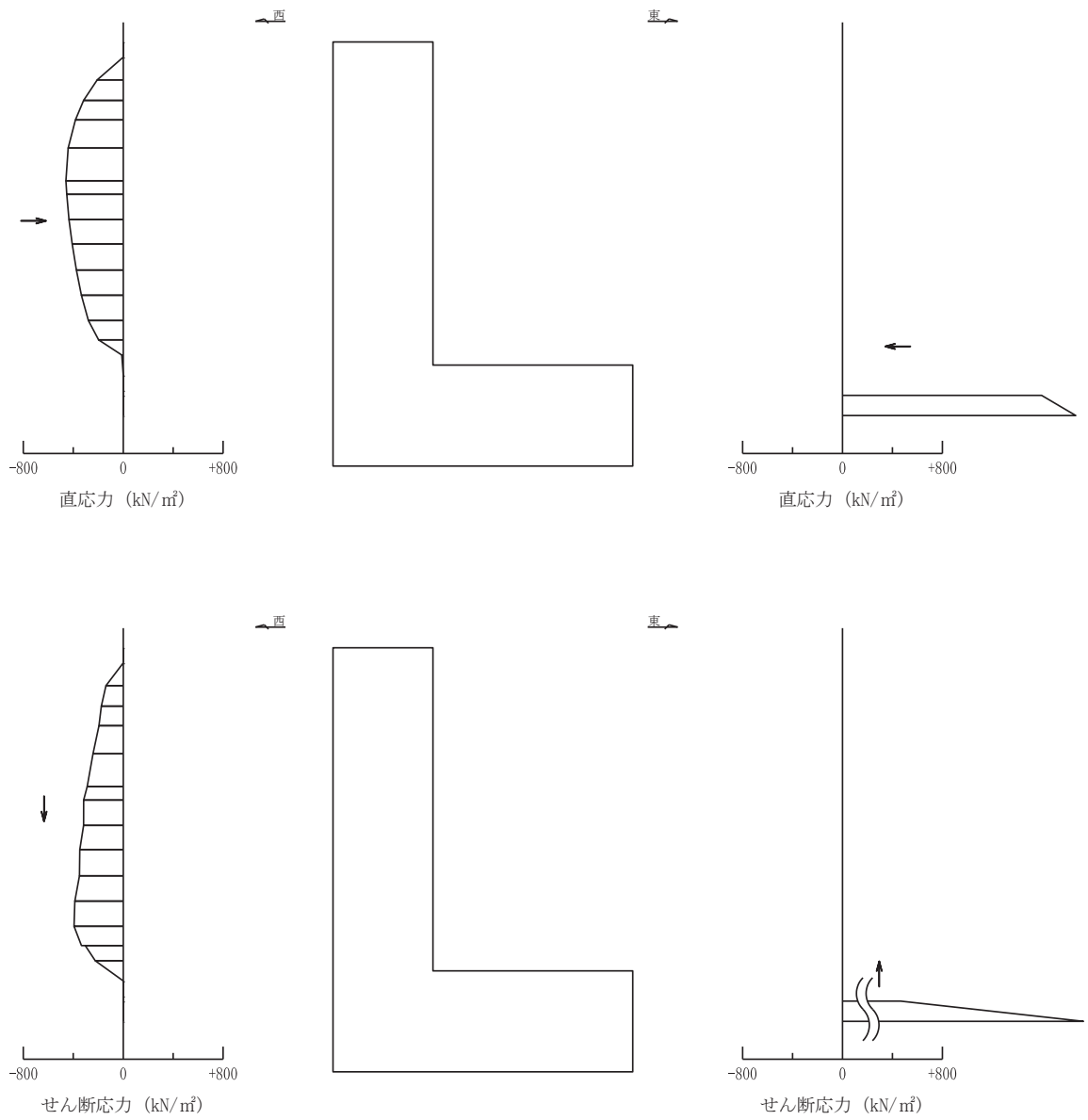
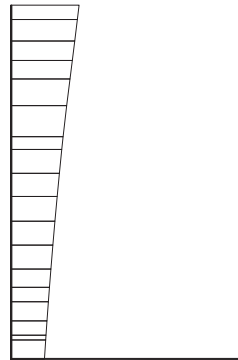


図 8.6-7 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - D 2 (-+))

構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 | 設計震度 →
-側 +側



構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 ↓ | ↑ 設計震度 →
-側 +側

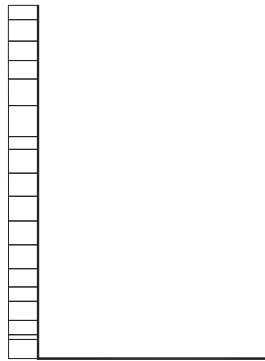
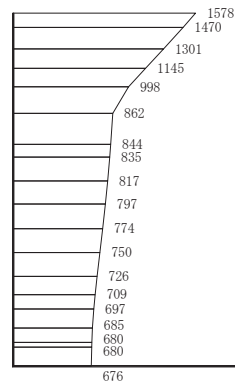


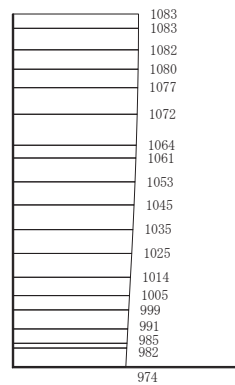
図 8.6-8 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, $S_s - D2 (-+)$)

8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-9 に示す。



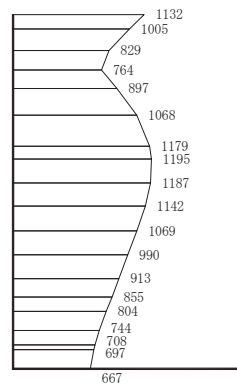
(a) S s - D 1 (++) 水平



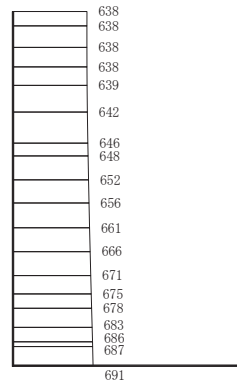
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 1 (++) 鉛直

図 8.6-9(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



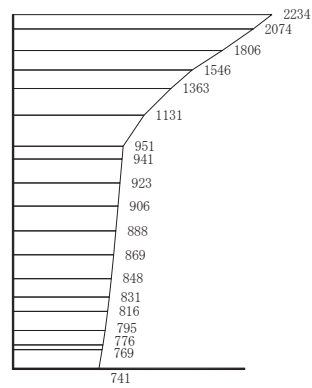
(a) S s - D 1 (-+) 水平



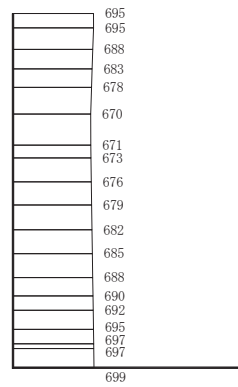
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 1 (-+) 鉛直

図 8.6-9(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



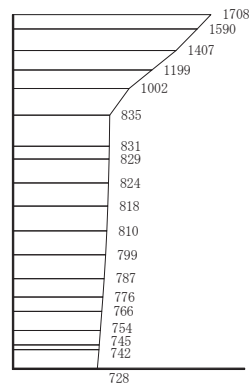
(a) S_s-D₂ (++) 水平



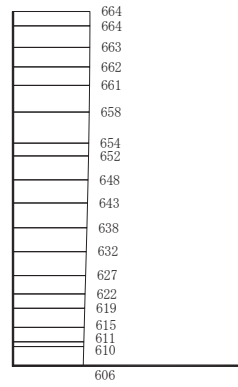
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S_s-D₂ (++) 鉛直

図 8.6-9(3) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



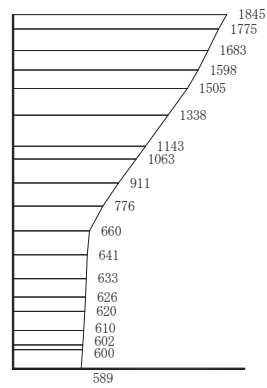
(a) $S_s - D2$ (一十) 水平



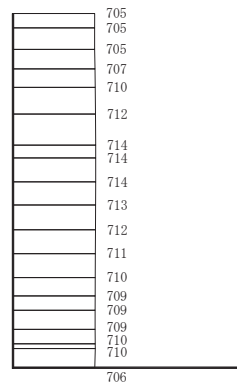
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) $S_s - D2$ (一十) 鉛直

図 8.6-9(4) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



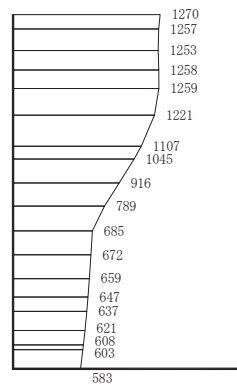
(a) S s - D 3 (++) 水平



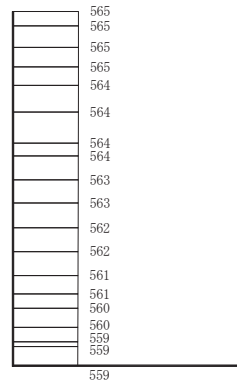
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 3 (++) 鉛直

図 8.6-9(5) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



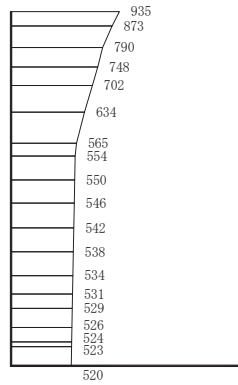
(a) $S_s - D3$ (一十) 水平



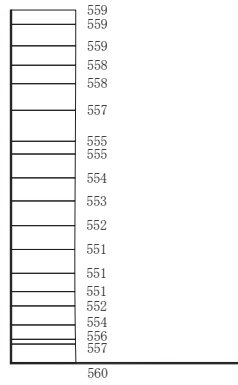
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - D3$ (一十) 鉛直

図 8.6-9(6) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



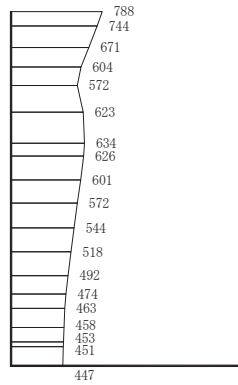
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



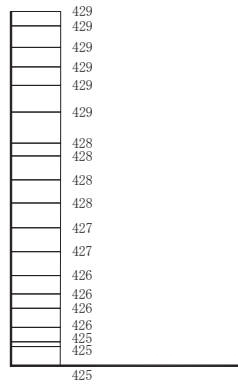
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F1$ (++) 鉛直

図 8.6-9(7) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



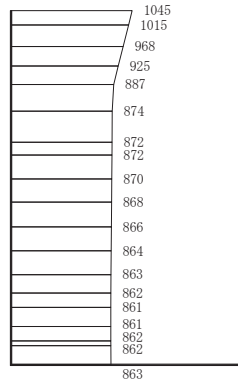
(a) S s - F 1 (- +) 水平



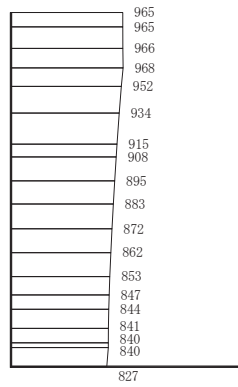
構造スケール 0  (m) 応答値スケール 0  (cm/s²)

(b) S s - F 1 (- +) 鉛直

図 8.6-9(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



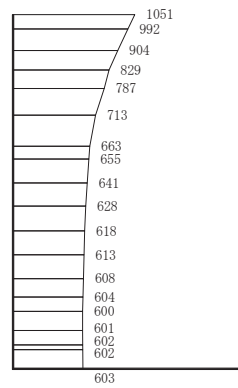
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



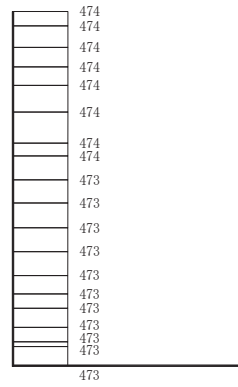
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

図 8.6-9(9) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



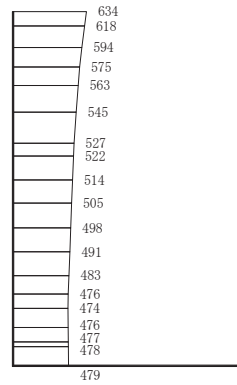
(a) $S_s - F_2$ (ー+) 水平



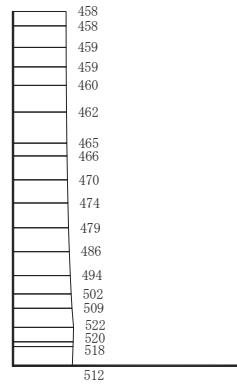
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F_2$ (ー+) 鉛直

図 8.6-9(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



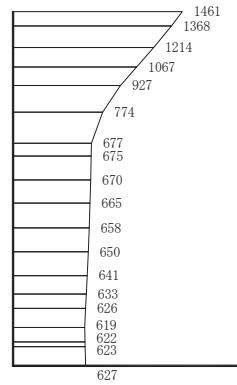
(a) $S_s - F_3$ (++) 水平



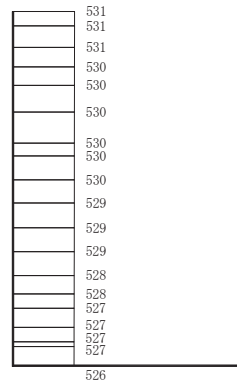
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F_3$ (++) 鉛直

図 8.6-9(11) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



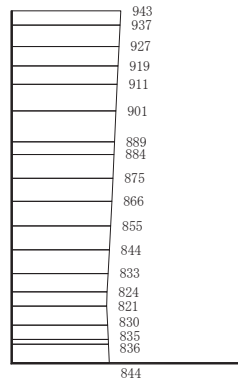
(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平



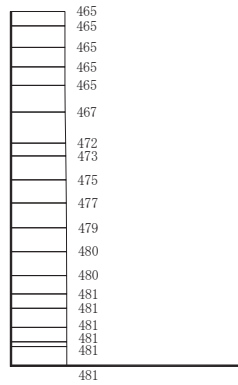
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) $S_s - F_3 (-+)$ 鉛直

図 8.6-9(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



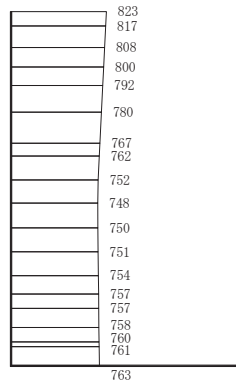
(a) $S_s - N1$ (++) 水平



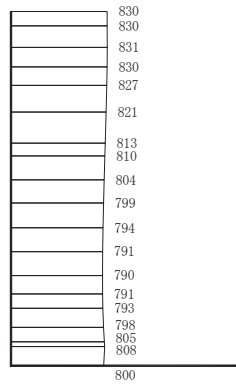
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - N1$ (++) 鉛直

図 8.6-9(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



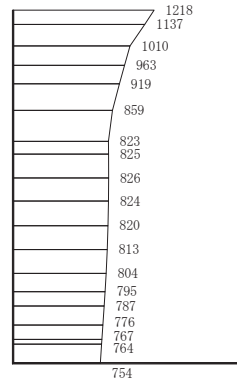
(a) $S_s - N1$ (一十) 水平



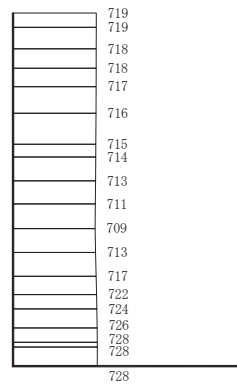
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)


(b) $S_s - N1$ (一十) 鉛直

図 8.6-9(14) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



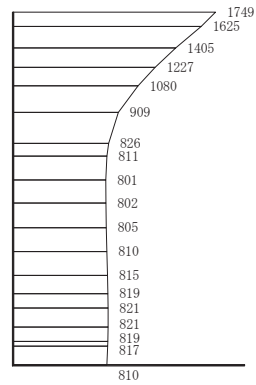
(a) $S_s - D_2 (-+) + \sigma$ 水平



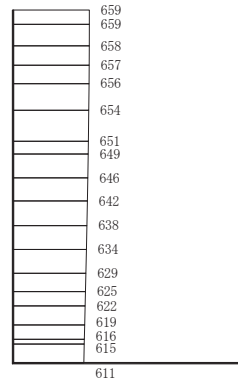
構造スケール 0  (m) 応答値スケール 0  (cm/s²)

(b) $S_s - D_2 (-+) + \sigma$ 鉛直

図 8.6-9(15) 最大加速度分布図
(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース)



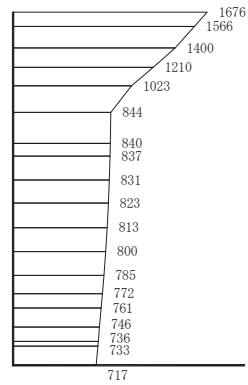
(a) S s - D 2 (- +) - σ 水平



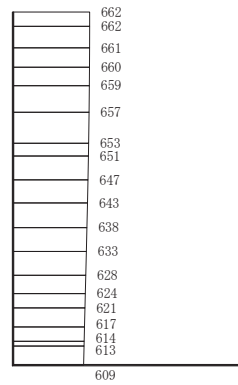
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 2 (- +) - σ 鉛直

図 8.6-9(16) 最大加速度分布図
(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース)



(a) S s - D 2 (- +) 水平



構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 2 (- +) 鉛直

図 8.6-9(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース

9. 三次元構造解析

9.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁、南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。

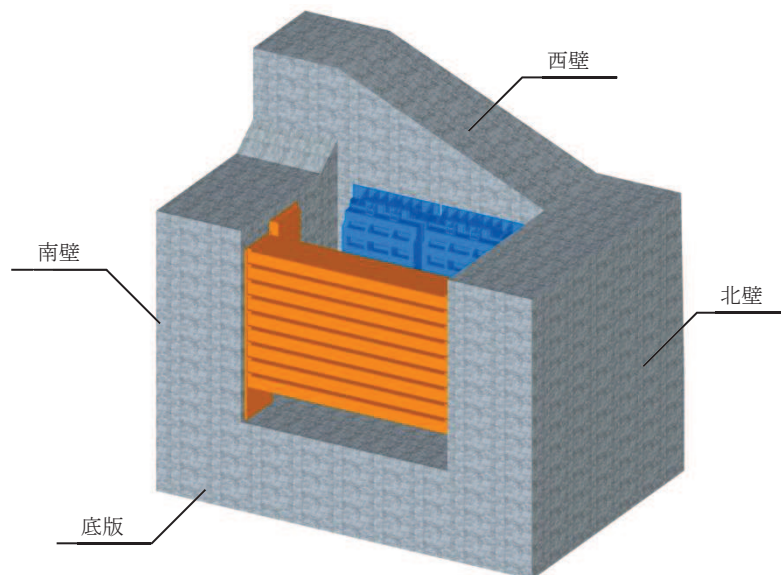


図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

9.3 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に、要素分割図を図 9.3-2 に示す。

a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

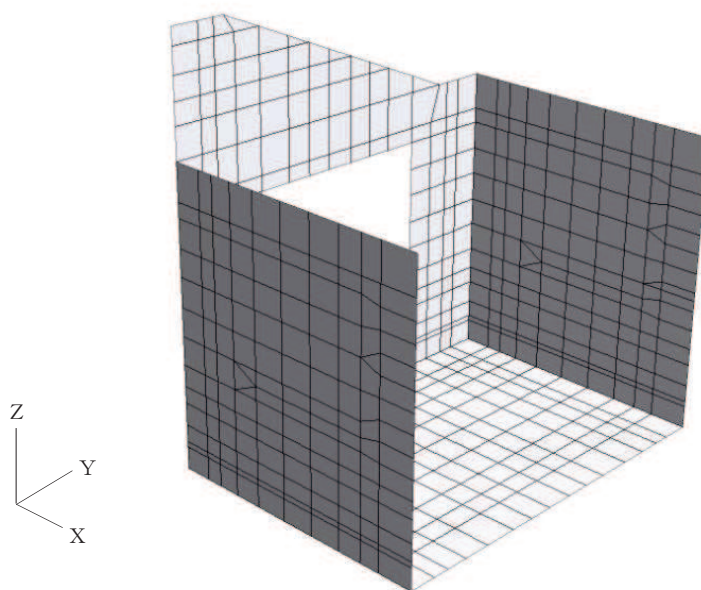
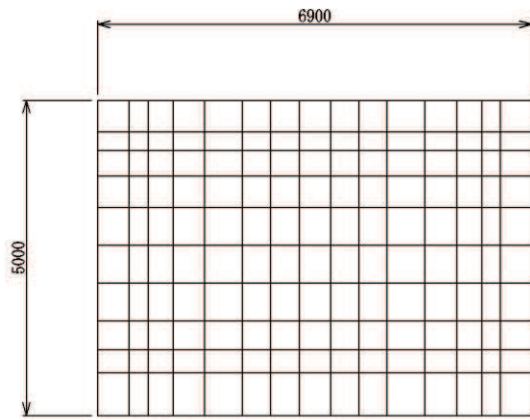
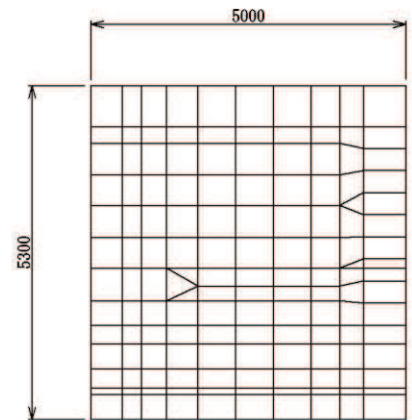


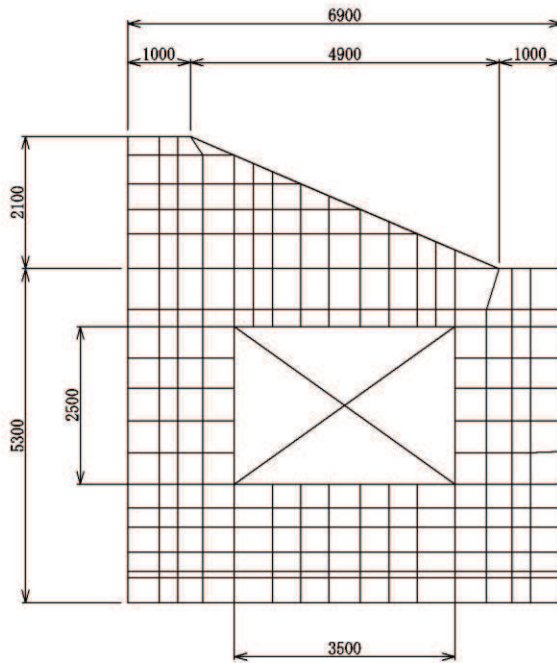
図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル



(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 9.3-2 要素分割図

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

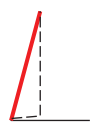

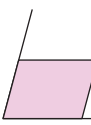
9.4 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8.6-7 及び図 8.6-8 に示す。

表 9.4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4(1) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9.5-1 に示す。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-1 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-2 に示すとおり， 出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

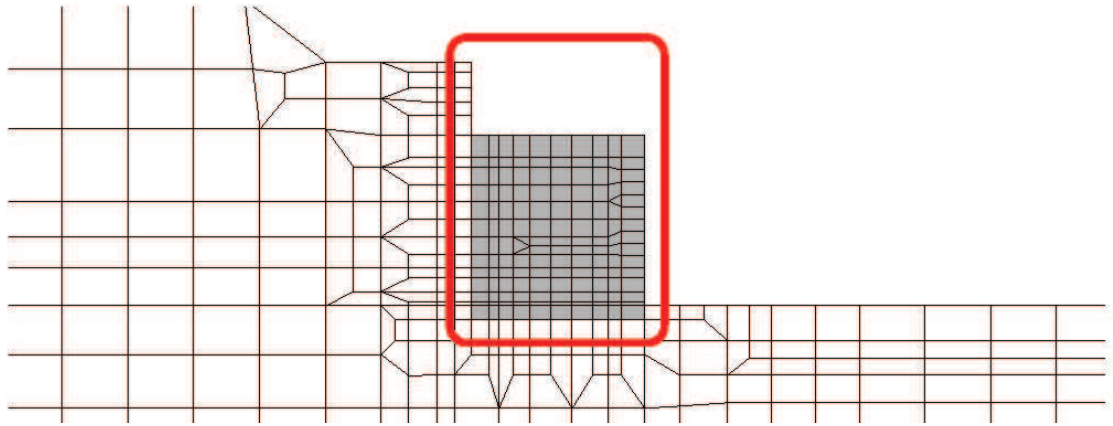


図 9.5-1 加速度抽出位置図

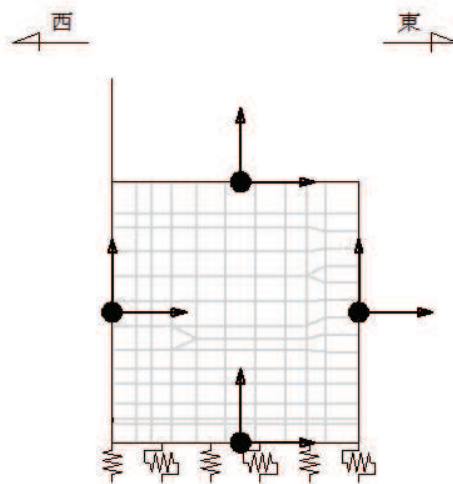


図 9.5-2 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図（東西断面，北 FG）

9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の，照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 9.5-3 に示す。また，算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，図 9.5-4 に示すとおり，出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

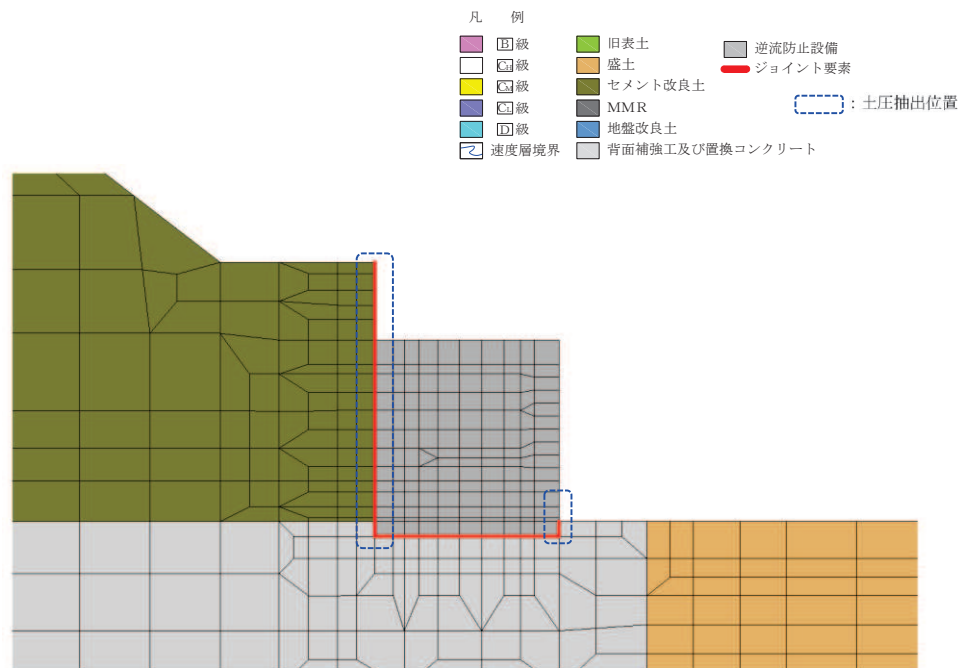


図 9.5-3 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

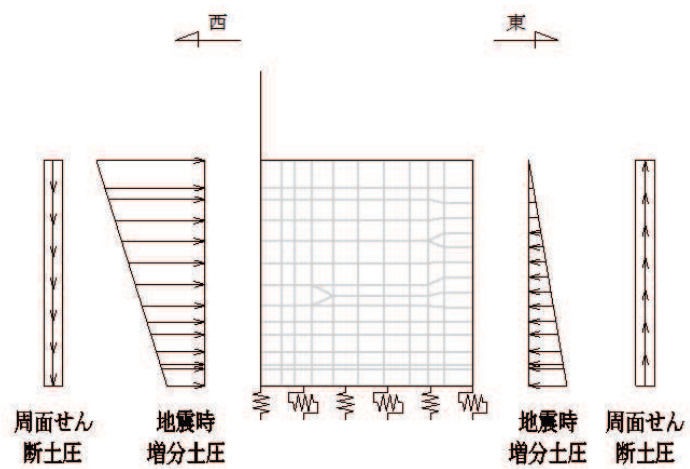


図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

10. 耐震評価

10.1 許容限界

10.1.1 構造部材の健全に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}		
$f'_{ck}=30.0$ (N/mm ²)		11.0	16.5
	許容せん断応力度 τ_{al}	0.5	0.75

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10.1-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容引張応力度 σ_{sa}		
SD345		196	294

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は，地震応答解析により得られた応答値から，三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については，三次元構造解析により算定した照査用応答値が，「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

11. 評価結果

11.1 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント，軸力）を図 11.1-2 に示す。

表 11.1-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)		σ'_c / σ'_{ca}
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	-1283	-1051	2.7	16.5	0.17
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	1366	-4646	3.8	16.5	0.24
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1206	-363	2.5	16.5	0.16
北壁	4	③	S s - D 2 (-+)	667	-4029	2.7	16.5	0.17

注記*：評価位置は図11.1-1に示す。

表 11.1-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		σ_s / σ_{sa}
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	594	824	102.1	294	0.35
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	624	420	77.2	294	0.27
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1304	740	152.2	294	0.52
北壁	4	①	S s - N 1 (++)	102	803	60.8	294	0.21

注記*：評価位置は図11.1-1に示す。

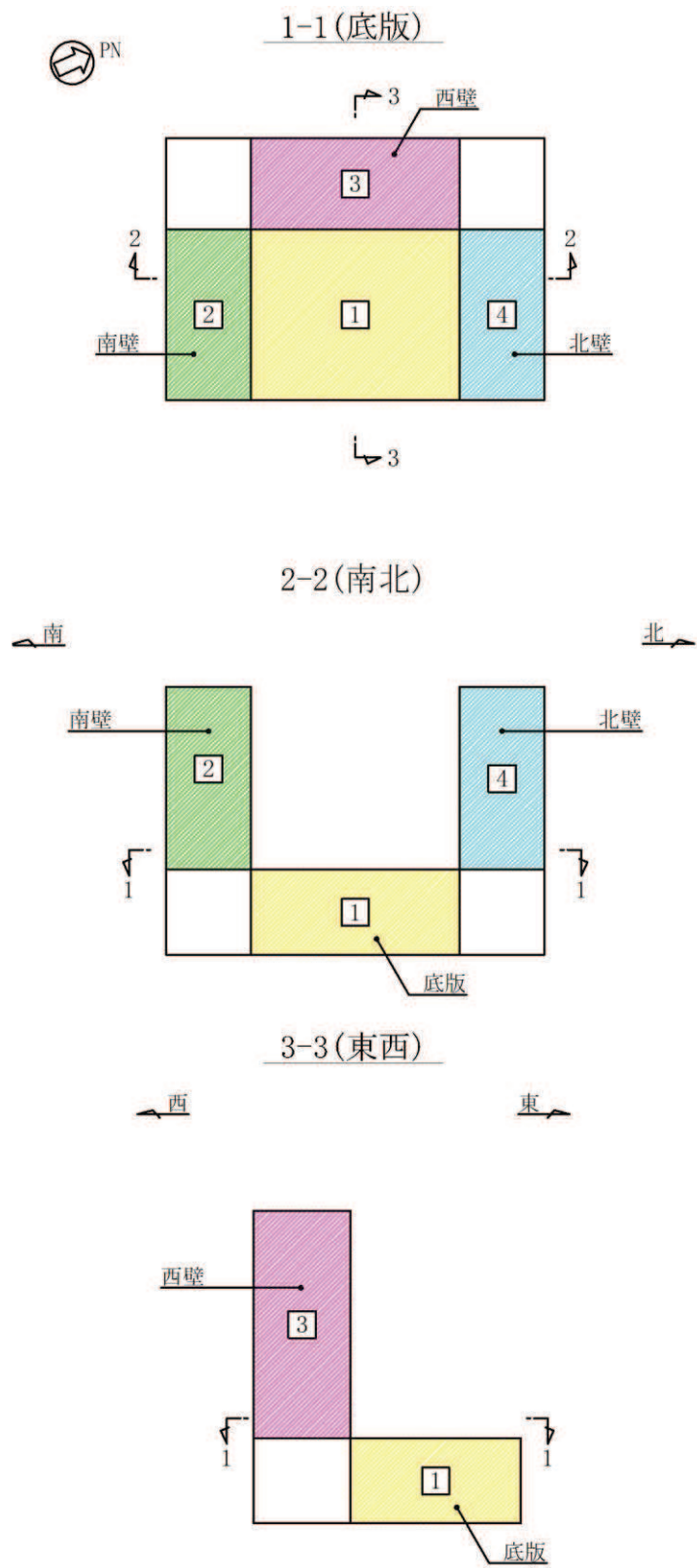


图 11.1-1 評価位置図

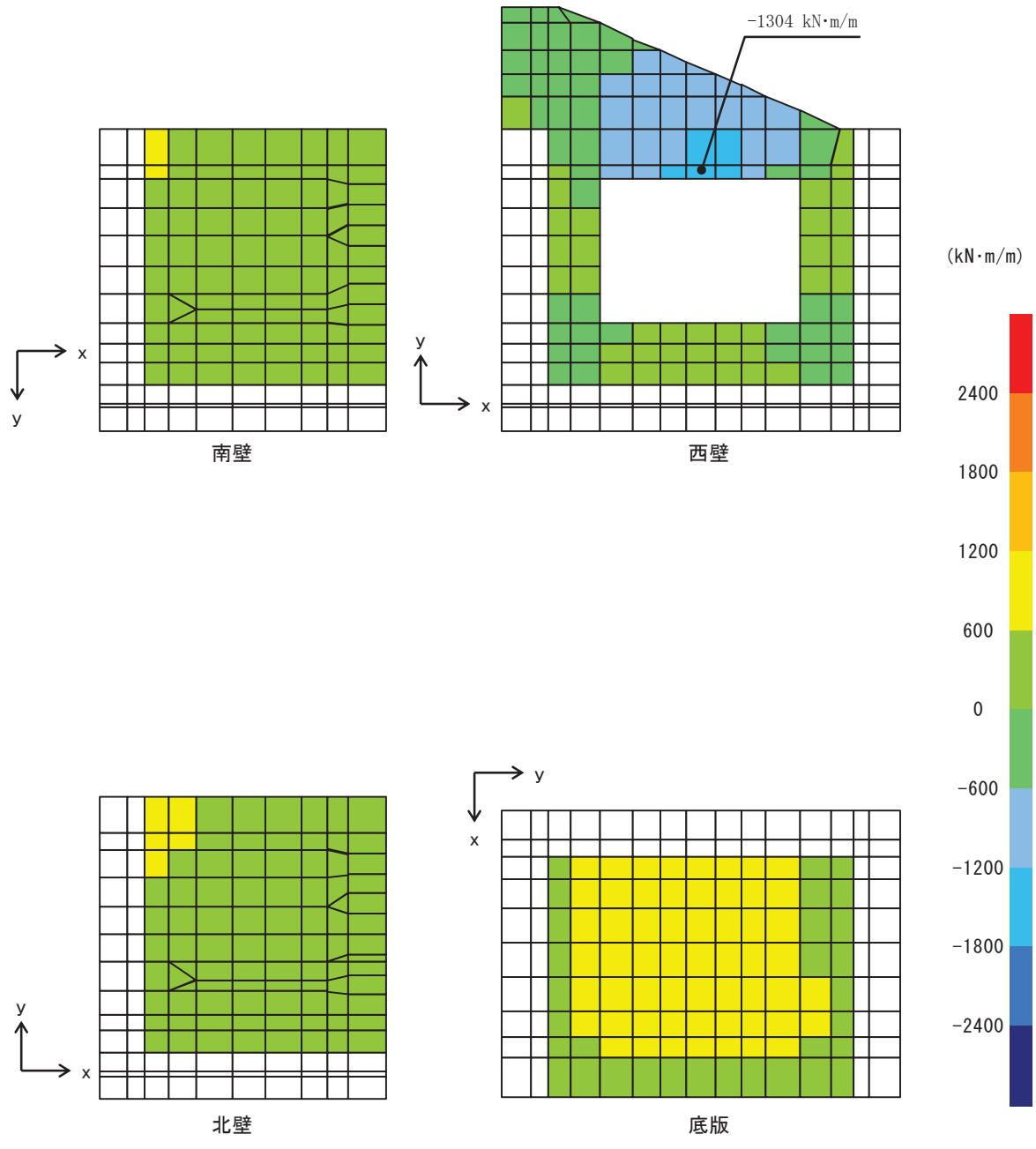


図 11.1-2 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 M_x (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

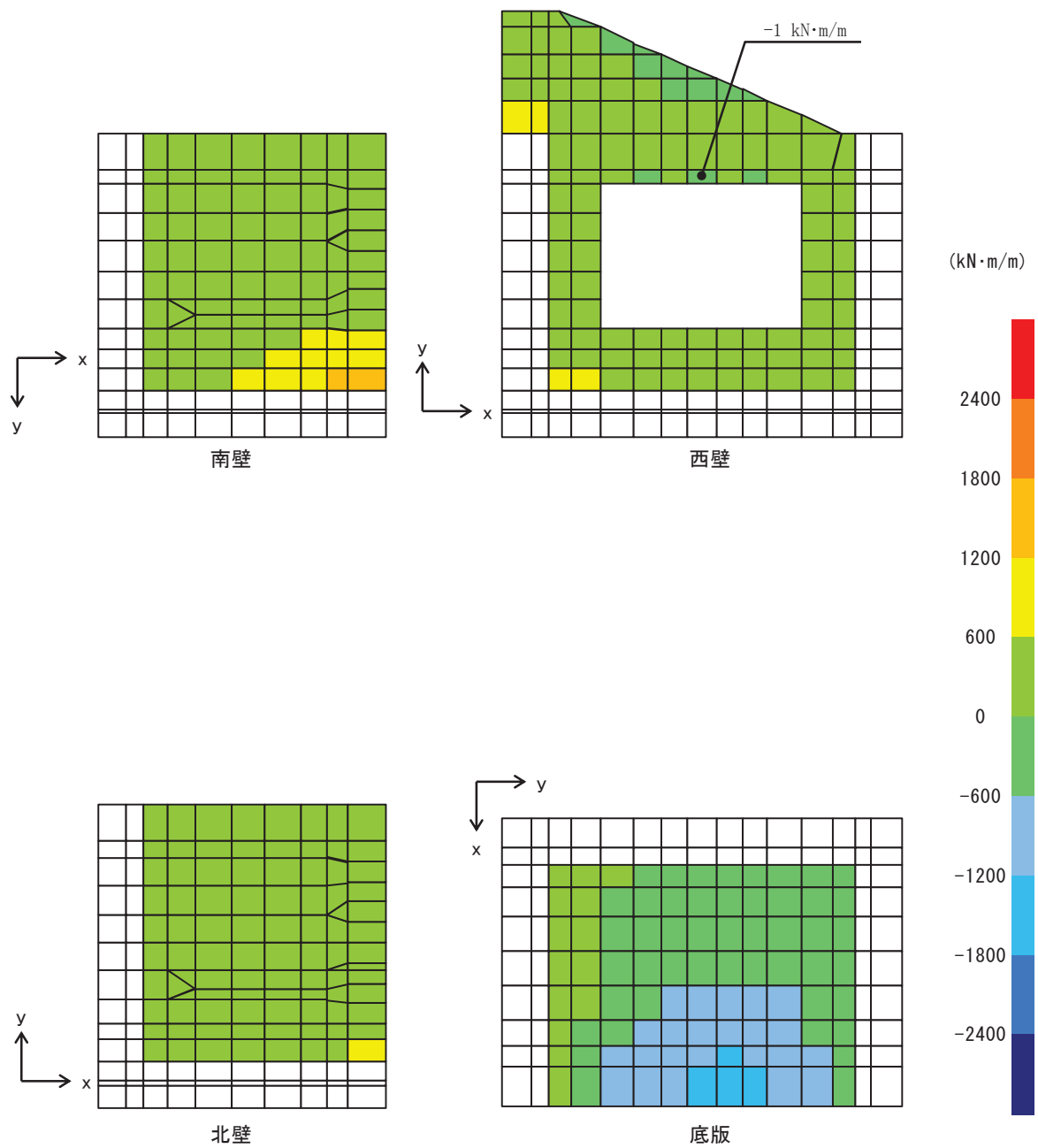


図 11.1-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 M_y (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

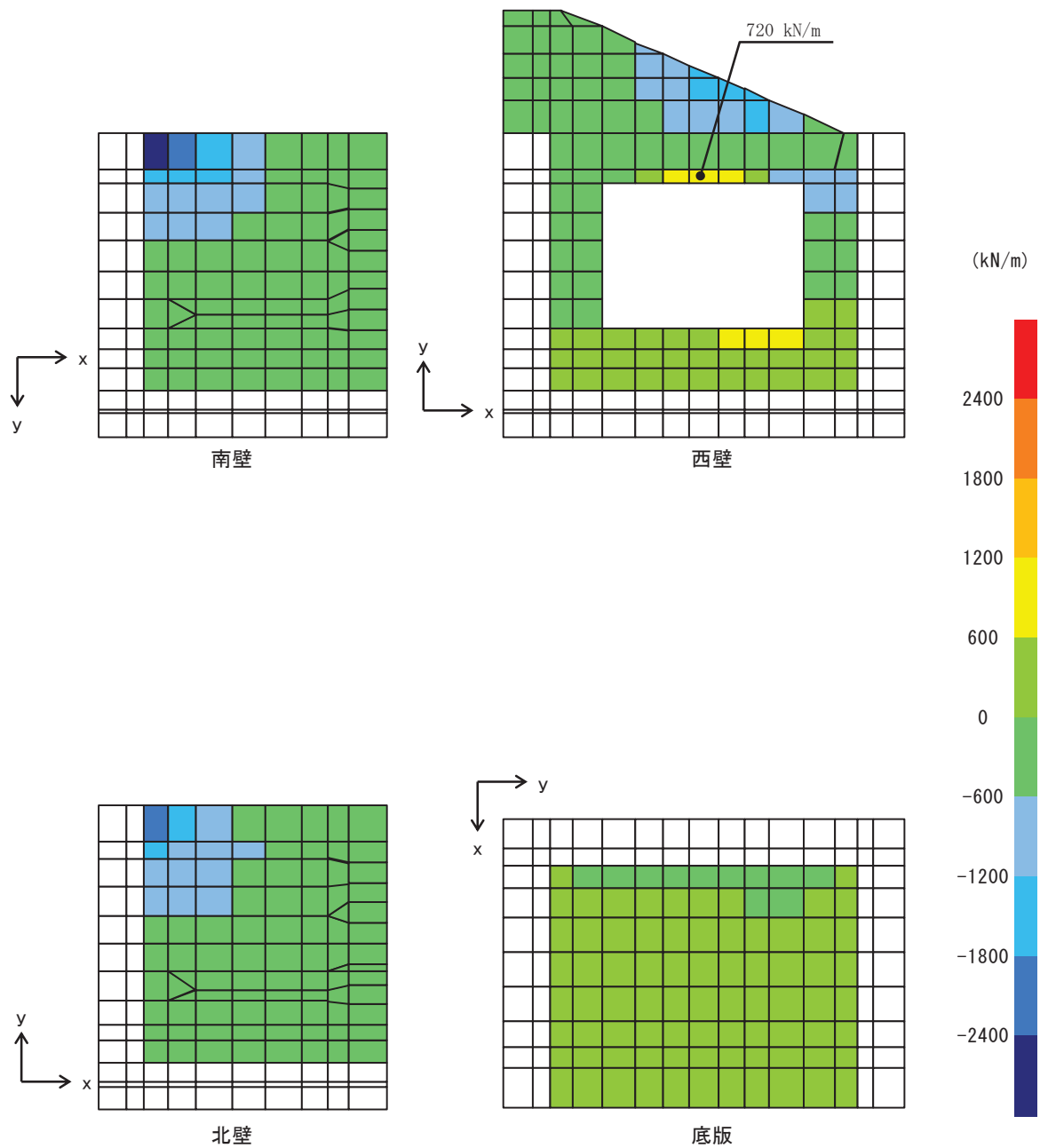


図 11.2-2 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 N_x (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

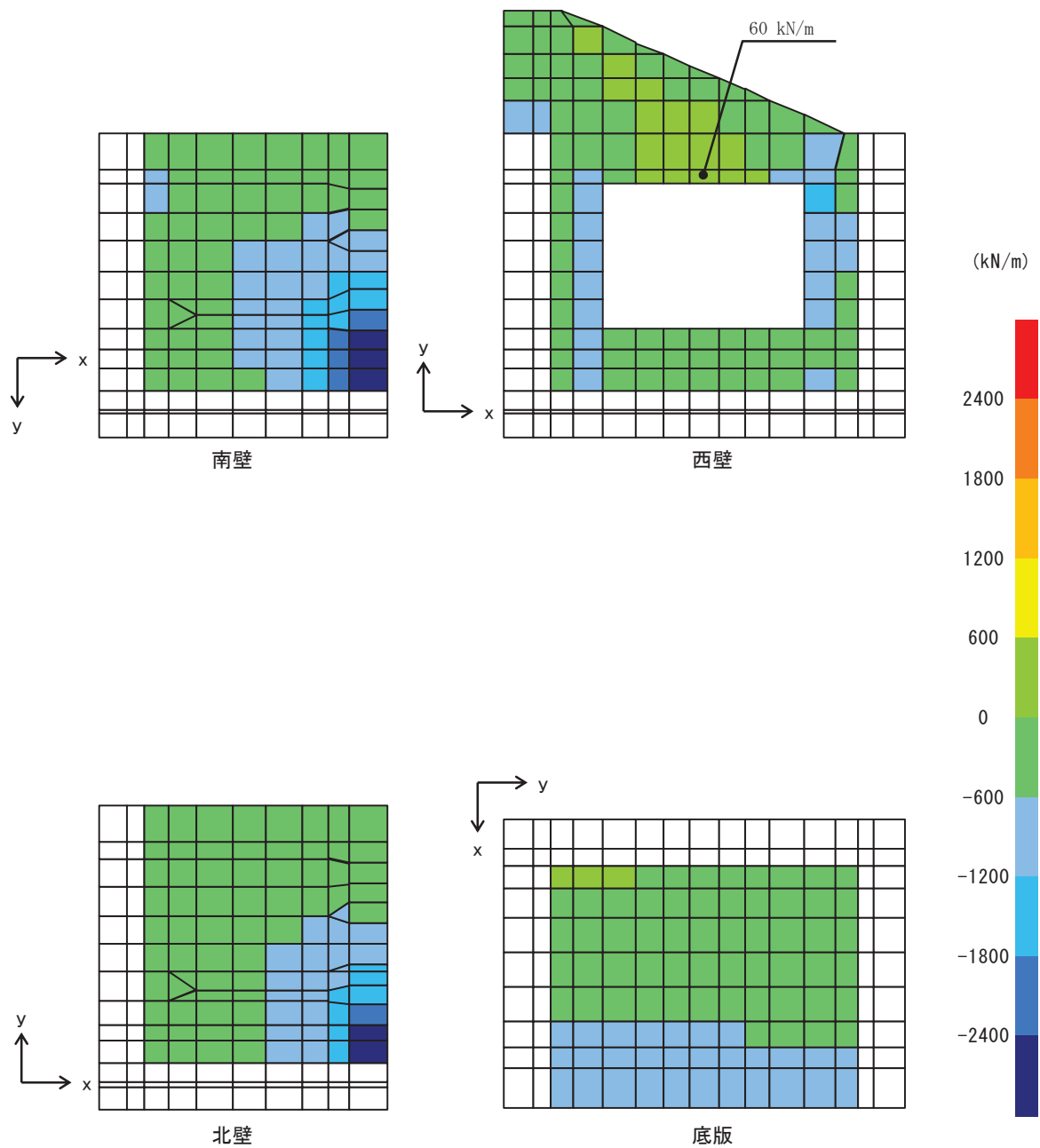


図 11.2-2 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 N_y (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

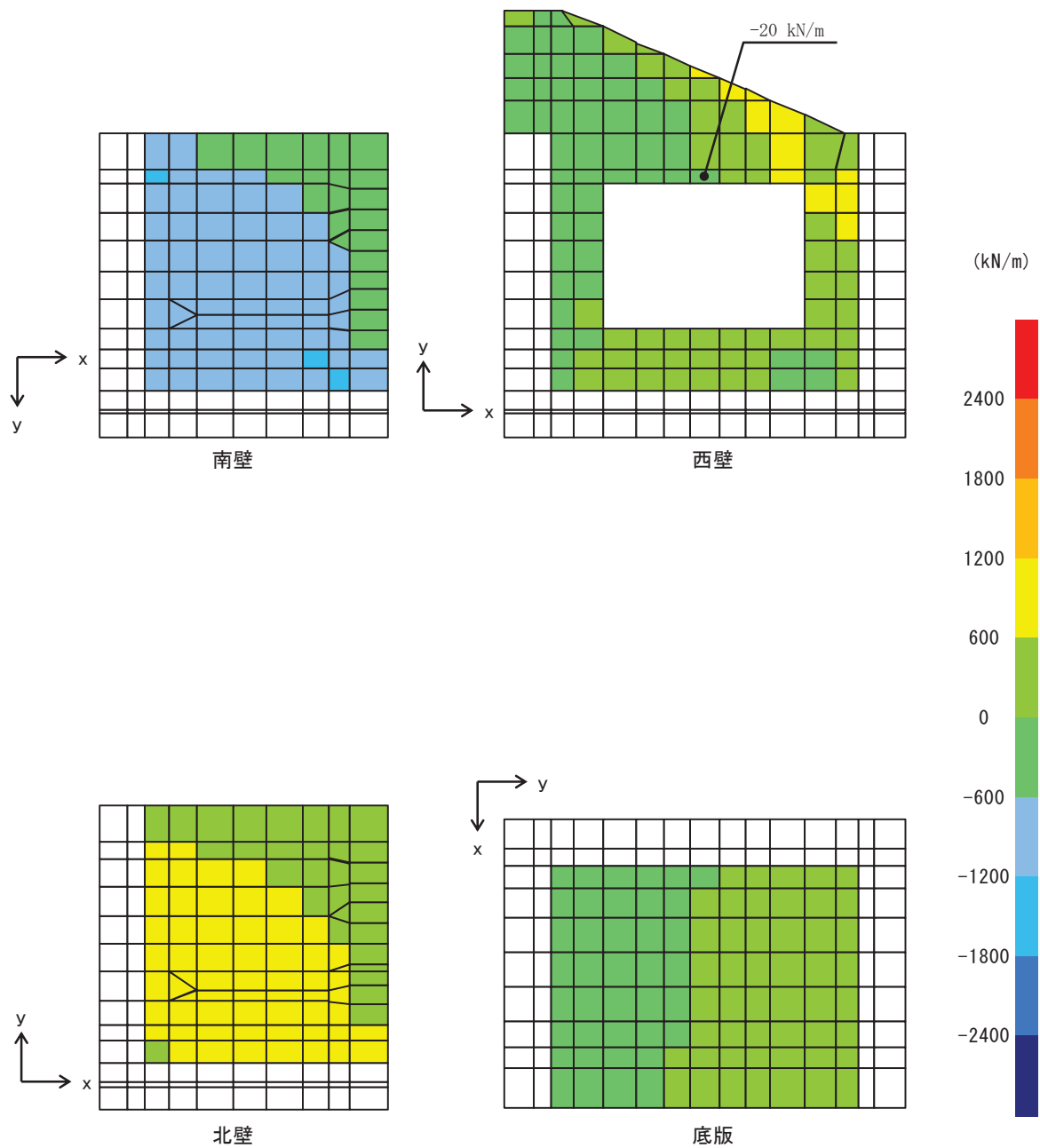


図 11.1-2 (5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 $N_x y$ (ケース③, $S_s - D_2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-2 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	S _s -D2 (-+)	2060	3495	0.59
南壁	2	③	S _s -D2 (-+)	570	3495	0.17
西壁	3	③	S _s -D2 (-+)	1807	3495	0.52
北壁	4	③	S _s -D2 (-+)	251	3495	0.08

注記*：評価位置は図 11.2-1 に示す。

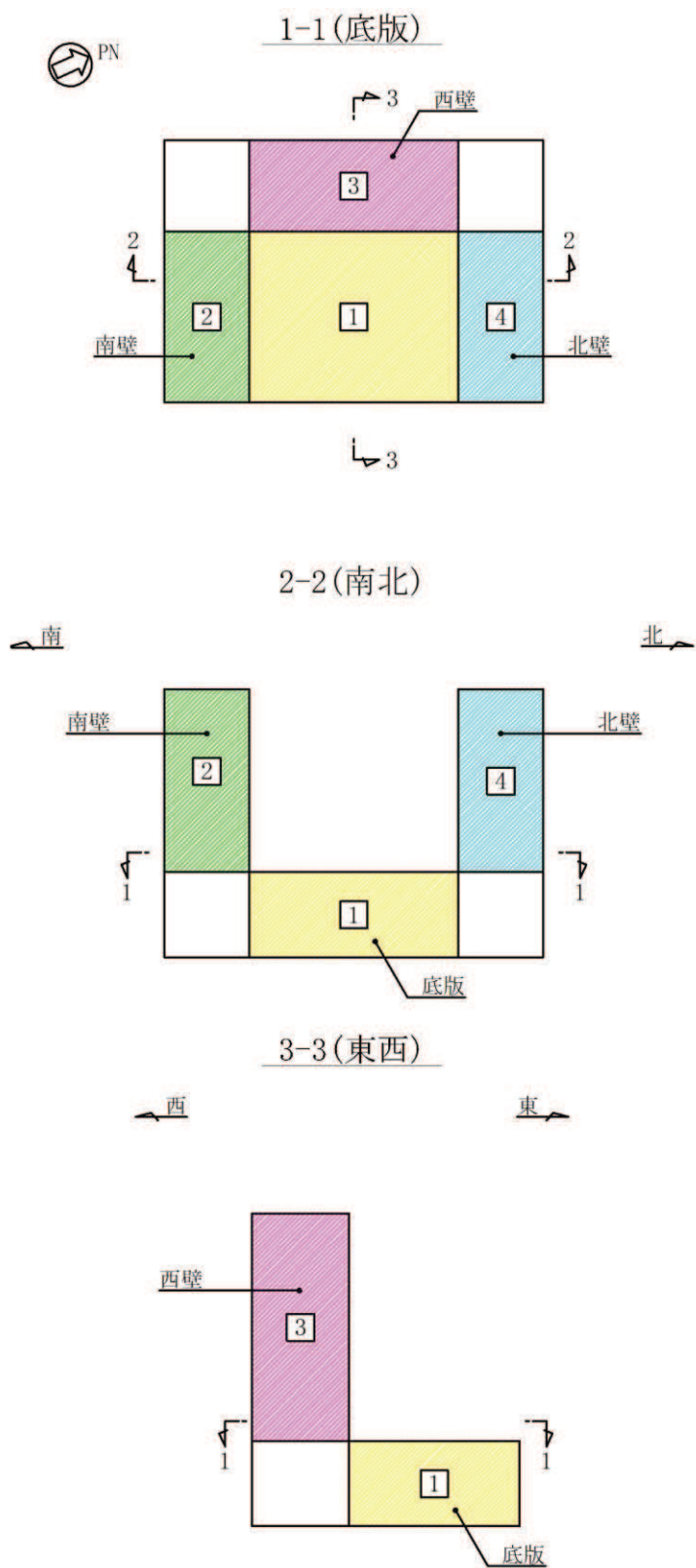


图 11.2-1 評価位置図

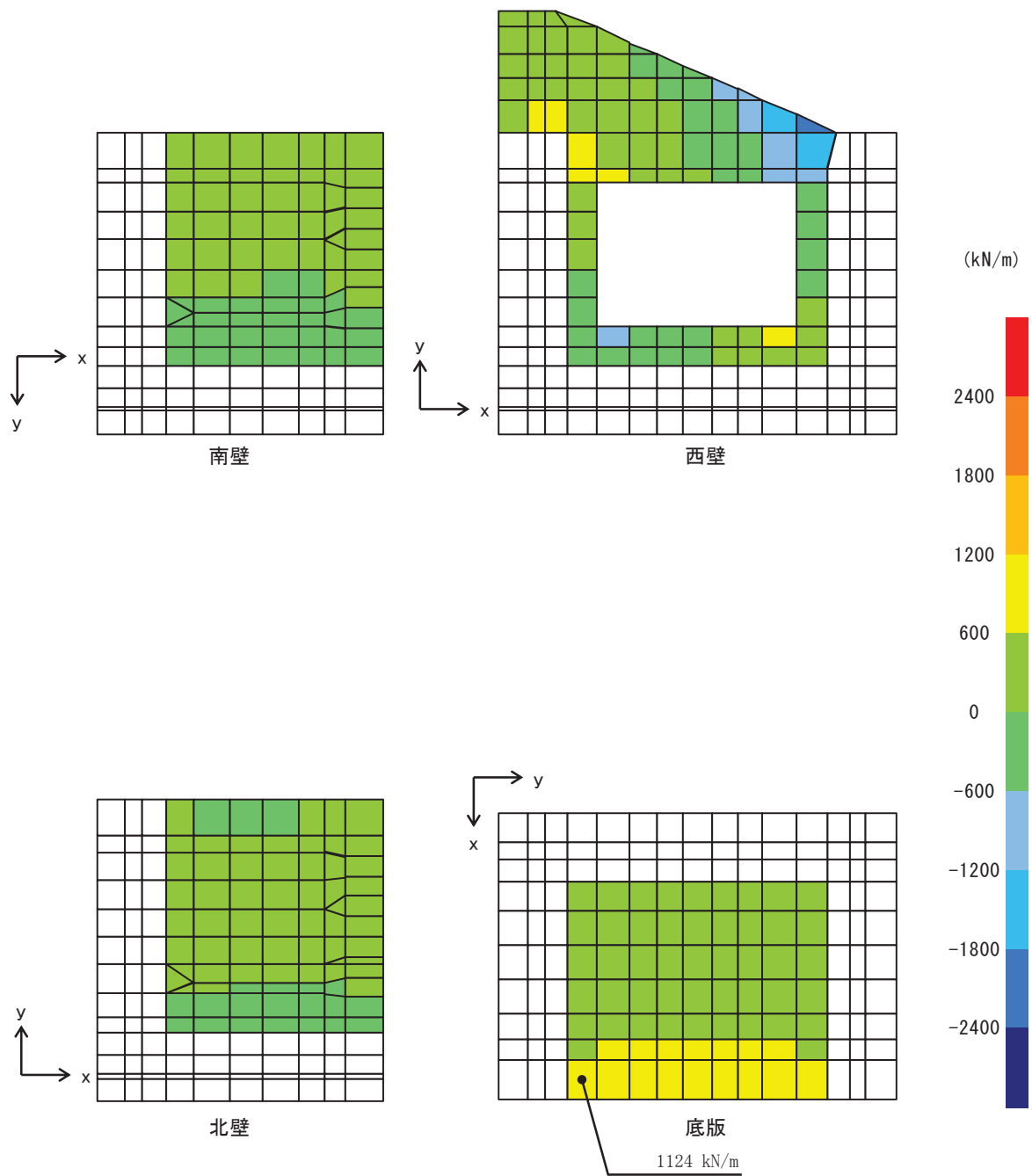


図 11.2-2 (1) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 Q_x (ケース③, $S_s-D2(-+)$, $t=13.66$ s)

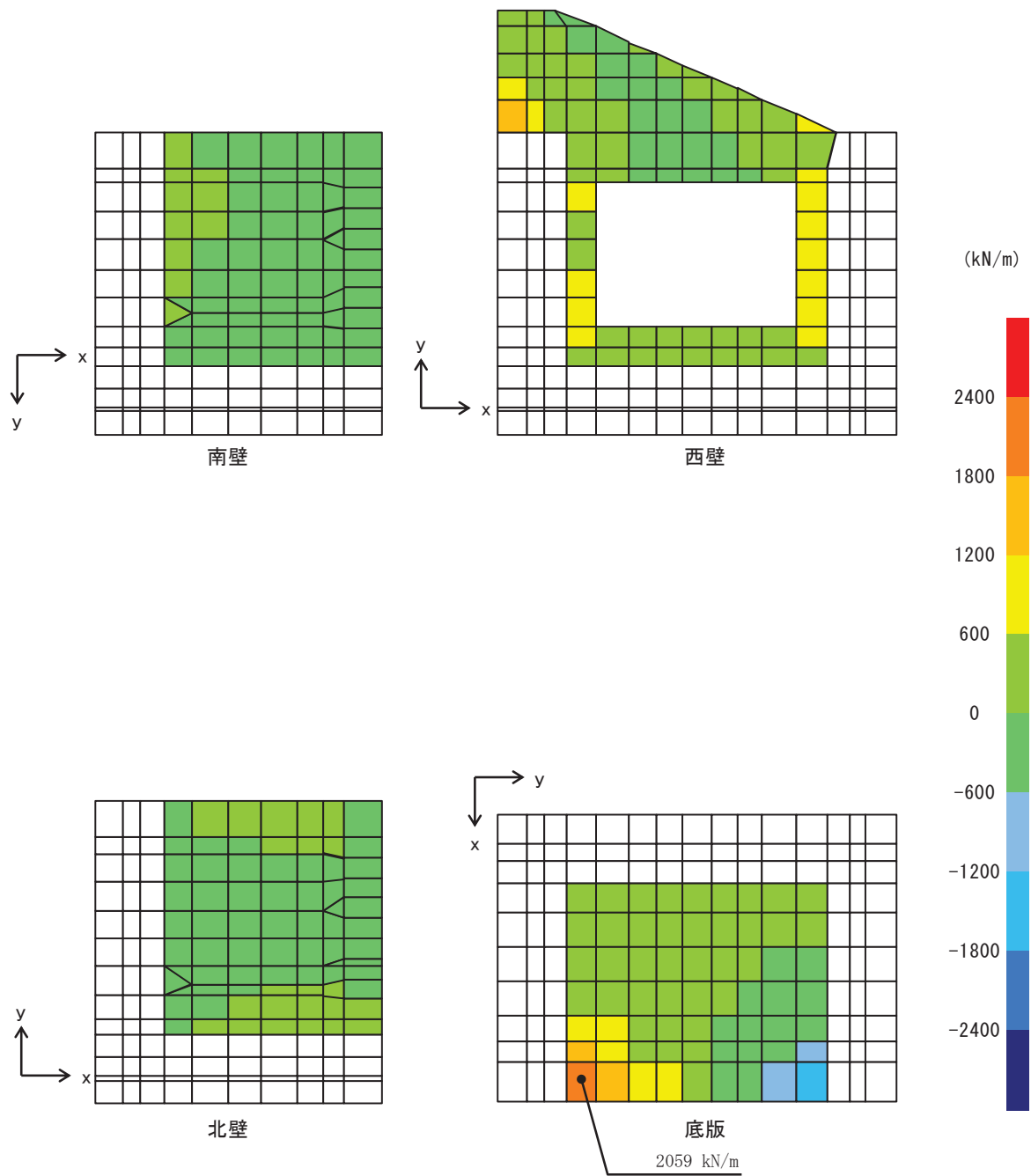


図 11.2-2 (2) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 Q_y (ケース③, $S_s - D2 (-+)$, $t = 13.66 \text{ s}$)

11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する。

11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造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11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -D1 (++)	底版	1	45.52	-879	-871	1.90	16.5	0.12
		南壁	2	45.52	965	-3255	2.70	16.5	0.17
		西壁	3	45.52	-621	-2680	2.00	16.5	0.13
		北壁	4	45.52	461	-2847	1.90	16.5	0.12
	S _s -D1 (-+)	底版	1	25.21	-719	-866	1.50	16.5	0.10
		南壁	2	25.21	856	-2967	2.40	16.5	0.15
		西壁	3	25.22	-843	-344	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	25.21	380	-2559	1.70	16.5	0.11
	S _s -D2 (++)	底版	1	13.52	-778	-606	1.70	16.5	0.11
		南壁	2	13.52	916	-3068	2.50	16.5	0.16
		西壁	3	13.52	-640	-2595	2.00	16.5	0.13
		北壁	4	13.52	420	-2654	1.80	16.5	0.11
	S _s -D2 (-+)	底版	1	13.65	-1066	-981	2.30	16.5	0.14
		南壁	2	13.65	1158	-4079	3.30	16.5	0.20
		西壁	3	13.65	-1092	-361	2.30	16.5	0.14
		北壁	4	13.65	562	-3547	2.30	16.5	0.14
	S _s -D3 (++)	底版	1	21.03	-643	-484	1.40	16.5	0.09
		南壁	2	21.04	729	-2381	2.00	16.5	0.13
		西壁	3	21.03	-488	-2226	1.60	16.5	0.10
		北壁	4	21.03	325	-1986	1.30	16.5	0.08
	S _s -D3 (-+)	底版	1	29.56	-600	-693	1.30	16.5	0.08
		南壁	2	29.56	707	-2287	1.90	16.5	0.12
		西壁	3	29.56	-463	-2026	1.50	16.5	0.10
		北壁	4	29.56	299	-1966	1.30	16.5	0.08
	S _s -F1 (++)	底版	1	18.89	-552	-390	1.20	16.5	0.08
		南壁	2	22.40	646	-2035	1.80	16.5	0.11
		西壁	3	22.40	-421	-1729	1.30	16.5	0.08
		北壁	4	22.40	260	-1734	1.10	16.5	0.07
S _s -F1 (-+)	底版	1	19.49	-580	-413	1.30	16.5	0.08	
	南壁	2	19.49	655	-1910	1.70	16.5	0.11	
	西壁	3	19.49	-437	-1899	1.40	16.5	0.09	
	北壁	4	19.49	441	-1161	1.10	16.5	0.07	

軸力：引張正

表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -F 2 (++)	底版	1	31.42	-848	-811	1.80	16.5	0.11
		南壁	2	31.42	919	-3051	2.50	16.5	0.16
		西壁	3	27.84	-602	-2360	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	31.42	447	-2691	1.80	16.5	0.11
	S _s -F 2 (-+)	底版	1	31.29	-694	-809	1.50	16.5	0.10
		南壁	2	31.29	829	-2820	2.30	16.5	0.14
		西壁	3	31.29	-583	-2218	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	31.29	361	-2417	1.60	16.5	0.10
	S _s -F 3 (++)	底版	1	28.62	-637	-464	1.40	16.5	0.09
		南壁	2	28.62	731	-2277	2.00	16.5	0.13
		西壁	3	28.62	-524	-2027	1.60	16.5	0.10
		北壁	4	28.62	534	-1404	1.30	16.5	0.08
	S _s -F 3 (-+)	底版	1	26.81	-621	-708	1.30	16.5	0.08
		南壁	2	26.81	745	-2503	2.10	16.5	0.13
		西壁	3	26.81	-700	-292	1.50	16.5	0.10
		北壁	4	26.81	314	-2140	1.40	16.5	0.09
	S _s -N 1 (++)	底版	1	7.50	-811	-653	1.70	16.5	0.11
		南壁	2	7.50	947	-3233	2.70	16.5	0.17
		西壁	3	7.51	-975	-411	2.10	16.5	0.13
		北壁	4	7.50	422	-2775	1.80	16.5	0.11
S _s -N 1 (-+)	底版	1	7.90	-886	-947	1.90	16.5	0.12	
	南壁	2	7.90	922	-3076	2.60	16.5	0.16	
	西壁	3	7.90	-480	-1951	1.50	16.5	0.10	
	北壁	4	7.90	499	-2791	1.90	16.5	0.12	
②	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.64	-964	-949	2.10	16.5	0.13
		南壁	2	13.64	1044	-3599	2.90	16.5	0.18
		西壁	3	13.64	-696	-3003	2.20	16.5	0.14
		北壁	4	13.64	524	-3182	2.10	16.5	0.13
③	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.66	-1283	-1051	2.70	16.5	0.17
		南壁	2	13.66	1366	-4646	3.80	16.5	0.24
		西壁	3	13.66	-1206	-363	2.50	16.5	0.16
		北壁	4	13.66	667	-4029	2.70	16.5	0.17

軸力：引張正

表11.3-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 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}
①	S _s -D 1 (++)	底版	1	45.53	279	531	57.50	294.0	0.20
		南壁	2	45.52	129	658	53.50	294.0	0.19
		西壁	3	45.52	-906	896	131.30	294.0	0.45
		北壁	4	45.52	184	531	49.70	294.0	0.17
	S _s -D 1 (-+)	底版	1	25.21	189	495	47.80	294.0	0.17
		南壁	2	25.21	121	701	55.70	294.0	0.19
		西壁	3	25.21	-876	584	108.00	294.0	0.37
		北壁	4	25.22	199	493	48.50	294.0	0.17
	S _s -D 2 (++)	底版	1	13.52	434	208	48.20	294.0	0.17
		南壁	2	13.52	135	815	64.30	294.0	0.22
		西壁	3	13.52	-918	743	122.00	294.0	0.42
		北壁	4	13.52	195	609	55.70	294.0	0.19
	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.65	405	682	77.60	294.0	0.27
		南壁	2	13.65	574	293	64.90	294.0	0.23
		西壁	3	13.65	-1155	804	144.70	294.0	0.50
		北壁	4	13.65	240	550	55.60	294.0	0.19
	S _s -D 3 (++)	底版	1	21.04	234	297	38.40	294.0	0.14
		南壁	2	21.03	108	626	49.70	294.0	0.17
		西壁	3	21.03	-699	713	102.80	294.0	0.35
		北壁	4	21.03	144	505	44.80	294.0	0.16
	S _s -D 3 (-+)	底版	1	29.56	123	437	38.60	294.0	0.14
		南壁	2	29.56	99	554	44.30	294.0	0.16
		西壁	3	29.56	-676	616	94.40	294.0	0.33
		北壁	4	30.15	156	411	39.60	294.0	0.14
	S _s -F 1 (++)	底版	1	22.40	88	404	33.60	294.0	0.12
		南壁	2	18.89	90	529	41.90	294.0	0.15
		西壁	3	22.40	-620	478	80.80	294.0	0.28
		北壁	4	22.40	141	379	36.30	294.0	0.13
S _s -F 1 (-+)	底版	1	19.49	250	172	31.20	294.0	0.11	
	南壁	2	19.49	80	577	44.30	294.0	0.16	
	西壁	3	19.49	-631	581	88.60	294.0	0.31	
	北壁	4	19.49	78	507	39.50	294.0	0.14	

軸力：引張正

表11.3-2(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
①	S _s -F 2 (++)	底版	1	31.42	321	498	58.80	294.0	0.20
		南壁	2	27.84	119	655	52.50	294.0	0.18
		西壁	3	31.42	-813	827	119.40	294.0	0.41
		北壁	4	27.84	189	484	47.10	294.0	0.17
	S _s -F 2 (-+)	底版	1	31.29	203	432	44.80	294.0	0.16
		南壁	2	31.29	119	705	55.80	294.0	0.19
		西壁	3	31.29	-856	587	106.60	294.0	0.37
		北壁	4	31.29	184	520	49.00	294.0	0.17
	S _s -F 3 (++)	底版	1	28.62	326	170	37.10	294.0	0.13
		南壁	2	28.62	105	641	50.50	294.0	0.18
		西壁	3	28.62	-766	558	97.60	294.0	0.34
		北壁	4	28.62	168	474	44.70	294.0	0.16
	S _s -F 3 (-+)	底版	1	26.81	123	498	42.60	294.0	0.15
		南壁	2	26.81	104	598	47.60	294.0	0.17
		西壁	3	26.81	-741	373	83.40	294.0	0.29
		北壁	4	26.81	169	400	40.00	294.0	0.14
	S _s -N 1 (++)	底版	1	7.50	446	159	45.90	294.0	0.16
		南壁	2	7.50	143	858	67.70	294.0	0.24
		西壁	3	7.50	-1015	609	120.70	294.0	0.42
		北壁	4	7.50	102	803	60.80	294.0	0.21
S _s -N 1 (-+)	底版	1	7.90	450	939	98.10	294.0	0.34	
	南壁	2	7.90	541	214	57.10	294.0	0.20	
	西壁	3	7.90	-741	827	113.80	294.0	0.39	
	北壁	4	7.90	96	451	37.30	294.0	0.13	
②	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.64	307	601	64.40	294.0	0.22
		南壁	2	13.64	141	735	59.60	294.0	0.21
		西壁	3	13.64	-989	1028	146.70	294.0	0.50
		北壁	4	13.64	206	556	53.20	294.0	0.19
③	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.66	594	824	102.20	294.0	0.35
		南壁	2	13.66	624	420	77.20	294.0	0.27
		西壁	3	13.66	-1304	740	152.20	294.0	0.52
		北壁	4	13.66	392	362	55.10	294.0	0.19

軸力：引張正

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造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11.3-3(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
①	S _s -D 1 (++)	底版	1	45.52	1318	3495	0.38
		南側壁	2	45.52	426	3495	0.13
		妻壁	3	45.52	1223	3495	0.35
		北側壁	4	45.52	179	3495	0.06
	S _s -D 1 (-+)	底版	1	25.21	1056	3495	0.31
		南側壁	2	25.21	383	3495	0.11
		妻壁	3	25.22	1225	3495	0.36
		北側壁	4	25.22	166	3495	0.05
	S _s -D 2 (++)	底版	1	13.52	1099	3495	0.32
		南側壁	2	13.52	408	3495	0.12
		妻壁	3	13.52	1234	3495	0.36
		北側壁	4	13.52	168	3495	0.05
	S _s -D 2 (-+)	底版	1	13.65	1655	3495	0.48
		南側壁	2	13.65	493	3495	0.15
		妻壁	3	13.65	1565	3495	0.45
		北側壁	4	13.65	215	3495	0.07
	S _s -D 3 (++)	底版	1	21.03	884	3495	0.26
		南側壁	2	21.03	350	3495	0.11
		妻壁	3	21.04	1036	3495	0.30
		北側壁	4	21.04	142	3495	0.05
	S _s -D 3 (-+)	底版	1	29.56	863	3495	0.25
		南側壁	2	29.56	333	3495	0.10
		妻壁	3	30.15	963	3495	0.28
		北側壁	4	30.15	130	3495	0.04
	S _s -F 1 (++)	底版	1	22.40	780	3495	0.23
		南側壁	2	22.40	311	3495	0.09
		妻壁	3	22.40	854	3495	0.25
		北側壁	4	22.40	118	3495	0.04
S _s -F 1 (-+)	底版	1	19.49	773	3495	0.23	
	南側壁	2	19.49	317	3495	0.10	
	妻壁	3	19.49	860	3495	0.25	
	北側壁	4	19.49	118	3495	0.04	

表11.3-3(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
①	S _s -F2 (++)	底版	1	31.42	1325	3495	0.38
		南側壁	2	31.42	411	3495	0.12
		妻壁	3	27.84	1193	3495	0.35
		北側壁	4	31.42	174	3495	0.05
	S _s -F2 (-+)	底版	1	31.29	1004	3495	0.29
		南側壁	2	31.29	375	3495	0.11
		妻壁	3	31.29	1170	3495	0.34
		北側壁	4	31.29	158	3495	0.05
	S _s -F3 (++)	底版	1	28.62	869	3495	0.25
		南側壁	2	28.62	342	3495	0.10
		妻壁	3	28.62	1048	3495	0.30
		北側壁	4	28.62	142	3495	0.05
	S _s -F3 (-+)	底版	1	26.81	914	3495	0.27
		南側壁	2	26.81	344	3495	0.10
		妻壁	3	26.81	1017	3495	0.30
		北側壁	4	26.81	136	3495	0.04
	S _s -N1 (++)	底版	1	7.50	1150	3495	0.33
		南側壁	2	7.50	412	3495	0.12
		妻壁	3	7.51	1412	3495	0.41
		北側壁	4	7.51	193	3495	0.06
S _s -N1 (-+)	底版	1	7.90	1384	3495	0.40	
	南側壁	2	7.90	384	3495	0.11	
	妻壁	3	7.90	1007	3495	0.29	
	北側壁	4	7.90	213	3495	0.07	
②	S _s -D2 (-+)	底版	1	13.64	1436	3495	0.42
		南側壁	2	13.64	451	3495	0.13
		妻壁	3	13.64	1309	3495	0.38
		北側壁	4	13.64	204	3495	0.06
③	S _s -D2 (-+)	底版	1	13.66	2060	3495	0.59
		南側壁	2	13.66	570	3495	0.17
		妻壁	3	13.66	1807	3495	0.52
		北側壁	4	13.66	251	3495	0.08

11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S s - D 1	(++)	1.1	30	0.04	
		(-+)	1.2		0.04	
	S s - D 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.3		0.05	
	S s - D 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.0		0.04	
	S s - F 1	(++)	0.8		0.03	
		(-+)	0.8		0.03	
	S s - F 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.0		0.04	
	S s - F 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	0.9		0.03	
	S s - N 1	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.5		0.05	
	②	S s - D 2	(-+)		1.2	0.04
	③		(-+)		1.5	0.05

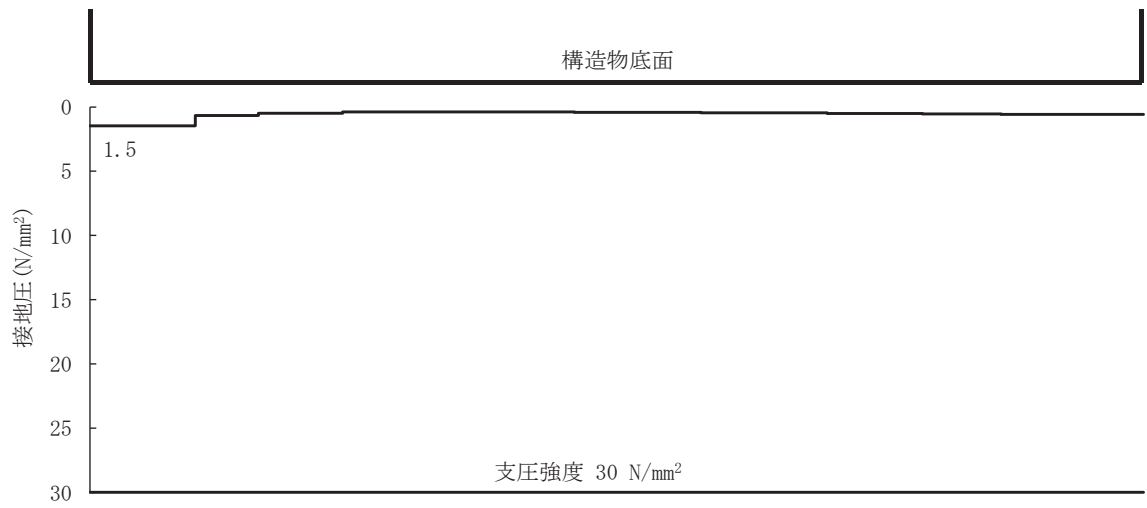


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	12
4.1 固有周期の計算方法	12
4.2 固有周期の計算条件	12
4.3 固有周期の計算結果	13
5. 構造強度評価	14
5.1 構造強度評価方法	14
5.2 荷重及び荷重の組合せ	14
5.2.1 荷重の設定	14
5.2.2 荷重の組合せ	15
5.3 許容限界	17
5.4 設計用地震力	21
5.5 計算方法	22
5.6 計算条件	39
5.7 応力計算	41
6. 評価結果	80
7. 出口側集水ピットの強度評価	82
7.1 出口側集水ピットの構造概要	82
7.2 評価方針	85
8. 強度評価方法	87
8.1 記号の定義	87
8.2 評価対象断面	88
8.3 荷重及び荷重の組合せ	89
8.3.1 荷重	89

8.3.2	荷重の組合せ	91
8.4	許容限界	93
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	93
8.5	評価方法	94
8.5.1	津波時	94
8.5.2	重畳時	127
9.	評価条件	174
10.	評価結果	175
10.1	津波時	175
10.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	175
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	180
10.2	重畳時	181
10.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	181
10.2.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	183

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

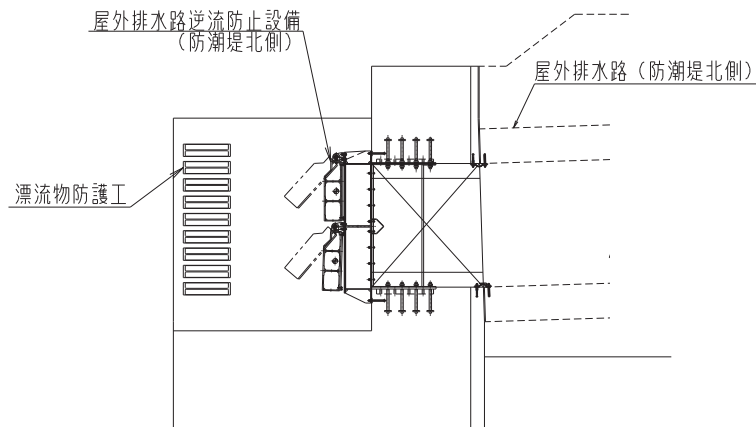
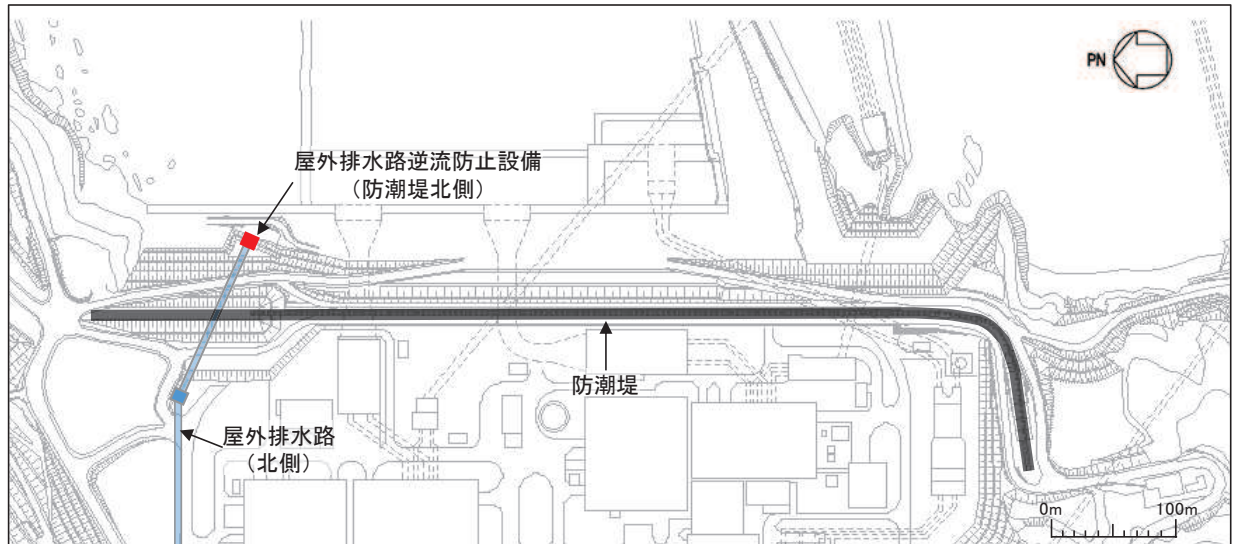


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

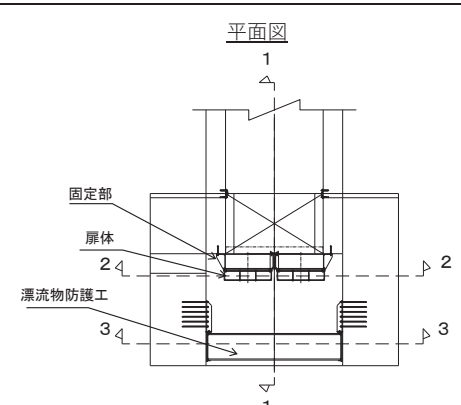
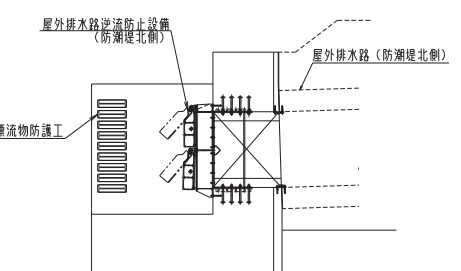
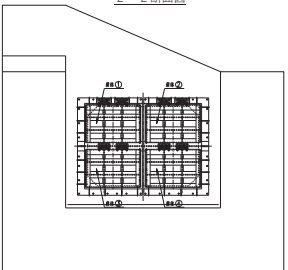
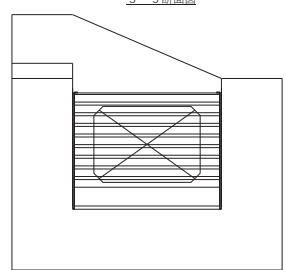
2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。	4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。	<p>平面図</p>  <p>1-1 断面図</p>  <p>2-2 断面図</p>  <p>3-3 断面図</p> 

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S d-D 2 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S d-D 2 を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する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

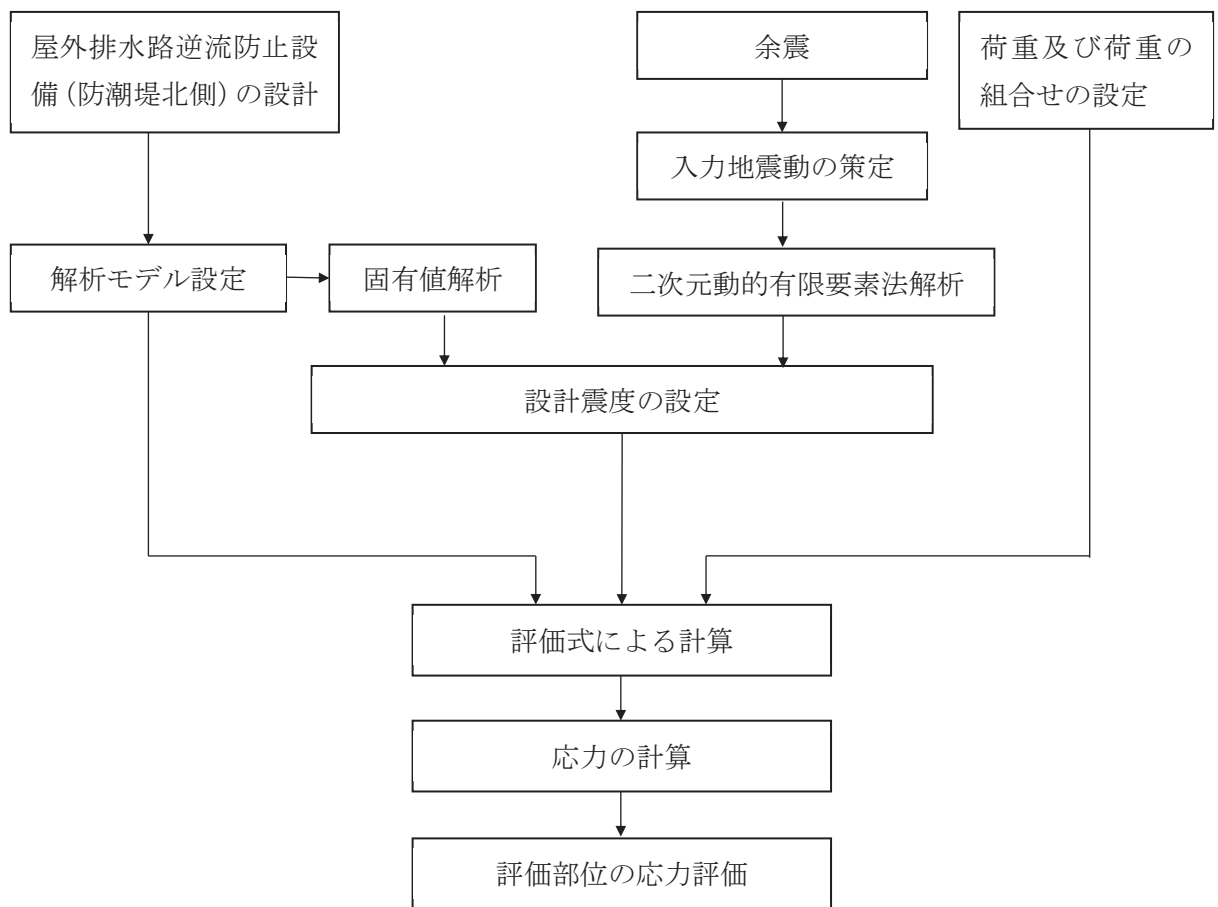


図 2.3-1 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補一
1984 (日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補一-1984 (日本電気協会)	
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) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		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み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，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。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		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)	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

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P _t	遡上津波荷重	N/mm ²
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W ₂	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
Z_4	中央支柱の断面係数	mm^3
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm^2
W_5	中央横桁に加わる地震による荷重	N
L_o	支圧板中心間	mm
B_5	水密幅	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm^3
A_{w5}	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm^2
L_6	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_6	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_6	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_6	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_7	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_{h7}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm^2
A_{b8}	取付けボルトの断面積	mm^2
P_{w8}	ヒンジ1箇所が負担する扉体の荷重	N
P_{v8}	鉛直地震力	N
P_{H8}	水平地震力	N
P_9	戸当りへ作用する荷重	N
L_s	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	戸当りへ作用する水平荷重	N
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
b_{w1}	上部戸当り支圧幅	mm
b_{w2}	側部戸当り支圧幅	mm
b_{w3}	下部戸当り支圧幅	mm
b_{w4}	中央支柱部の戸当り支圧幅	mm
S	戸当り幅（上部及び下部戸当りの最小支圧幅）	mm

表 2.5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	N
L_{b1}	防護梁のスパン長	Mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	N
l_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm ²
P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	N
P_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N)	N
P_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	N
M_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
M_{b4b}	衝突荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	N
q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
q_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
Q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力	N
Q_{b4b}	衝突荷重により生じるせん断力	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	mm
n	アンカーボルト群 1 列の本数	本

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、津波時及び重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、中央支柱、中央横桁、戸当り及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図 3-1 に示す。

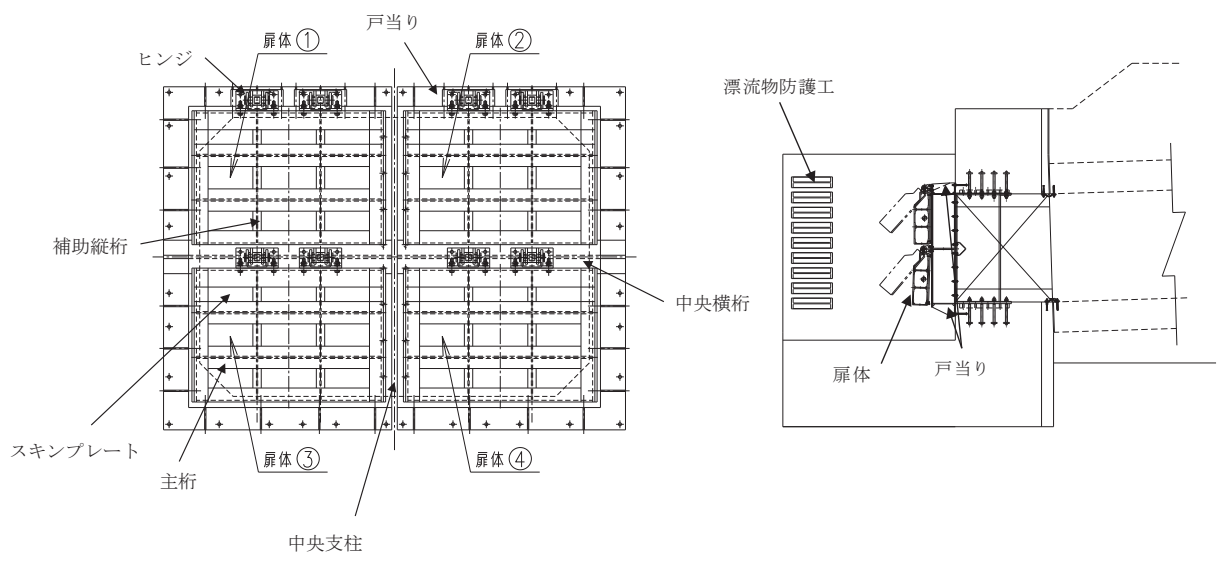
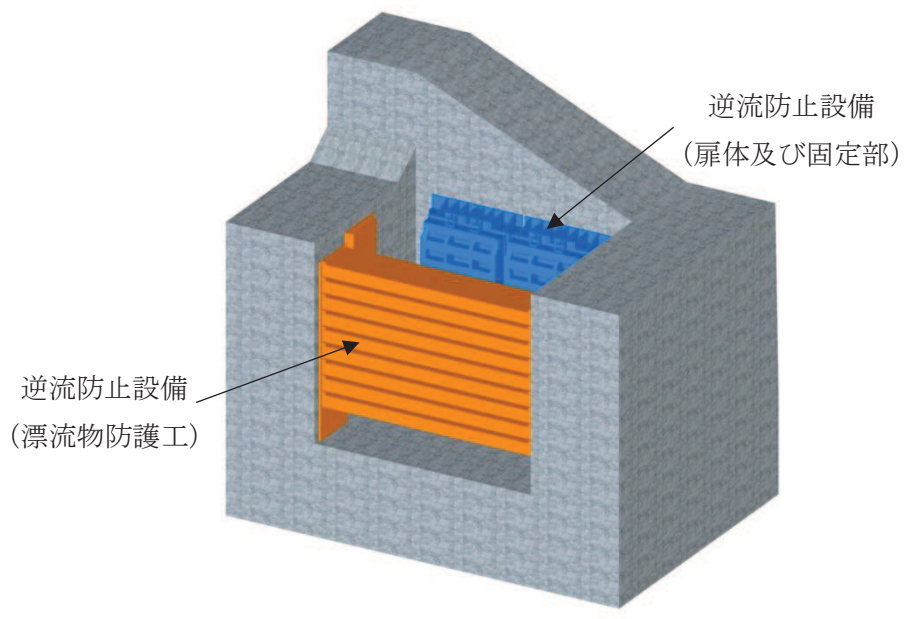


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年) 土木学会」より，単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	9.47×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。
なお、屋外排水路から流下する排水による水圧は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重（P_t）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。
なお、衝突荷重と組み合わせる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	扉体下端 の標高 (O.P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m ²)
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤北側）	24.4	0.5	11.95	6.165	310

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は扉体部の最上部とする。

衝突荷重を表 5.2-2 に示す。

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

表 5.2-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(4) 余震荷重 (K_{S_d})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-3、荷重の種別及び算定方法を表 5.2-4 示す。

表 5.2-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{S_d}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{S_d} : 余震荷重

表 5.2-4 荷重の種類及び算定方法

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	—	対象構造物に作用する機器・配管は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。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	漂流物の衝突による荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D^2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	400	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	2160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1500	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 2160/1500 = 1.44 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 400/75 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	2500	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	34300	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	10500	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 34300/10500 = 3.26 \quad \therefore A_w/A_c > 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 3.26 \div 2} = 2.15$$

$$10/K = 10/2.15 = 4.646$$

$$L/b = 2500/300 = 8.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.15 \times 8.33 - 10)) \times 1.5 = 143.8 \text{ N/mm}^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	1600	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	15000	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	7500	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 15000/7500 = 2.00 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2 \div 2} = 2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

表 5.3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁, 中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5.3-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 * : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は, 「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は，「8.5.2(1) 二次元動的解析」の結果に基づき，表5.4-1に示すとおりとする。

表 5.4-1(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (++)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6.483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向	0.8
			K_H	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①		鉛直方向	0.8
			K_V	

表 5.4-1(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.706m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向	0.9
			K_H	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①		鉛直方向	1.1
			K_V	

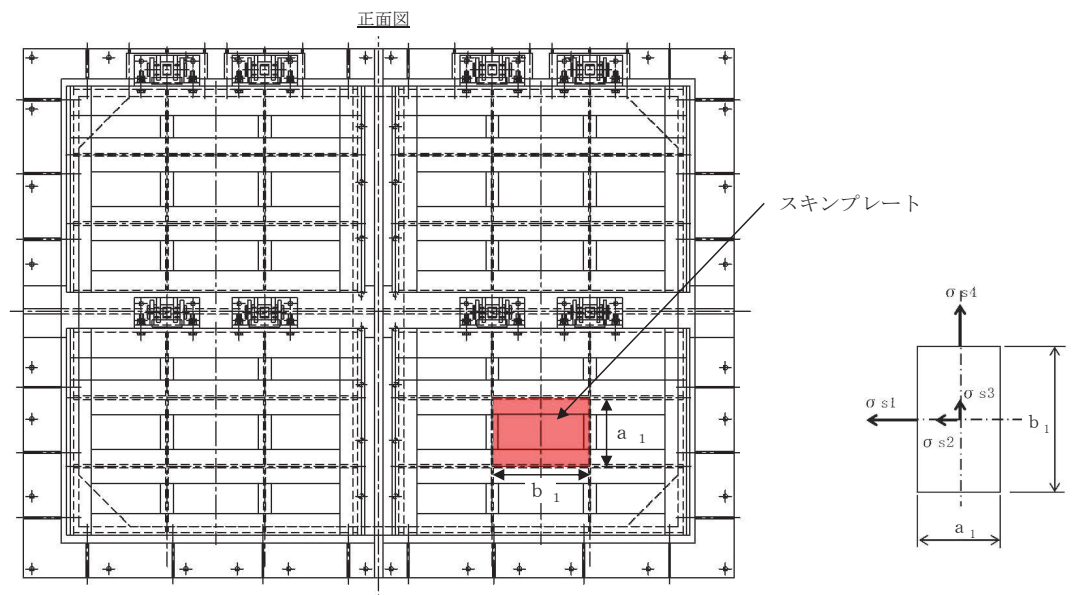
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.5-2 に、応力算定式を図 5.5-3 に示す。

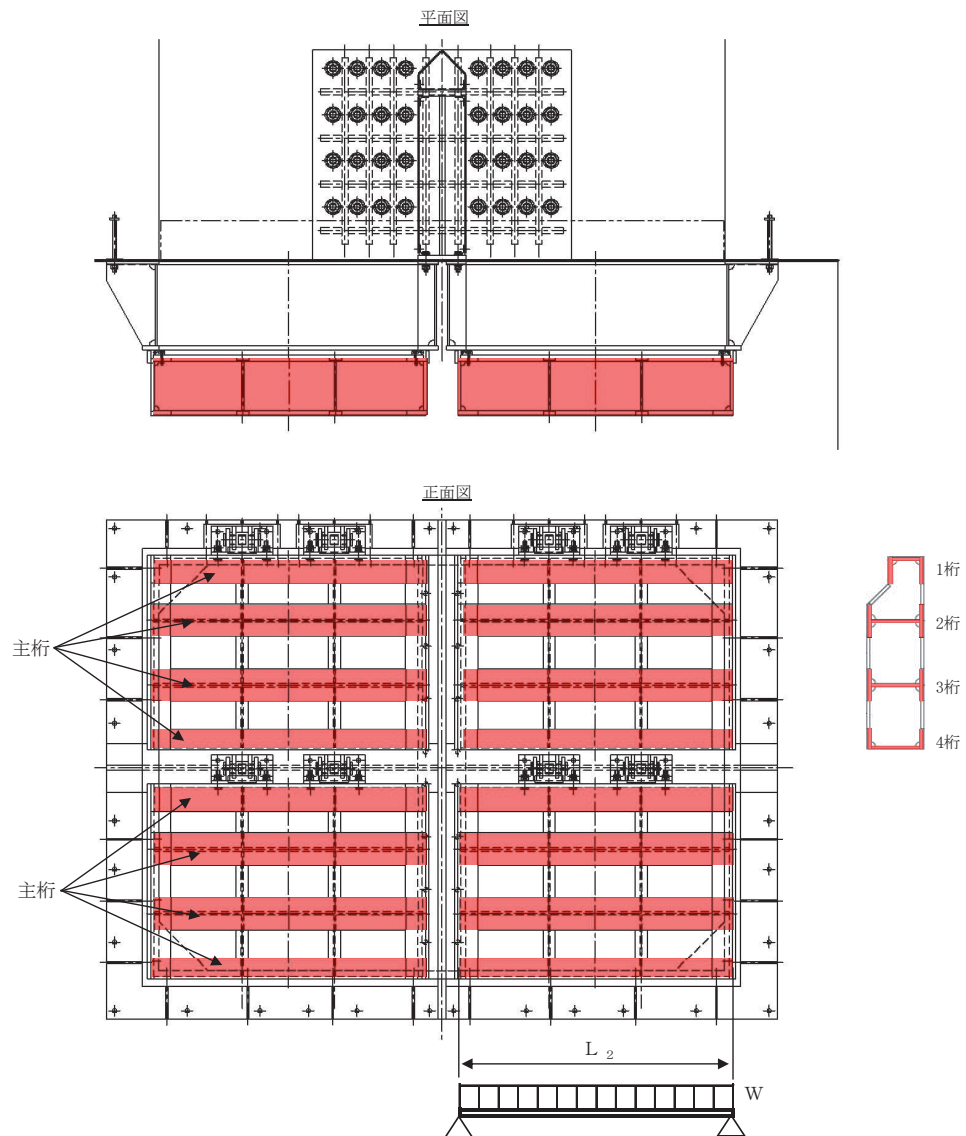


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.5-4 に，応力算定式を図 5.5-5 に示す。

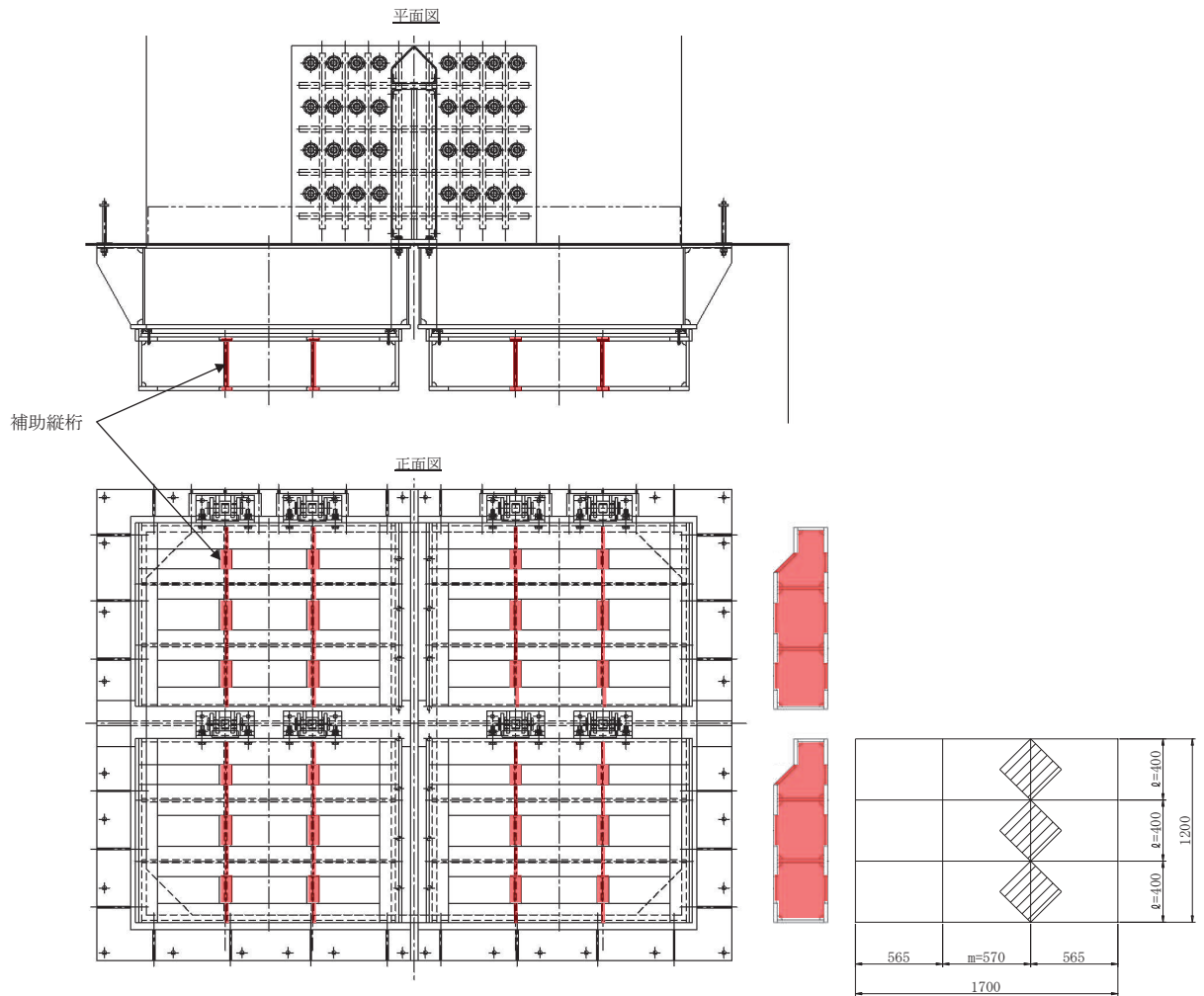


図 5.5-4 補助縦桁の構造及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

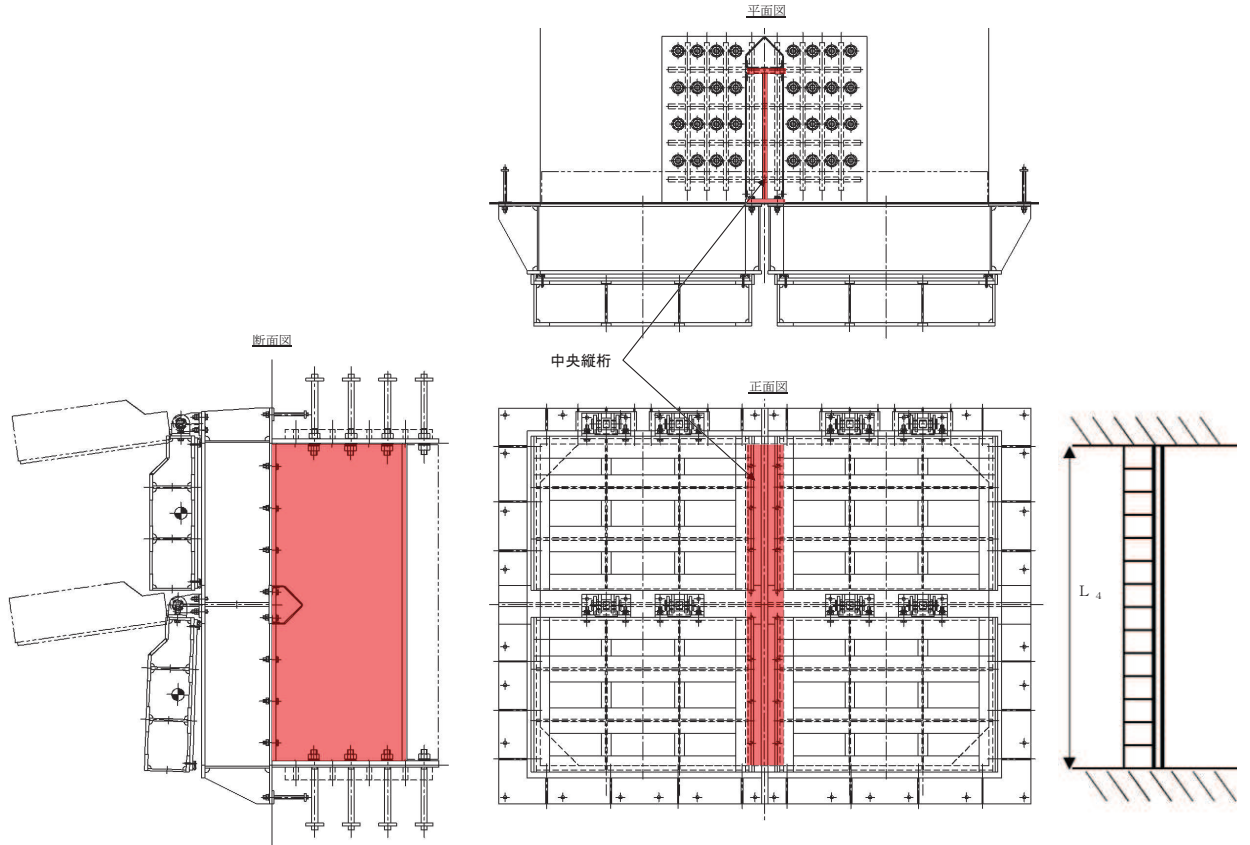
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図5.5-6に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 中央支柱に作用する分布荷重 (N/mm)

ℓ : 中央支柱固定高 (mm)

Z_3 : 中央支柱にの断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。

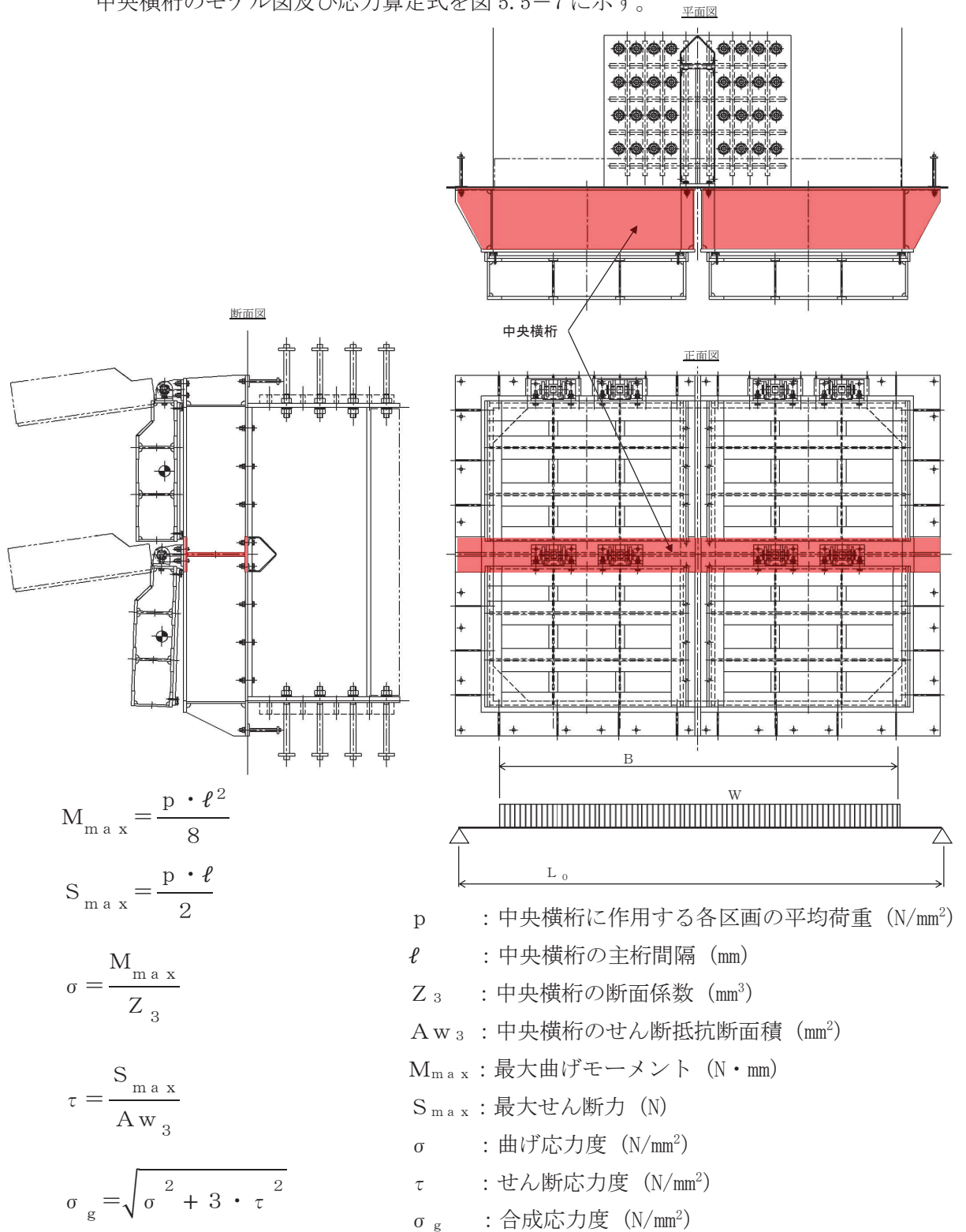
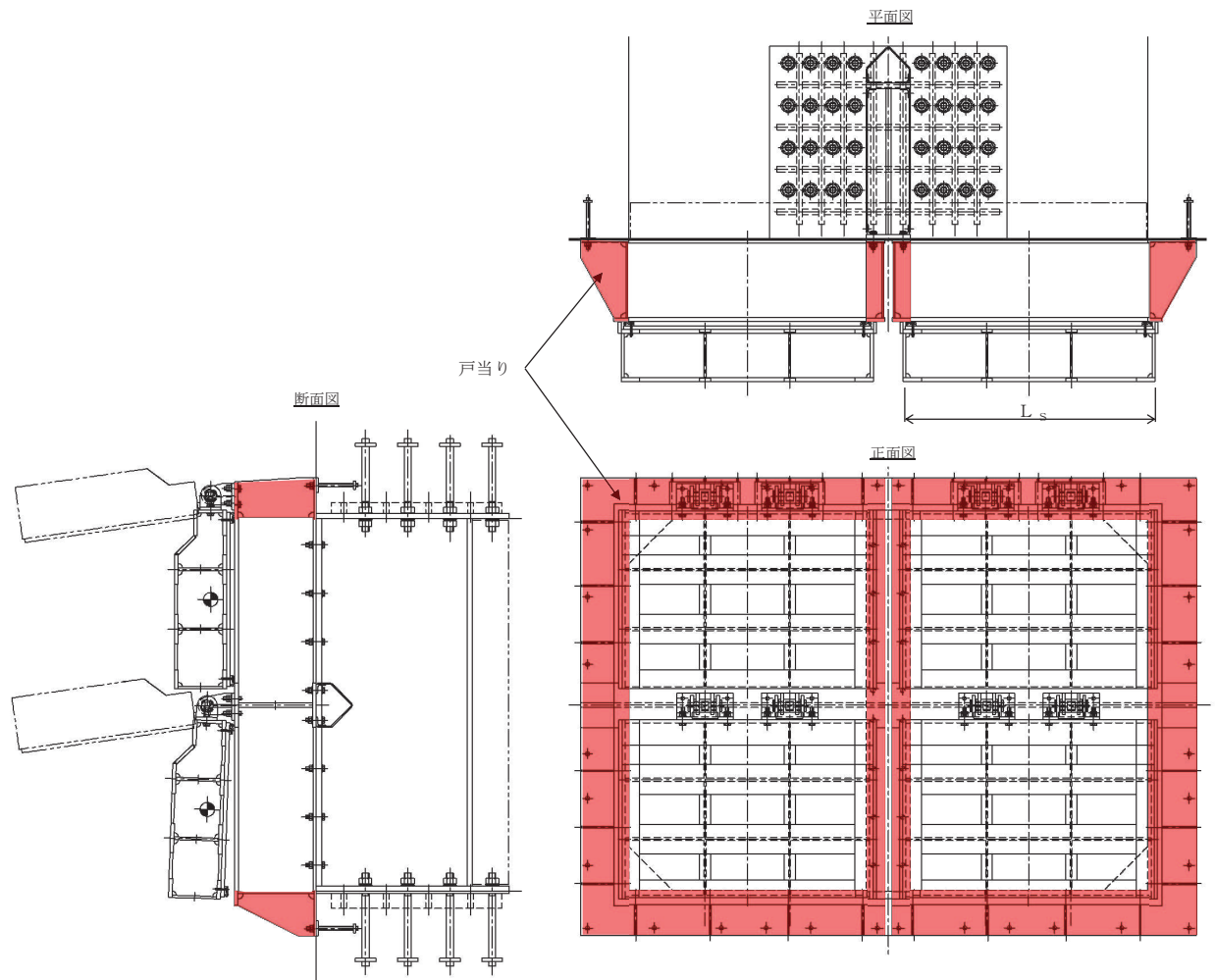


図 5.5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-8に示す。



$$\sigma = \frac{P \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

P : 戸当りへ作用する津波水压荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

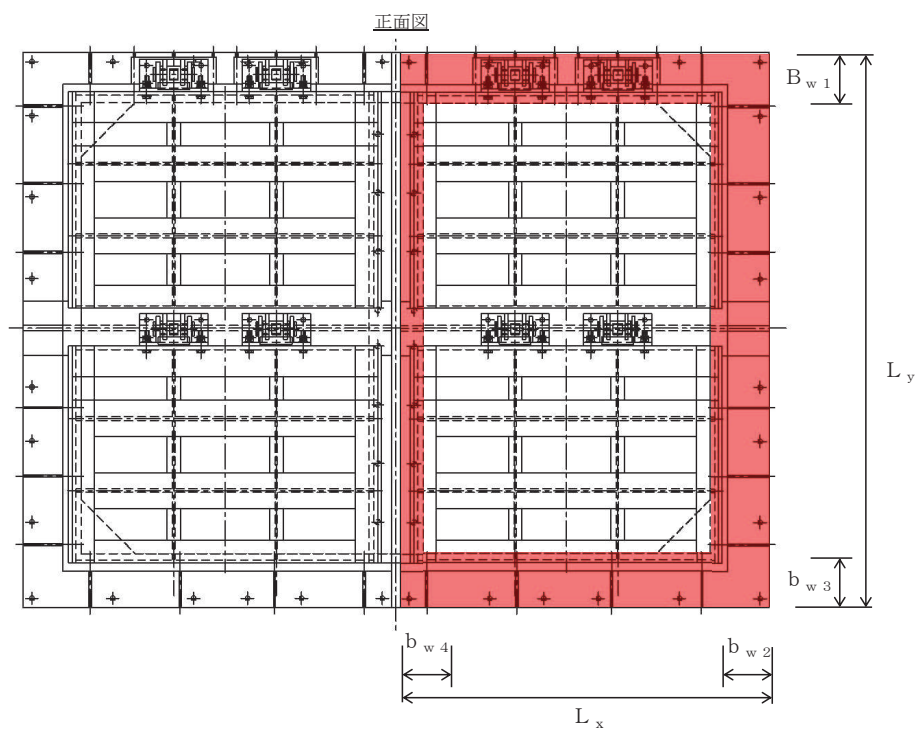
σ : 支圧応力度

図 5.5-8 戸当りのモデル図及び応力算定式

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは，コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

- q : 戸当りへ作用する水平荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- b_{w1} : 上部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w2} : 側部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w3} : 下部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w4} : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)
- σ : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.5-9 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

(8) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、津波時及び重畳時で行い、それぞれについて、曲げ応力度、せん断応力度の照査を行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、鉛直方向の評価については、津波時では防護梁の自重のみが作用すること、重畳時では余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、鉛直方向の評価は添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-10 に、応力計算式を図 5.5-11 に示す。

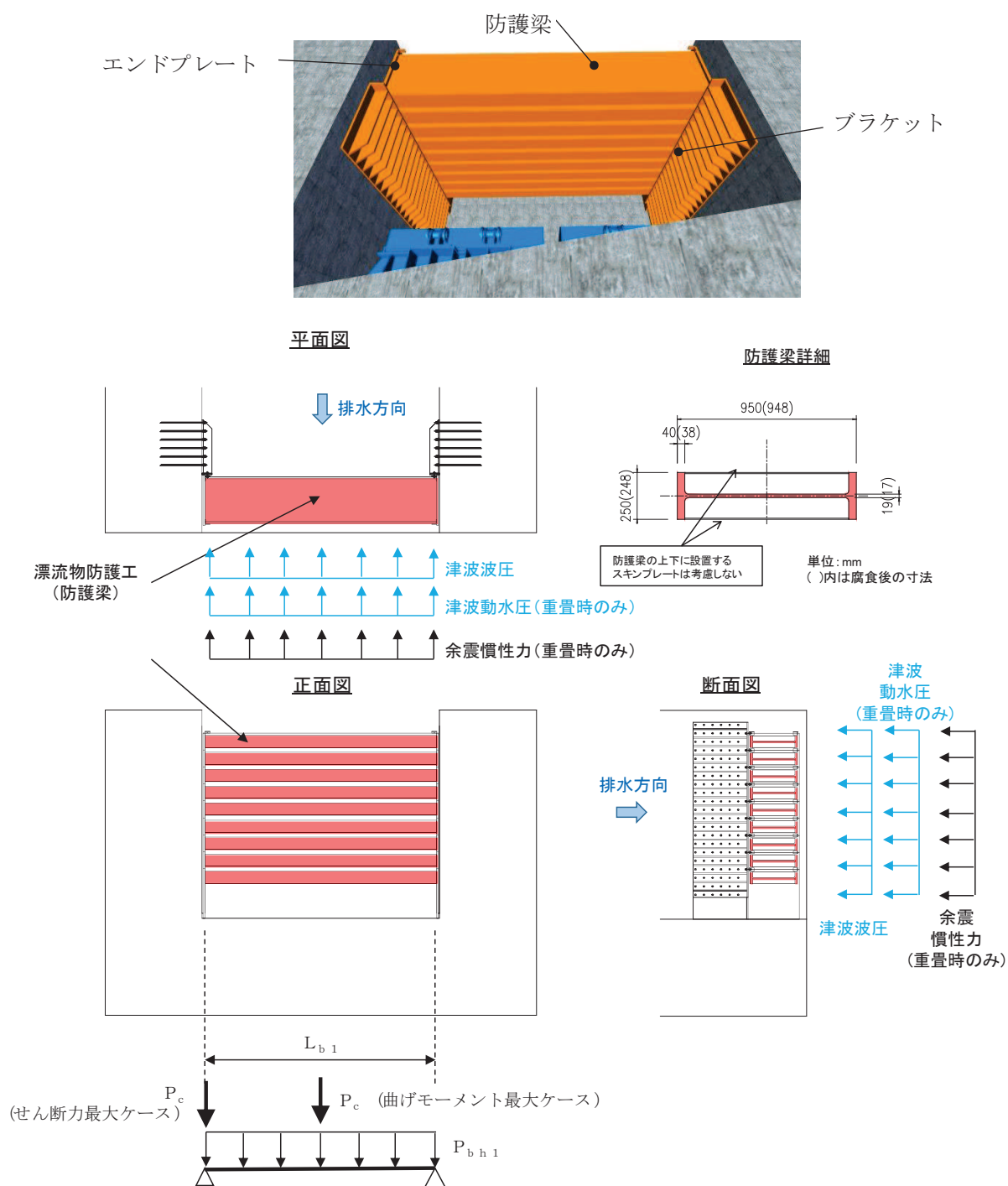


図 5.5-10 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

P_{bh1} : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

P_c : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

Z_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-11 防護梁の応力計算式

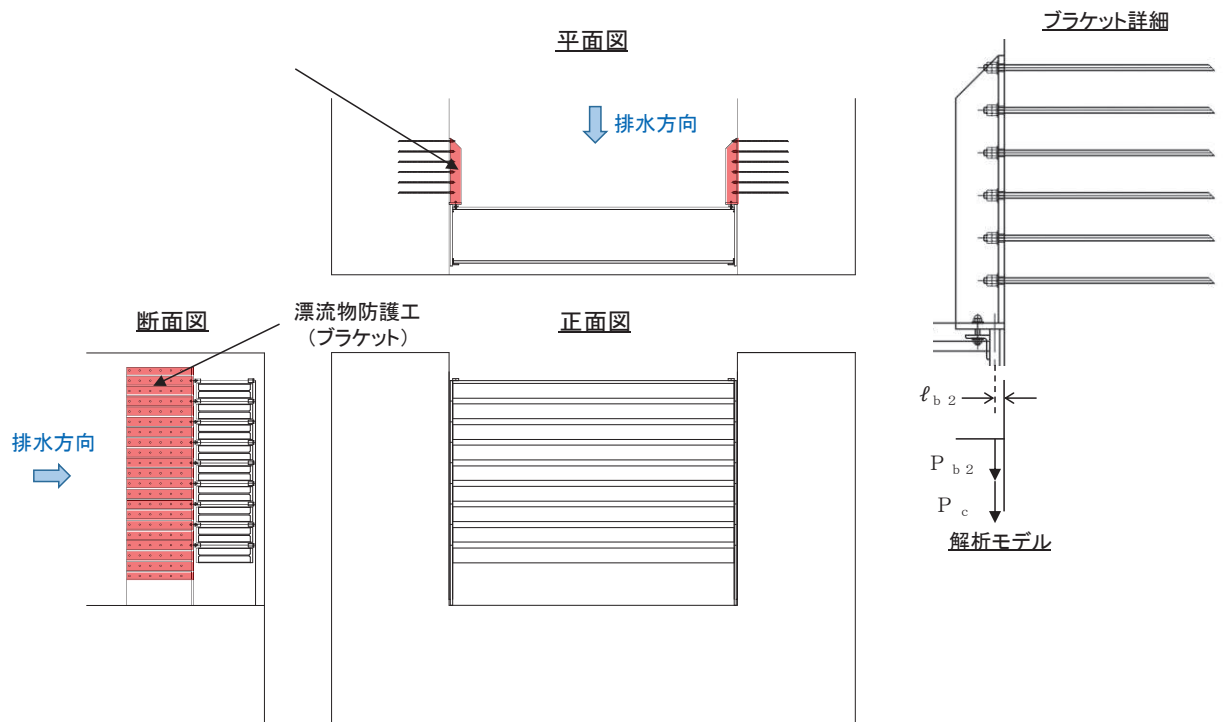
(9) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。津波時及び重畳時では海側への荷重に対してエンドプレートに溶接されたつなぎ材を介して荷重が作用する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う

なお、腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造、モデル図及び応力計算式を図 5.5-12 に示す。



$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot l_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)

P_c : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

l_{b2} : 側壁からエンドプレート
中心までの長さ (mm)

Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)

A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

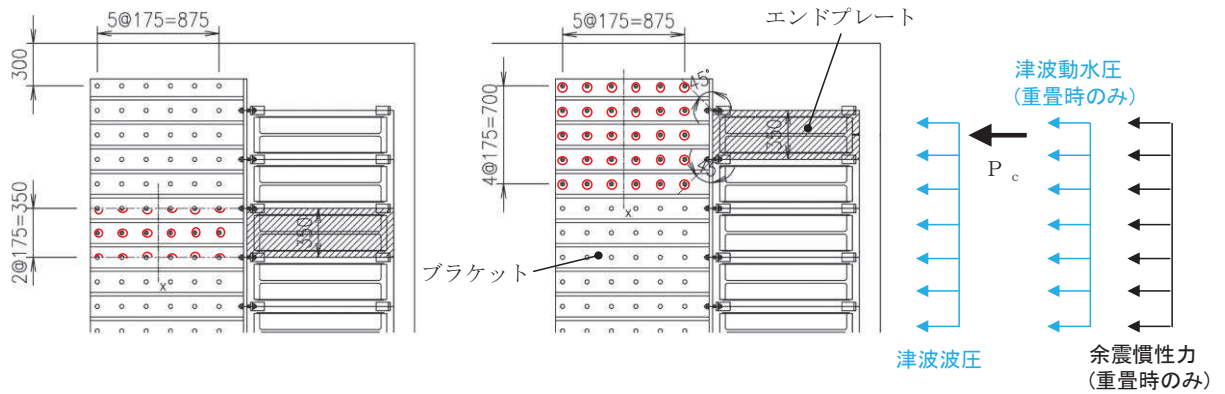
τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-12 ブラケットの構造, モデル図及び応力計算式

(10) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.5-13 の左図に示す様に，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。ただし，衝突荷重に対しては，図 5.5-13 の右図に示すように防護梁 1 本だけに作用するため，エンドプレート幅 350mm から 45° の荷重伝達を考慮して 6 本 5 列，計 30 本で抵抗するものとする。



$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

P_{b4} : アンカーボルト1本の引張力 (N)

P_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)

P_{b4b} : 衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)

M_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)

M_{b4b} : 衝突荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) (津波時のみ考慮)

q_{b4} : アンカーボルト1本のせん断力 (N)

q_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)

q_{b4b} : 衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

Q_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 (N)

Q_{b4b} : 衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

Z_{b4} : アンカーボルト群1列の断面係数 (mm)

n : アンカーボルト群1列の本数 (本)

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)

q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-13 アンカーボルトの構造図

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b/a) に よる係数 k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	43.94	400	570	25	0.48
2~3桁	43.94	400	570	25	0.48
3~4桁	43.94	400	570	25	0.48

区画	主桁に作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	96	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	192	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	96	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
4.8×10 ⁻¹	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

中央支柱に作用する 荷重 w ₄ (N/mm)	中央支柱固定高 L ₄ (mm)	中央支柱の断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)
864.0	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴

中央横桁に作用する 荷重 w ₅ (N/mm)	中央横桁の 支間長 L ₅ (mm)	中央横桁の断面係数 Z ₅ (mm ³)	中央横桁の せん断抵抗断面積 A _{w5} (mm ²)
626.4	1600	4.897727×10 ⁶	1.50×10 ⁴

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する荷重 P (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の板厚 L_c (mm)	戸当りへ作用する水平荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.480	1220	12	1.32	1710	1670

上部戸当り支圧幅 b_{w1} (mm)	側部戸当り支圧幅 b_{w2} (mm)	下部戸当り支圧幅 b_{w3} (mm)	中央支柱部の戸当り支圧幅 b_{w4} (mm)	戸当り幅 S (mm)
275	325	300	125	275

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1} (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平(強軸)方向の断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
(津波時)20.58 (重畳時)117.2	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

ブラケットに作用する水平力 P_{b2} (N)	側壁からエンドプレート中心までの長さ l_{b2} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 A_{wb2} : (mm ²)
(津波時) 50.4×10^3 (重畳時) 287.1×10^3	40	14.67×10^6	50.6×10^3

衝突荷重以外の荷重により生じる 曲げモーメント M_{b4a} (N・mm)	衝突荷重により生じる 曲げモーメント M_{b4b} (N・mm)
(津波時) 2.016×10^6 (重畳時) 11.5×10^6	80×10^6

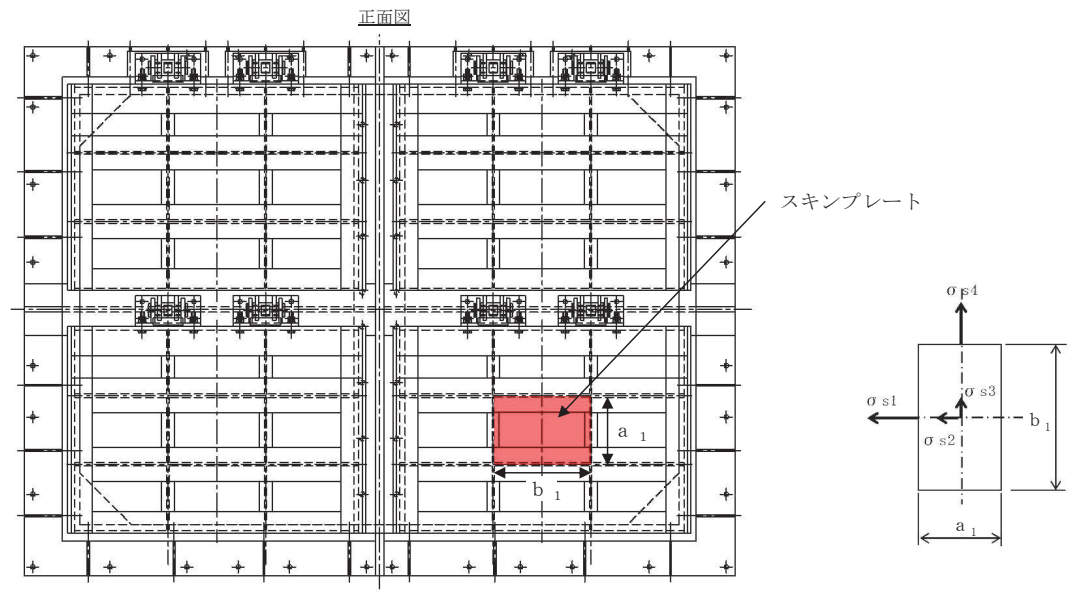
衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 Q_{b4a} (N)	衝突荷重により生じるせん断力 Q_{b4b} (N)	アンカーボルト群1列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群1列の本数 n (本)
(津波時) 50.4×10^3 (重畳時) 287.1×10^3	400×10^3	1225	6

5.7 応力計算

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメントより算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として、津波荷重と地震（余震）荷重を考慮して、以下の式により計算する。

$$P_1 = P_2 + P_3$$

$$P_2 = p + p_1$$

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	kN/m^2
P_2	津波荷重	—	kN/m^2
P_3	余震荷重	—	kN/m^2
ρ	海水密度	1.03	g/cm^3
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
p	津波波圧	310	kN/m^2
p_1	動水圧	150	kN/m^2
w_1	扉体質量（4 門分）	58.83990	kN
w_2	戸当り質量（2 組分）	44.12993	kN
w_3	中央支柱質量	44.12993	kN
$K h$	水平震度	0.8	—
A	扉体面積（4 門分）	9.396×10^6	mm^2

津波荷重

$$P_2 = p + p_1 = 310 + 150 \text{ kN/m}^2 = 460 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot \mu - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 11.95 - (6.165 - 0.50)) \\ = 304.894 \text{ kN/m}^2 = 310 \text{ kN/m}^2$$

地震（余震）荷重

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2 + w_3) \div A$$

$$= 0.8 \times (58.83990 + 44.12993 + 44.12993) \div 9.396 \times 10^6 = 12.5245 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_2 + P_3 = 460 + 20 = 480 \text{ kN/m}^2$$

b. 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数	—	N/mm ²
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	25	mm
σ_a	SUS304 の許容引張応力度	103	N/mm ²

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。各区間の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-2、スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 k の値

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a ₁ (mm)	b ₁ (mm)	b ₁ / a ₁	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1～2桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25
2～3桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25
3～4桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25

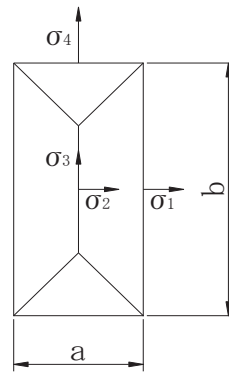


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

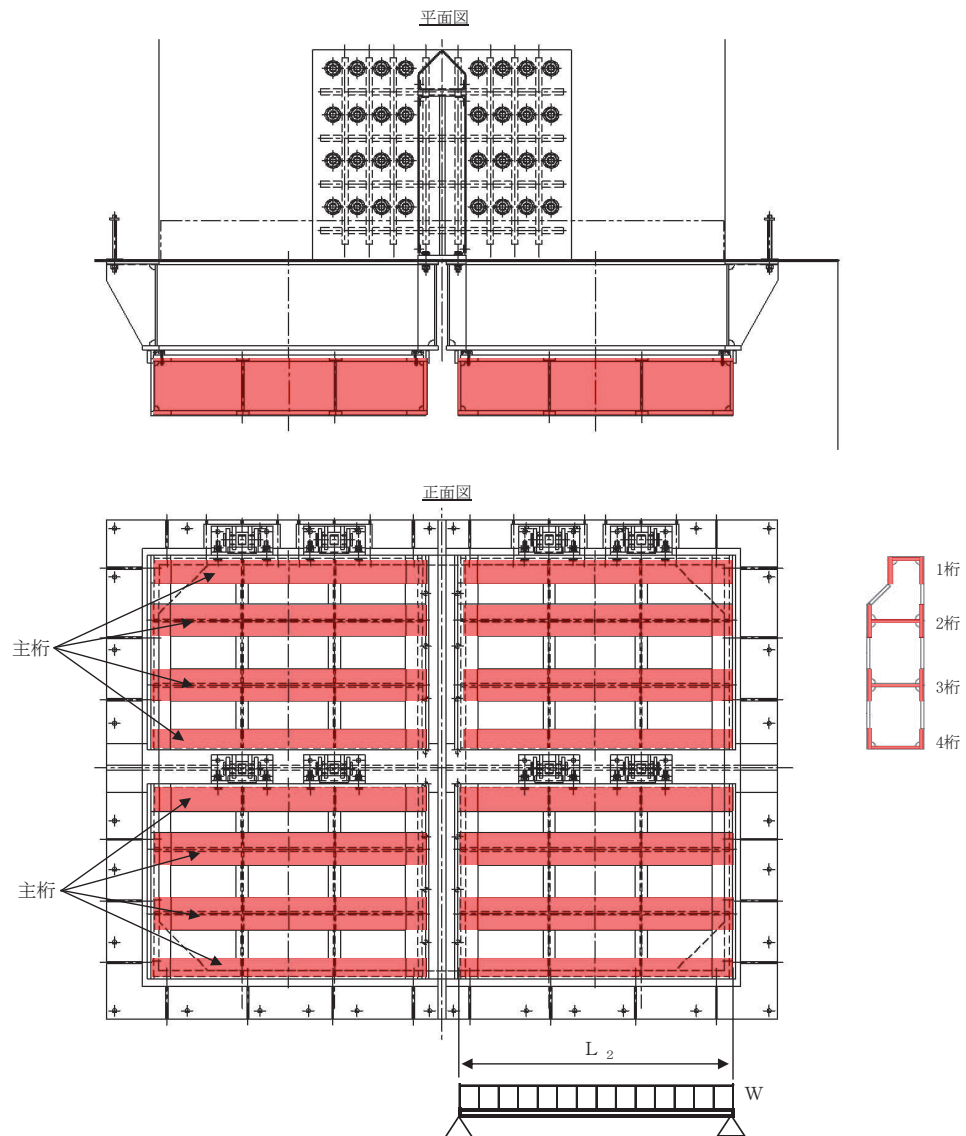
以上により,

$$\sigma = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 43.94 \cdot 400^2 \cdot \frac{0.48}{25^2} = 54.00 \text{N/mm}^2$$

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する水平地震荷重	480	kN/mm ²
H	主桁の最大間隔	0.400	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{0.400}{2} = 96 \text{ kN/m} = 96 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 480 \times \frac{0.400}{2} \times 2 = 192 \text{ kN/m} = 192 \text{ N/mm}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
L_2	主桁支間長	1700	mm

よって,

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{96 \times 1700^2}{8} = 34680000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{192 \times 1700^2}{8} = 69360000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{96 \times 1700}{2} = 81600.0 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{192 \times 1700}{2} = 163200.0 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり, 主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-4 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-220×170×20/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(220^3 \times 170 - 170^3 \times 150)}{220} = 8.130379 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{mm}^2$$

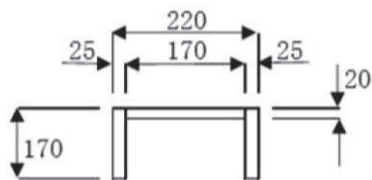


図 5.7-4 (1) 主桁 (1 桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁 (2, 3 桁) 断面性能

使用部材 PLH-350×200×20/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{350^3 \times 200 - 300^3 \times 180}{350} \right) = 1.769048 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

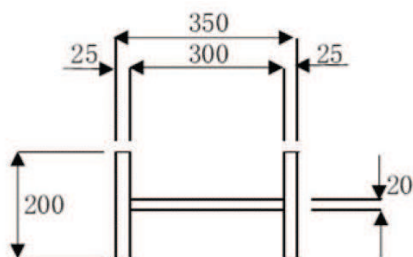


図 5.7-4 (2) 主桁 (2, 3 桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁 (4 桁) 断面性能

使用部材 PLH-350×125×15/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{350^3 \times 125 - 300^3 \times 110}{350} \right) = 1.137798 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{mm}^2$$

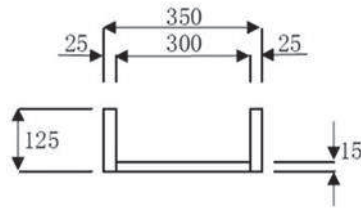


図 5.7-4 (3) 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	34680000	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	69360000	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	34680000	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	81600.0	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	163200.0	N
	最大せん断力 (4 桁)	81600.0	N
Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	8.130379×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	1.769048×10^6	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	1.137798×10^6	mm ³
Aw_2	主桁のせん断抵抗断面積 (1 桁)	3.40×10^3	mm ²
	主桁のせん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	6.00×10^3	mm ²
	主桁のせん断抵抗断面積 (4 桁)	4.50×10^3	mm ²

以上により,

曲げ応力度

1桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{34680000}{8.130379 \times 10^5} = 42.66 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{69360000}{1.769048 \times 10^6} = 39.21 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{34680000}{1.137798 \times 10^6} = 30.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{81600}{3.40 \times 10^3} = 24.00 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{163200}{6.00 \times 10^3} = 27.20 \text{ N/mm}^2$$

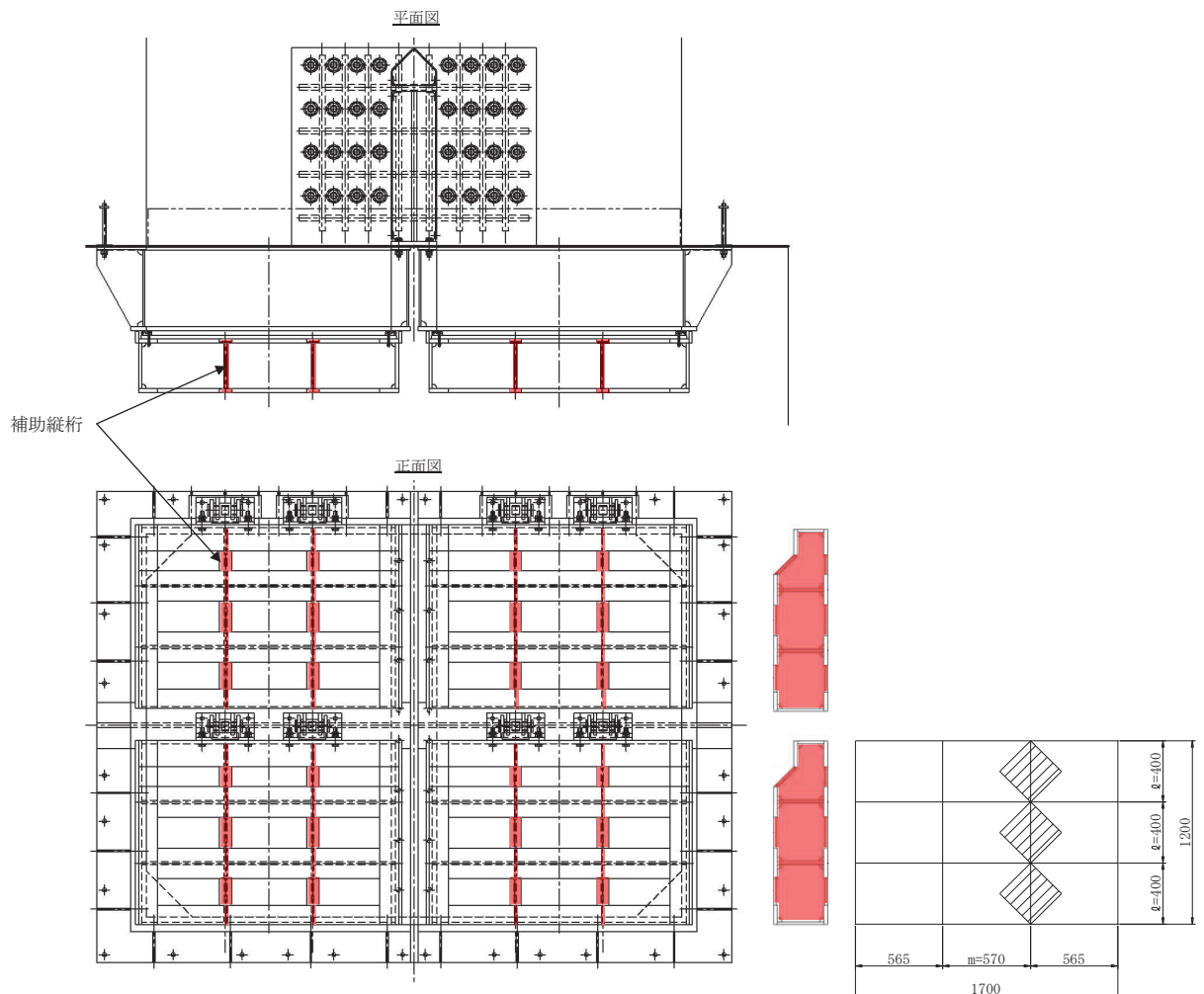
4桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{81600}{4.50 \times 10^3} = 18.14 \text{ N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-5 示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_3}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

図 5.7-5 補助縦桁のモデル図及び応力算定式（単位：mm）

a. 発生荷重

補助縦桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$p = P1 + P2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 補助縦桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	—	kN/m ²
P1	津波荷重	460	kN/m ²
P2	地震（余震）荷重	20	kN/m ²

$$p = P1 + P2 = 460 + 20 = 480 \text{ kN/m}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M _{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S _{max}	最大せん断力	—	N
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	0.480	N/mm ²
ℓ	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	400	mm

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.48 \times 400^3}{12} = 2560000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.48 \times 400^2}{4} = 19200.0 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-220×75×12/20(SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{220^3 \times 75 - 180^3 \times 63}{220} \right) = 3.266545 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

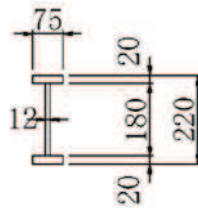


図 5.7-6 補助縦桁の断面形状 (単位: mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_3}$$

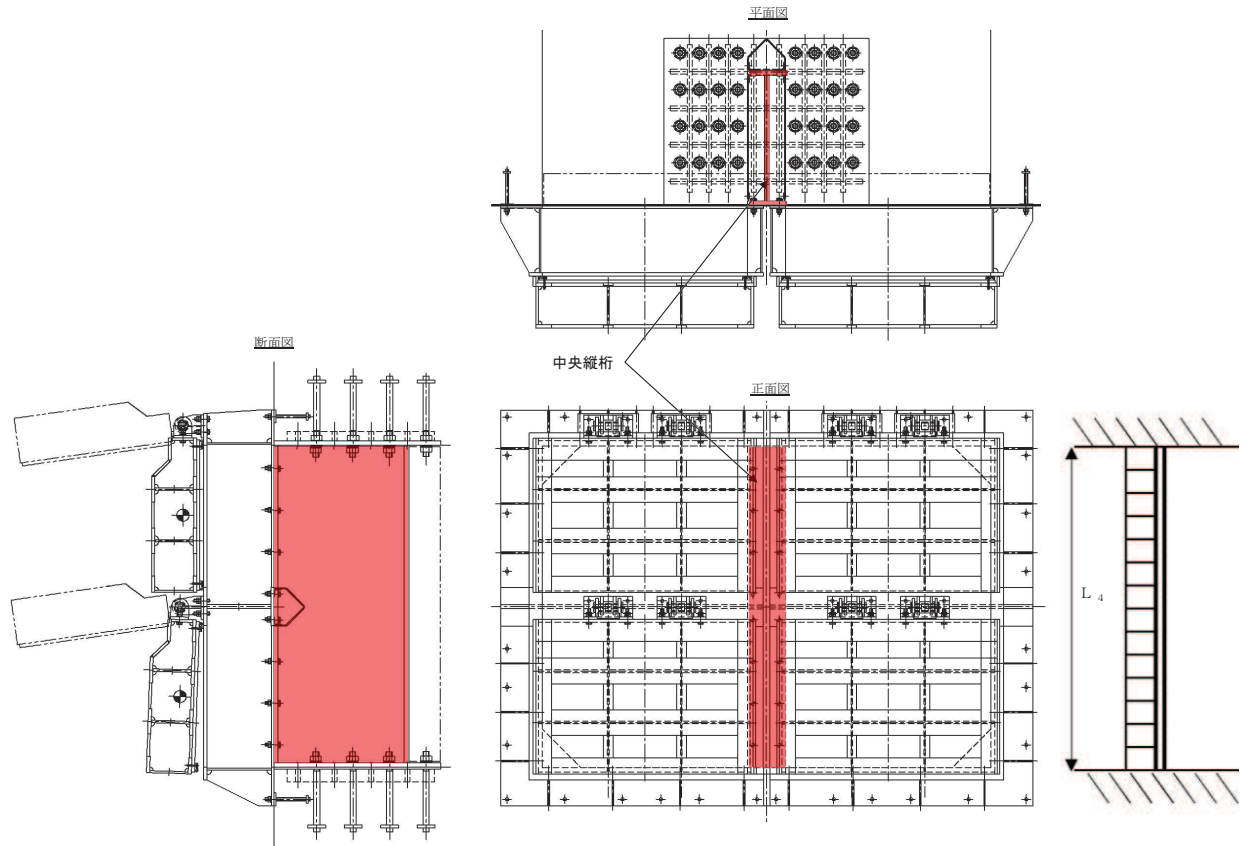
$$\sigma = \frac{2560000}{3.266545 \times 10^5} = 7.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{19200}{2.16 \times 10^3} = 8.89 \text{ N/mm}^2$$

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図5.7-7に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w4}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 中央支柱に作用する分布荷重 (N/mm)

ℓ : 中央支柱固定高 (mm)

Z_4 : 中央支柱にの断面係数 (mm³)

A_{w4} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図5.7-7 モデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央支柱へ作用する荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$p = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{3.60}{2} = 864 \text{ kN/m} = 864 \text{ N/mm}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	中央支柱に作用する分布荷重	—	N/mm
P	津波荷重+地震（余震）荷重	480	k N/m ²
H	扉体の最外端幅	3.6	m

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央支柱に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{12} = \frac{864 \times 2500^2}{12} = 450000000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2} = 864 \times 2500 / 2 = 1080000 \text{ N}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M _{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S _{max}	最大せん断力	—	N
p	中央支柱に作用する分布荷重	864	N/mm
ℓ	中央支柱固定高	2500	mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

使用部材 PLC-1050×300×35/35 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{1050^3 \times 300 - 980^3 \times 265}{1050} \right) = 1.5535178 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

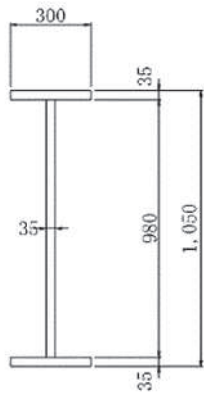


図 5.7-8 中央支柱の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント	450000000	N・mm
S_{\max}	最大せん断力	1080000	N
Z_4	断面係数	1.5535178×10^7	mm ³
$A w_4$	せん断抵抗断面積	3.43×10^4	mm ²

$$\sigma = \frac{450000000}{1.5535178 \times 10^7} = 28.97 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{1080000}{3.43 \times 10^4} = 31.49 \text{ N/mm}^2$$

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。

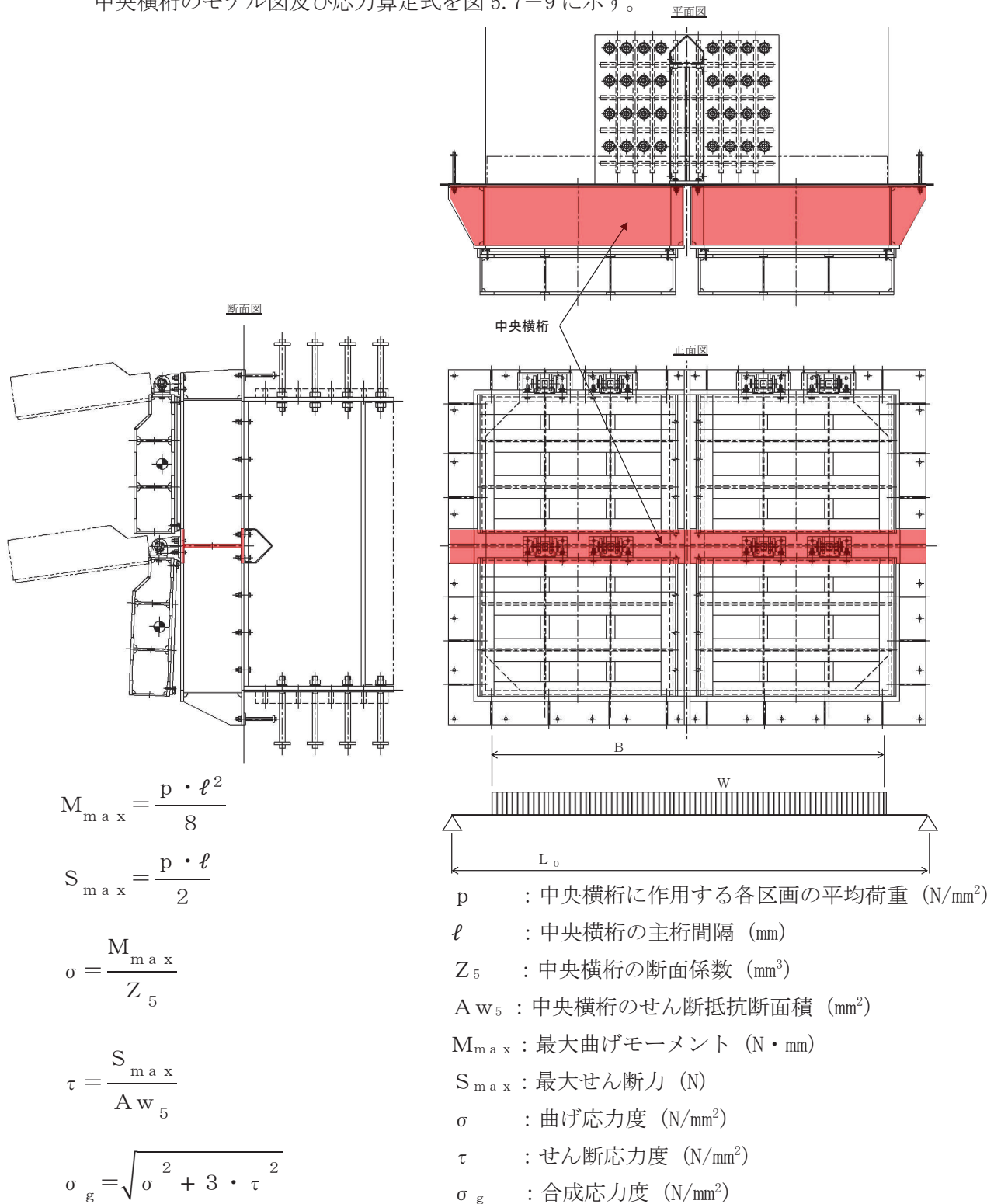


図 5.7-9 中央横桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央横桁へ作用する荷重は，以下の式にて計算を行う。

$$p = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{2.61}{2} = 626.4 \text{ kN/m} = 626.4 \text{ N/mm}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 中央横桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	中央横桁に作用する分布荷重	—	N/mm
P	津波荷重+地震（余震）荷重	480	kN/m ²
H	扉体の最外端幅	2.61	m

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央横桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M _{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S _{max}	最大せん断力	—	N
p	中央横桁に作用する分布荷重	626.4	N/mm
ℓ	中央横桁支間長	1600	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{8} = \frac{626.4 \times 1600^2}{8} = 200448000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2} = 626.4 \times \frac{1600}{2} = 501120 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

使用部材 PLH-550×300×30/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_5 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{550^3 \times 300 - 500^3 \times 270}{550} \right) = 4.897727 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{mm}^2$$

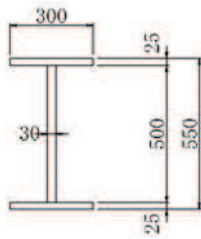


図 5.7-10 中央横桁の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	200448000	N・mm
S_{max}	最大せん断力	501120	N
Z_5	断面係数	4.897727×10^6	mm ³
$A w_5$	せん断抵抗断面積	1.50×10^4	mm ²

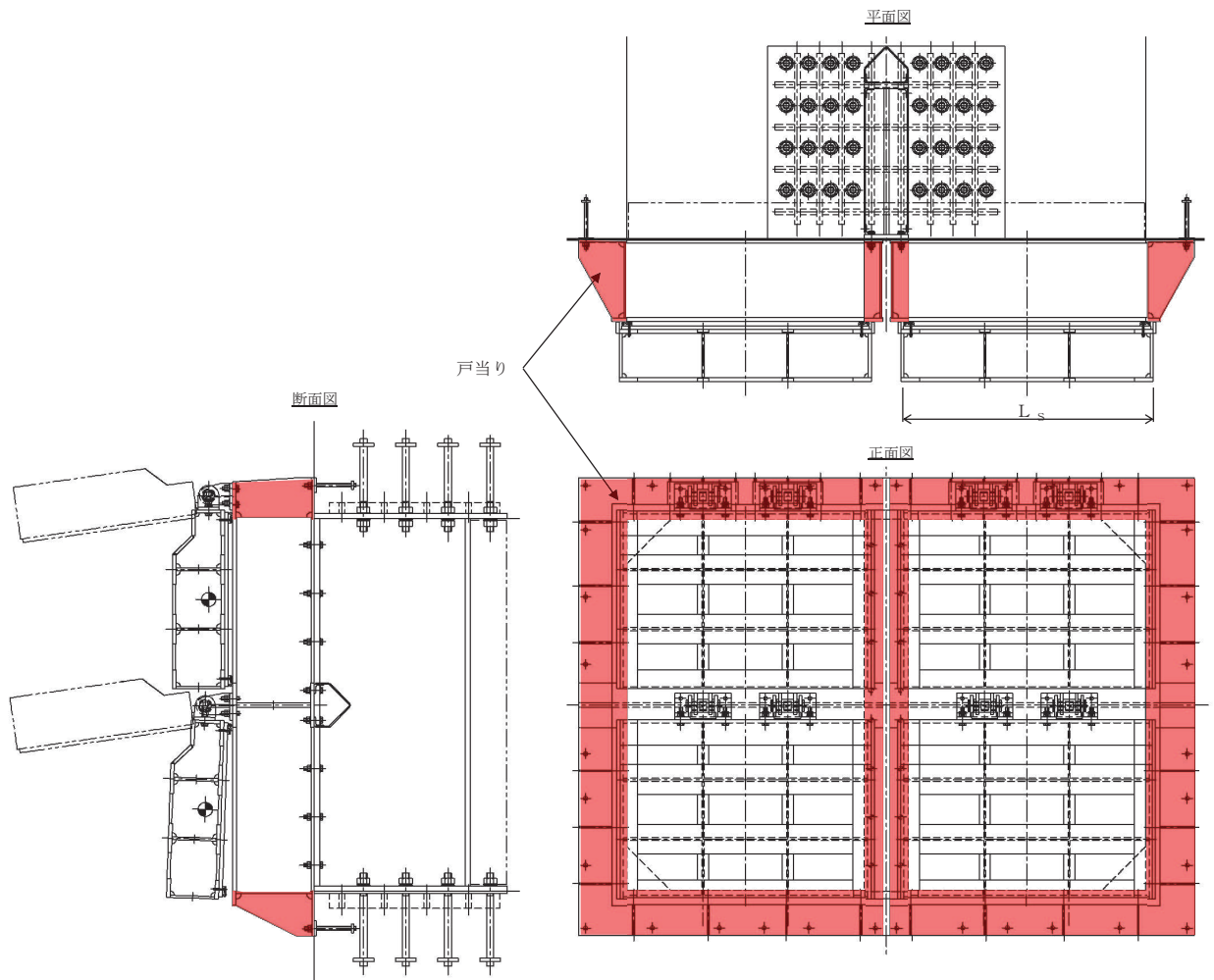
$$\sigma = \frac{200448000}{4.897727 \times 10^6} = 40.93 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{501120}{1.50 \times 10^4} = 33.41 \text{N/mm}^2$$

(6) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



$$\sigma = \frac{P \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P : 戸当りへ作用する津波水压荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度

図 5.7-11 戸当りのモデル図及び応力算定式

a. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

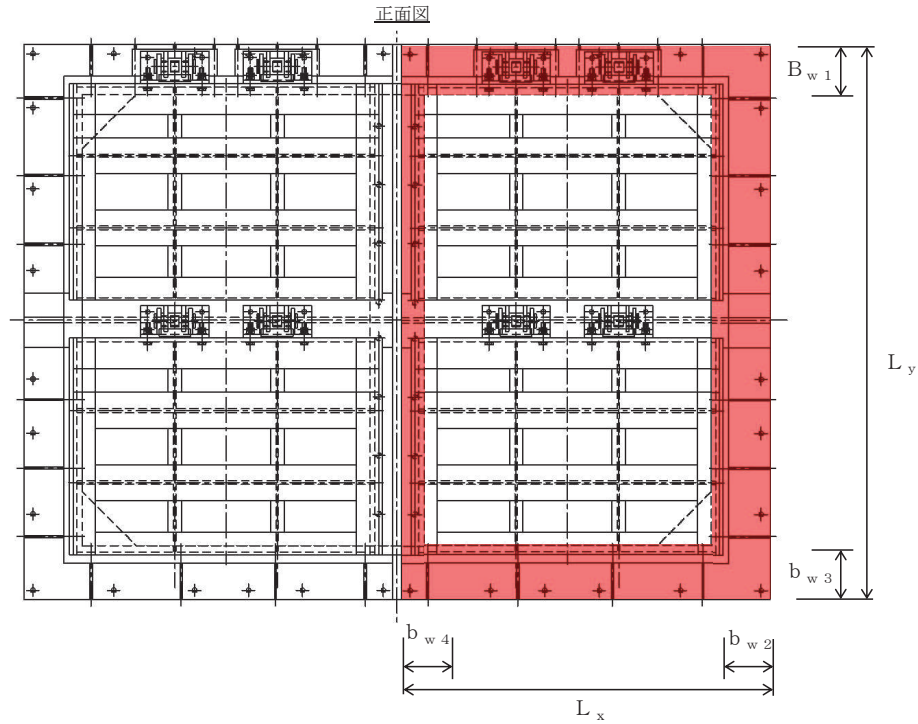
記号	定義	数値	単位
σ	支圧応力度	—	N/mm ²
P	戸当りへ作用する水平地震荷重	0.48	N/mm ²
L_s	扉体幅	1700	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.48 \times 1700}{2 \times 12} = 34.00 \text{N/mm}^2$$

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

- q : 戸当りへ作用する水平荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- b_{w1} : 上部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w2} : 側部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w3} : 下部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w4} : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)
- σ : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.7-12 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$= \frac{0.48 \cdot (2075 \times 3075)}{2075 \times (275 + 300) + (3075 - 275 - 300)(325 + 125)} = 1.33 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S} = \frac{1.3212 \cdot 275}{2 \cdot 275} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 コンクリートの支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ	コンクリートせん断応力度	—	N/mm ²
q	地震荷重	0.48	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	2075	mm
L_y	戸当り縦幅	3075	mm
b_{w1}	上部戸当り支持プレート幅	275	mm
b_{w2}	右部戸当り支持プレート幅	325	mm
b_{w3}	下部戸当り支持プレート幅	300	mm
b_{w4}	左部戸当り支持プレート幅	125	mm
S	戸当り幅	275	mm

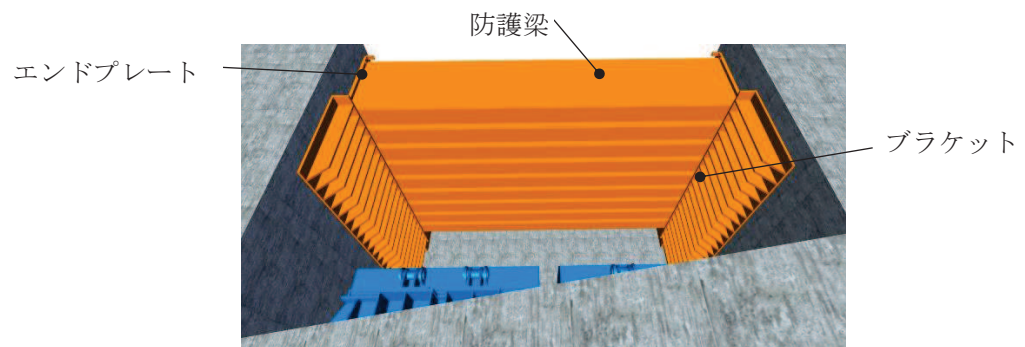
(8) 漂流物防護工（防護梁）

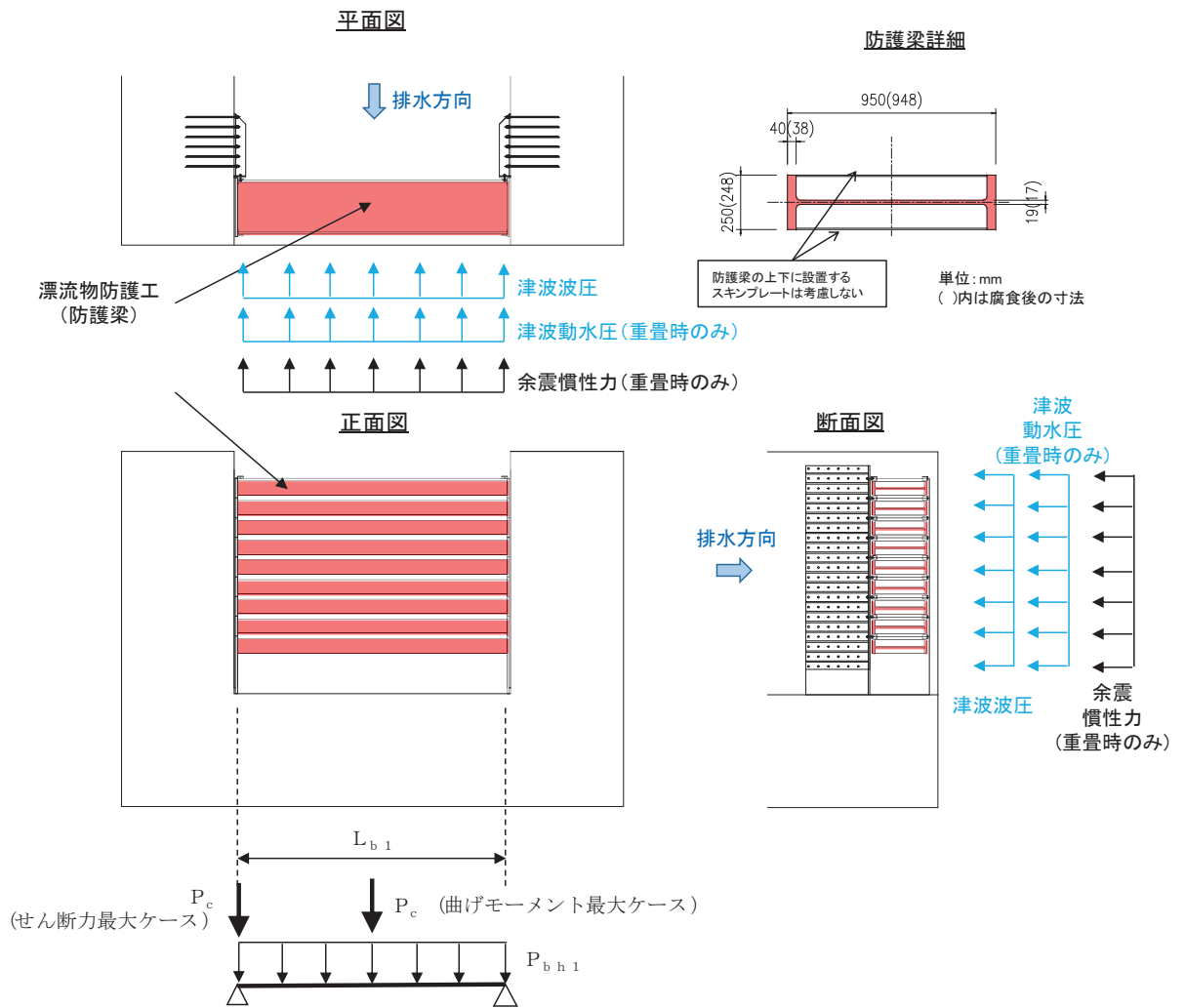
防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、津波時及び重畳時で行い、それぞれについて、曲げ応力度、せん断応力度の照査を行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、鉛直方向の評価については、津波時では防護梁の自重のみが作用すること、重畳時には余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、鉛直方向の評価は添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

防護梁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。





【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{bh1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{bh1}}{4}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{bh1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

P_{bh1} : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

L_{bh1} : 防護梁のスパン長 (mm)

P_c : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

Z_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm³)

A_{wbh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-13 防護梁のモデル図及び応力算定式

a. 津波時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に水平方向及び鉛直方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	20.58	N/mm
P_c	衝突荷重（津波時のみ考慮）	2000	kN
L_{b1}	漂流物防護工（防護梁）のスペン長	4820	mm

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4} = \frac{20.58 \times 4820^2}{8} + \frac{2000 \times 10^3 \times 4820}{4} = 2469765349 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c = 20.58 \times 4820 / 2 + 2000 \times 10^3 = 2049597.8 \text{ N}$$

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{bh1}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	水平方向の最大曲げモーメント	2469765349	N・mm
S_{max}	水平方向の最大せん断力	2049597.8	N
Z_{bh1}	水平（強軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
Aw_{bh1}	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = \frac{2469765349}{10.22 \times 10^6} = 242 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{Aw_{bh1}} = \frac{2049597.8}{14.82 \times 10^3} = 139 \text{ N/mm}^2$$

b. 重畳時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に津波荷重及び地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	117.2	N/mm ²
L_{b1}	漂流物防護工（防護梁）のスパン長	4820	mm

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} = \frac{117.2 \times 4820^2}{8} = 340354660 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} = \frac{117.2 \times 4820}{2} = 282452 \text{ N}$$

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力		N/mm ²
M_{max}	水平方向の最大曲げモーメント	340354660	N・mm
S_{max}	水平方向の最大せん断力	282452	N
Z_{bh1}	水平（強軸）方向の断面係数	10.22×10^6	mm ³
$A w_{\text{bh1}}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	14.82×10^3	mm ²

以上により，

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}} = \frac{340354660}{10.22 \times 10^6} = 34 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}} = \frac{282452}{14.82 \times 10^3} = 20 \text{N/mm}^2$$

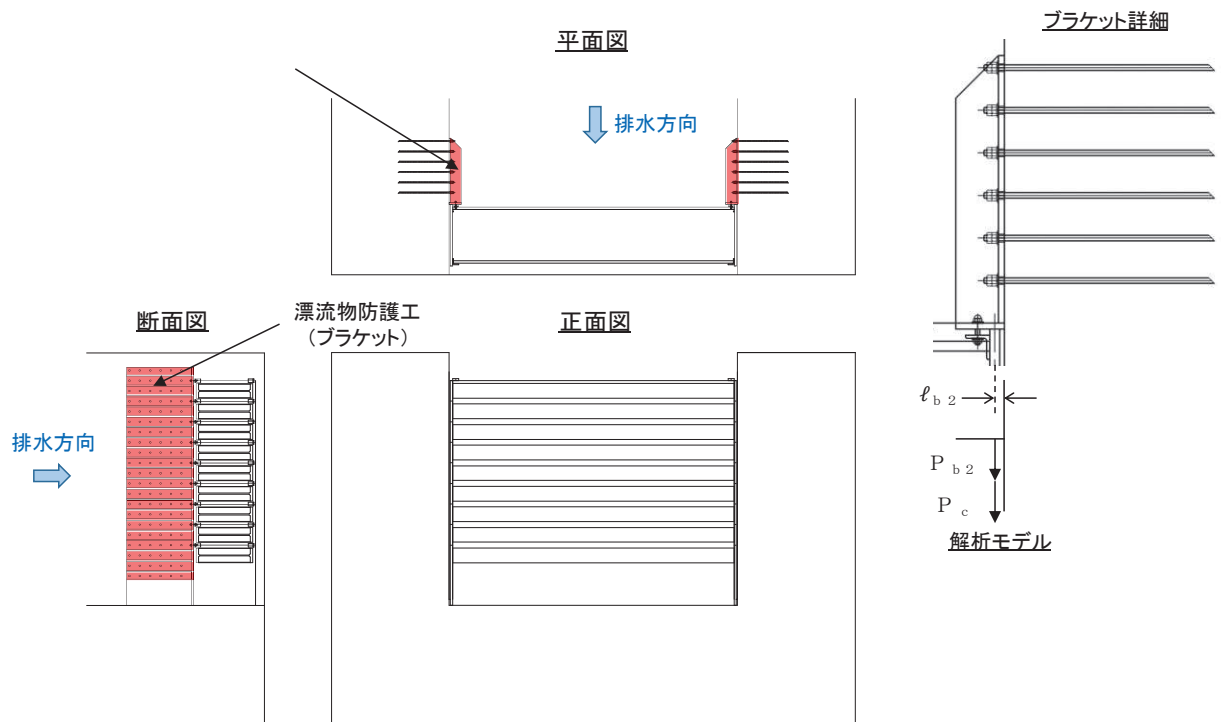
(9) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。津波時及び重畳時では海側への荷重に対してエンドプレートに溶接されたつなぎ材を介して荷重が作用する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う

なお、腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットのモデル図及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。



$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot l_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)

P_c : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

l_{b2} : 側壁からエンドプレート
中心までの長さ (mm)

Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)

A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

(合成応力度)

【ブラケット本体】

$$M_{\max} = P_{b2} \cdot l_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

- P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
 ℓ_{b2} : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)
 Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)
 A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

- T : 受け台に作用する引張力 (N)
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)
 a : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)
 Z_c : 受け台プレートの断面係数 (mm³)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.7-14 ブラケットのモデル図及び応力計算式

a. 津波時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	50.4×10^3	N
P_c	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	2000×10^3	N

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{max} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2} = (50.4 \times 10^3 + 2000 \times 10^3) \times 40 = 82016000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = P_{b2} + P_c = 2050.4 \times 10^3 \text{N} \cdot \text{mm}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	$\text{N} \cdot \text{mm}$
S_{max}	最大せん断力	—	N
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	50.4×10^3	N
P_c	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	2000×10^3	N
l_{b2}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	40	mm

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-23 に示す。

表 5.7-23 漂流物防護工 (防護梁) の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm^2
τ	せん断応力	—	N/mm^2
M_{max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	82016000	$\text{N} \cdot \text{mm}$
S_{max}	ブラケット本体の最大せん断力	2050.4×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm^3
$A w_{b2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm^2

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{82016000}{14.67 \times 10^6} = 6 \text{N}/\text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}} = \frac{2050.4 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 41 \text{N}/\text{mm}^2$$

b. 重畳時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-24 に示す。

表 5.7-24 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	287.1×10^3	N

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2} = 287.1 \times 10^3 \times 40 = 11484000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = P_{b2} = 287.1 \times 10^3 \text{ N}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-25 に示す。

表 5.7-25 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	$\text{N} \cdot \text{mm}$
S_{max}	最大せん断力	—	N
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	287.1×10^3	N
ℓ_{b2}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	40	mm

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-26 に示す。

表 5.7-26 漂流物防護工（ブラケット）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	ブラケット本体の最大曲げモーメント	11484000	N・mm
S_{max}	ブラケット本体の最大せん断力	287.1×10^3	N
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	14.67×10^6	mm ³
$A w_{b2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	50.6×10^3	mm ²

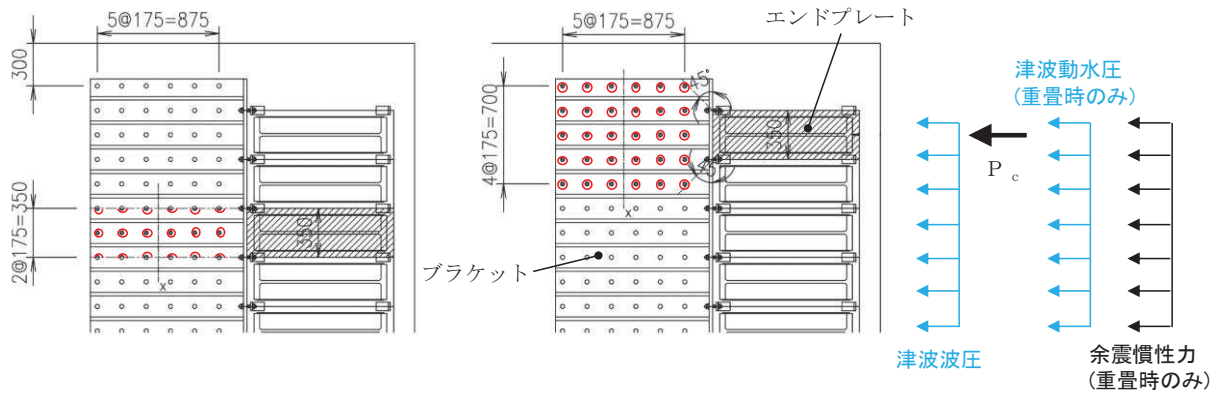
$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{11484000}{14.67 \times 10^6} = 1 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}} = \frac{287.1 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 6 \text{N/mm}^2$$

(10) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.7-15 の左図に示す様に，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。ただし，衝突荷重に対しては，図 5.7-15 の右図に示すように防護梁 1 本だけに作用するため，エンドプレート幅 350mm から 45° の荷重伝達を考慮して 6 本 5 列，計 30 本で抵抗するものとする。



$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

P_{b4} : アンカーボルト1本の引張力 (N)

P_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)

P_{b4b} : 衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)

M_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)

M_{b4b} : 衝突荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) (津波時のみ考慮)

q_{b4} : アンカーボルト1本のせん断力 (N)

q_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)

q_{b4b} : 衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

Q_{b4a} : 衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 (N)

Q_{b4b} : 衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

Z_{b4} : アンカーボルト群1列の断面係数 (mm)

n : アンカーボルト群1列の本数 (本)

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)

q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-15 アンカーボルトの構造図

照査は、引張力、せん断力について行うとともに、引張力とせん断力が同時に作用する場合は合成力の照査を行う。

$$M = P \cdot L$$

$$S = P$$

$$p = \frac{M}{Z_2}$$

$$q = \frac{S}{n}$$

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \text{ (合成力照査)}$$

P : 荷重 (kN)

L : モーメントアーム長 (mm)

Z : アンカーボルト群の断面係数 (mm)

M : ボルト群に作用する曲げモーメント (kN・m)

S : ボルト群に作用するせん断力 (kN)

n : ボルト本数 (本)

p : 1本あたりの引張力 (kN)

q : 1本あたりせん断力 (kN)

p_a : 1本あたりの許容引張力 (kN)

q_a : 1本あたりの許容せん断力 (kN)

a. 津波時

(a) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-27 に示す。

表 5.7-27 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
P_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
P_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)	—	kN
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
q_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)	—	kN
M_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	2.016×10^6	N・mm
M_{b4b}	衝突荷重により生じる曲げモーメント (津波時のみ考慮)	80×10^6	N・mm
Q_{b4a}	ブラケットに生じるせん断力	50.4×10^3	N
Q_{b4b}	衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)	2000×10^3	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm ³
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(2.016 \times 10^6 / 2)}{1225} + \frac{(80 \times 10^6 / 5)}{1225} = 14 \text{ kN}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(50.4 \times 10^3 / 2)}{6} + \frac{(2000 \times 10^3 / 5)}{6} = 71 \text{ kN}$$

b. 重畳時

(a) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = P_{b4a} = \frac{(M_{b4a} / 2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} = \frac{(Q_{b4a} / 2)}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-28 に示す。

表 5.7-28 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
P_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
M_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	11.5×10^6	N・mm
Q_{b4a}	ブラケットに生じるせん断力	287.1×10^3	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm ³
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = P_{b4a} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} = \frac{(11.5 \times 10^6 / 2)}{1225} = 5 \text{ kN}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} = \frac{(287.1 \times 10^3 / 2)}{6} = 24 \text{ kN}$$

6. 評価結果

津波時及び重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体及び固定部, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b			
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	54.00	154	0.36			
	主桁	1桁	曲げ応力度	42.66	154	0.28		
				2,3桁	39.21	154	0.26	
				4桁	30.48	154	0.20	
		2,3桁		せん断応力度	24.00	88	0.28	
					27.20	88	0.31	
					18.14	88	0.21	
		4桁			合成応力度*	59.57	154	0.39
						61.30	154	0.40
						43.78	154	0.29
	補助縦桁	曲げ応力度	7.84			153	0.06	
		せん断応力度	8.89			88	0.11	
		合成応力度*	17.28			154	0.12	
	中央支柱	曲げ応力度	28.97	143		0.21		
		せん断応力度	31.49	88		0.36		
		合成応力度*	61.76	154		0.41		
中央横桁	引張応力度	40.93	153	0.27				
	せん断応力度	33.41	88	0.38				
	合成応力度*	70.88	154	0.47				
固定部	戸当り	支圧応力度	34.00	231	0.15			
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	1.33	13.5	0.10			
		せん断応力度	0.67	1.5	0.45			

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(1) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	242	382	0.64
		せん断応力度	139	217	0.65
		合成応力度*	0.81	1.2	0.68
	ブラケット	曲げ応力度	6	210	0.03
		せん断応力度	41	120	0.35
		合成応力度*	0.12	1.2	0.1
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	14	105	0.14
		せん断	71	85	0.84
		合成*	0.71	1.2	0.60

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(2) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	34	382	0.09
		せん断応力度	20	217	0.10
		合成応力度*	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	6	120	0.05
		合成応力度*	0.01	1.2	0.01
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	5	105	0.05
		せん断	24	85	0.29
		合成*	0.09	1.2	0.08

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

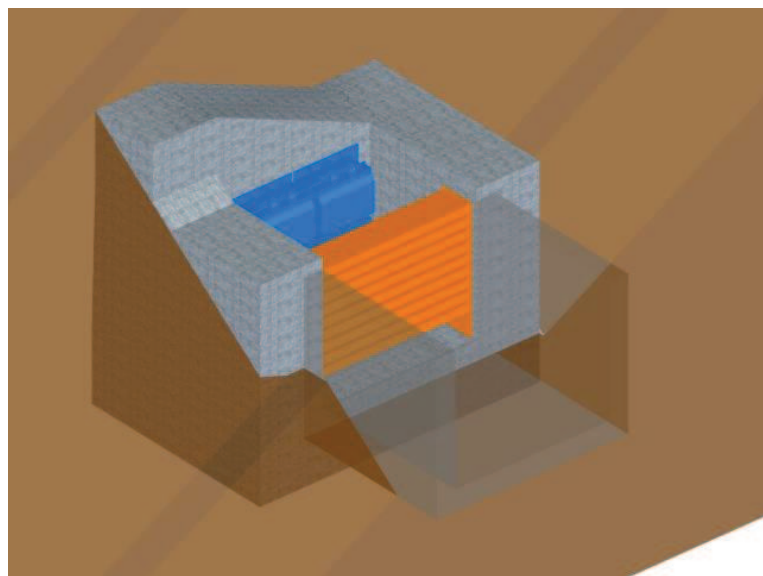
7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。



構造概略図
(正面)

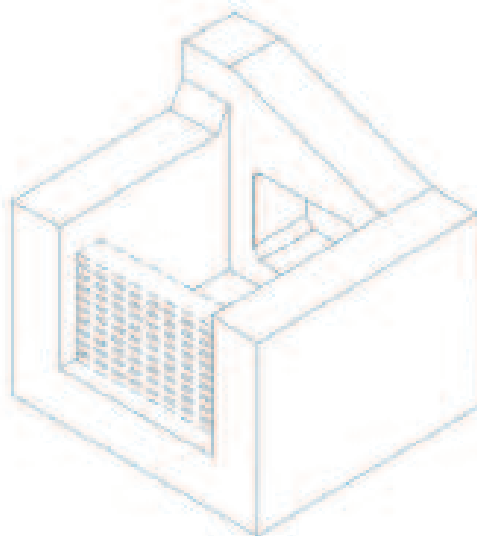


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

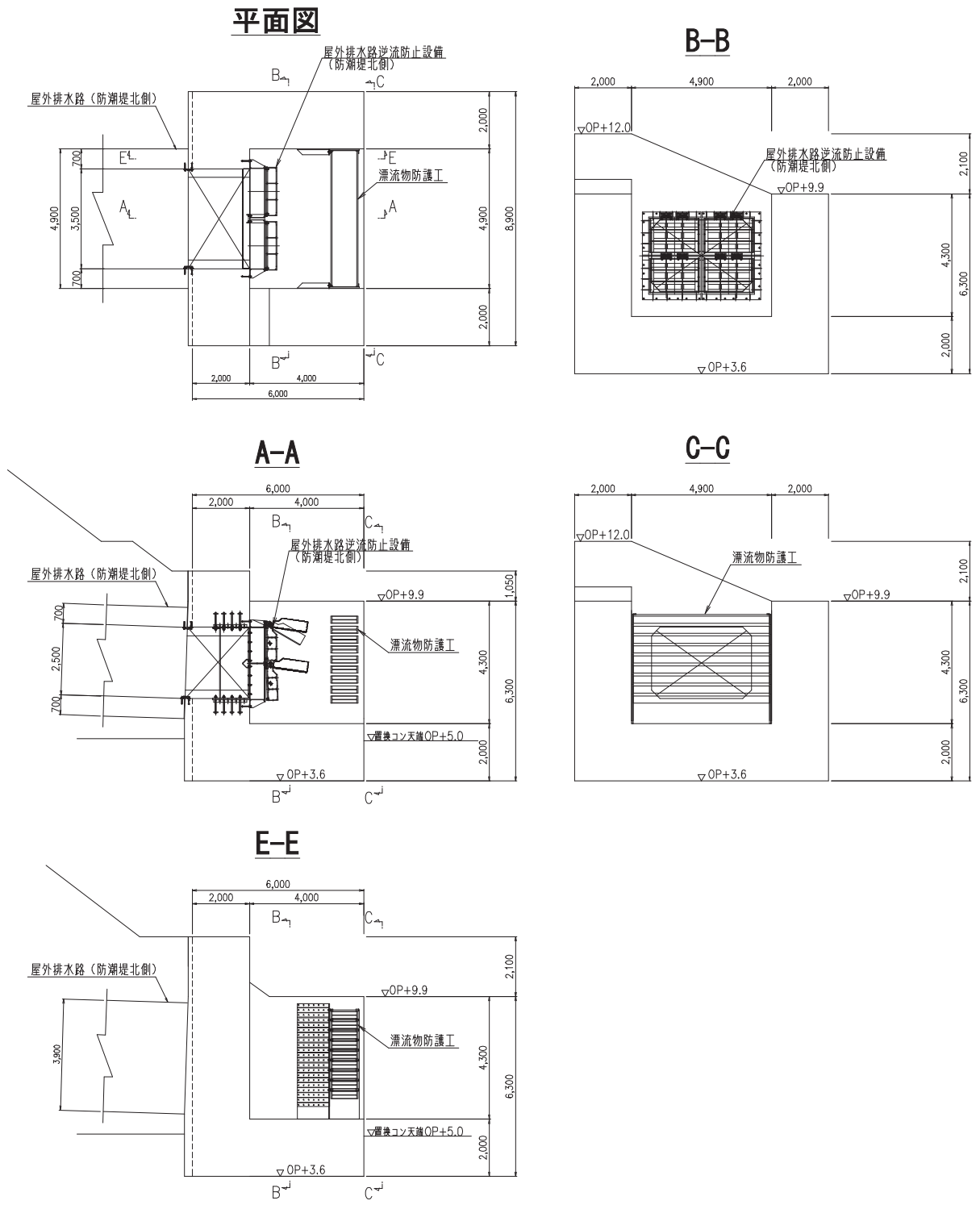
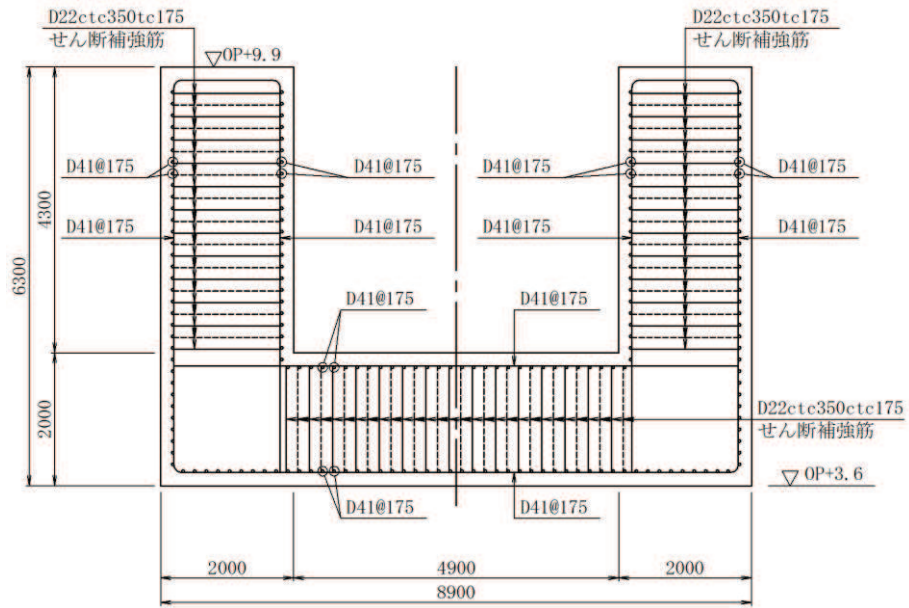


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

B-B 断面



E-E 断面

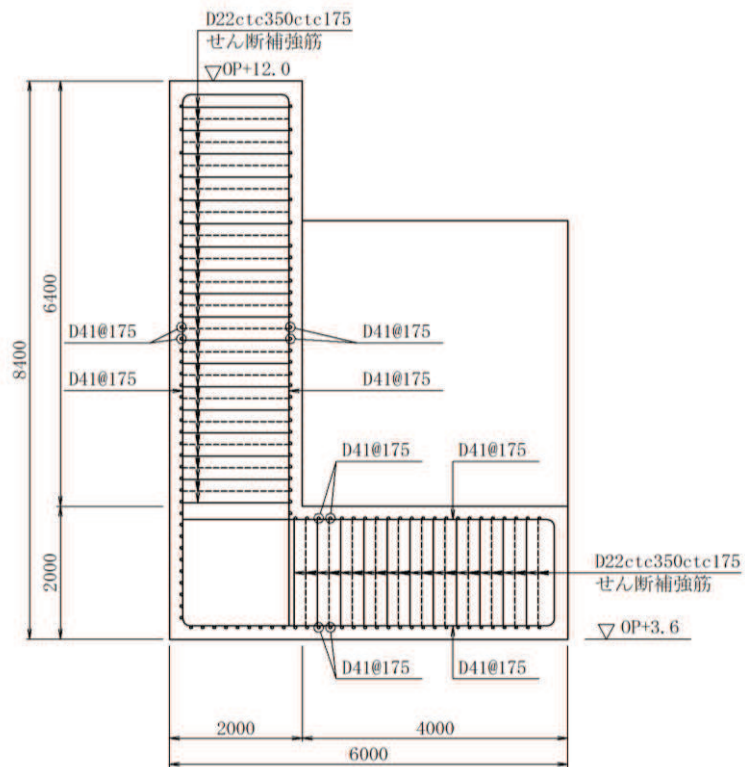


図 7.1-3 出口側集水ピット概要配筋図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下、「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

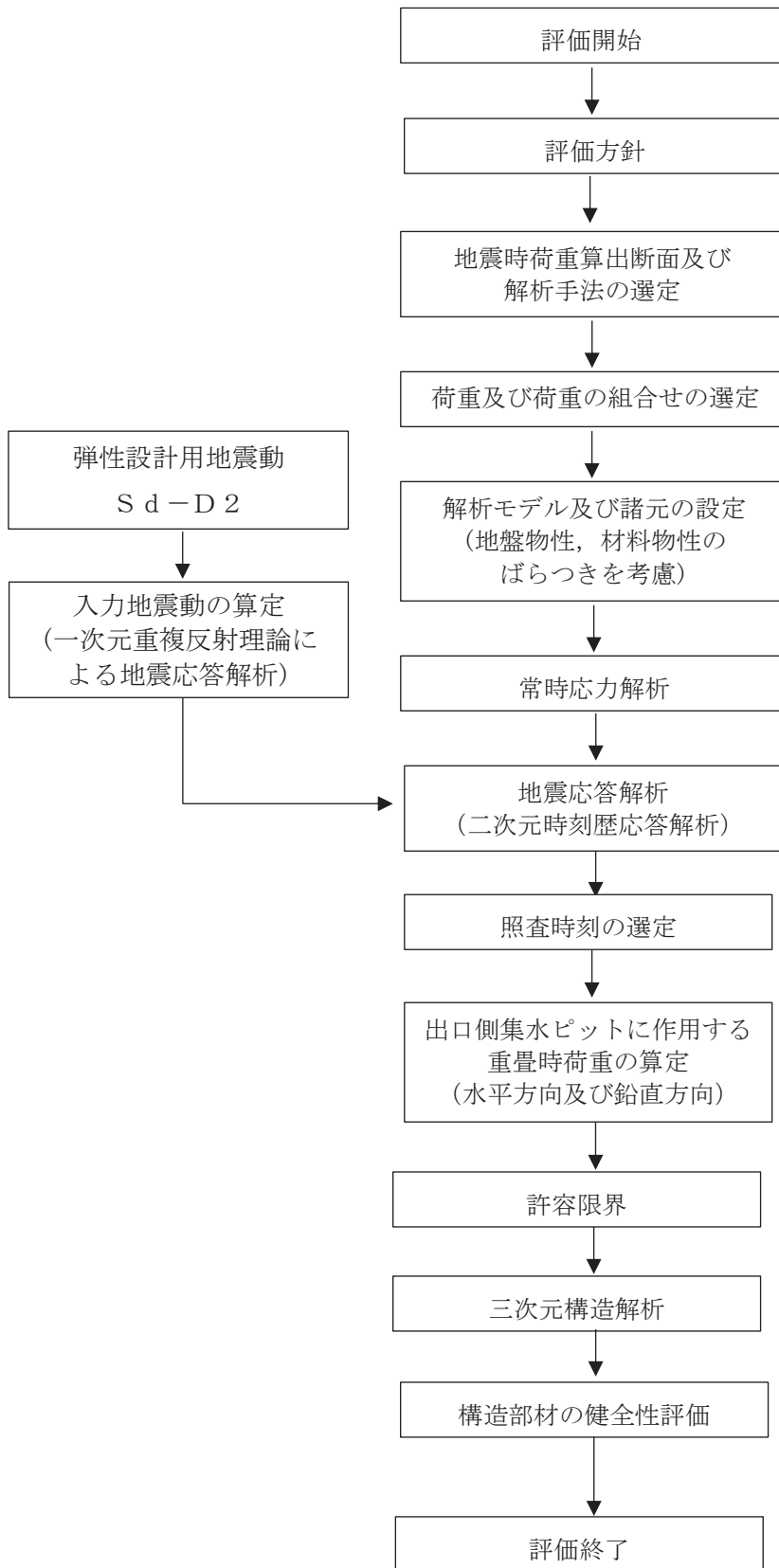


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

8. 強度評価方法

8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8.1-1 に示す。

表 8.1-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m^2	余震荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
M_x, M_y	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
Q_x, Q_y	kN/m	面外せん断力
N_x, N_y	kN/m	軸方向力
N_{xy}	kN/m	面内せん断力
M_{xy}	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント
R_d	N/mm^2	最大接地圧
R_u	N/mm^2	極限支持力

8.2 評価対象断面

出口側集水ピットの重畳時荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。重畳時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピット及び屋外排水路の縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.2-2 に示す。

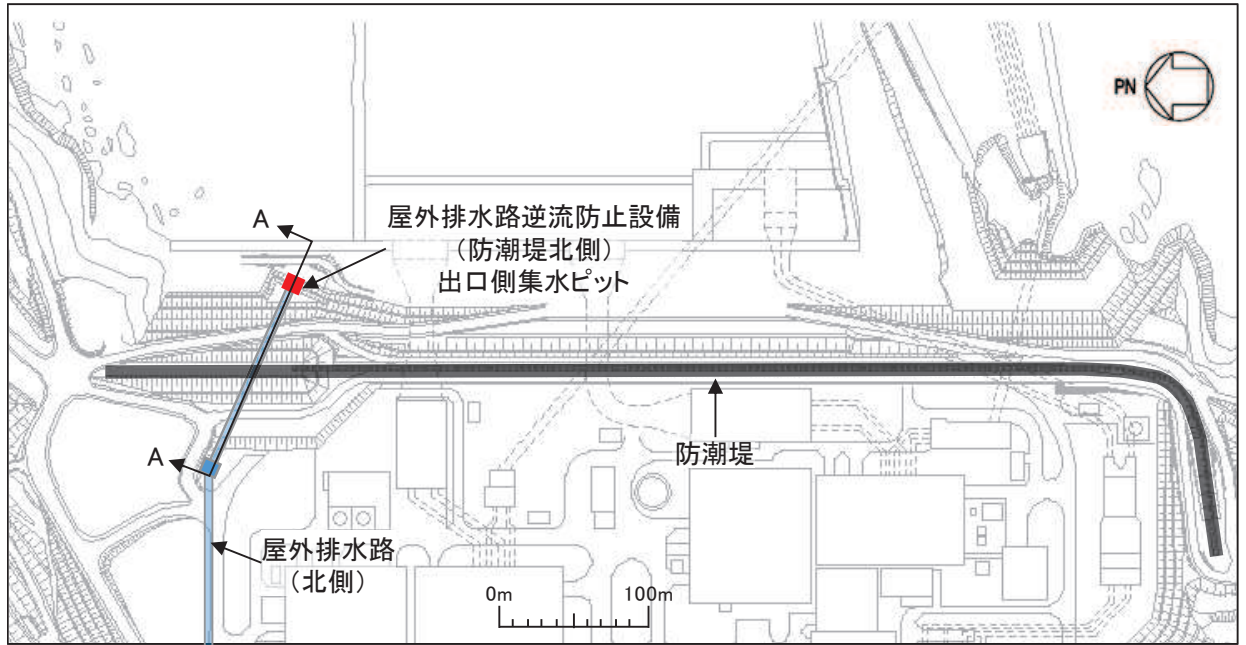


図 8.2-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

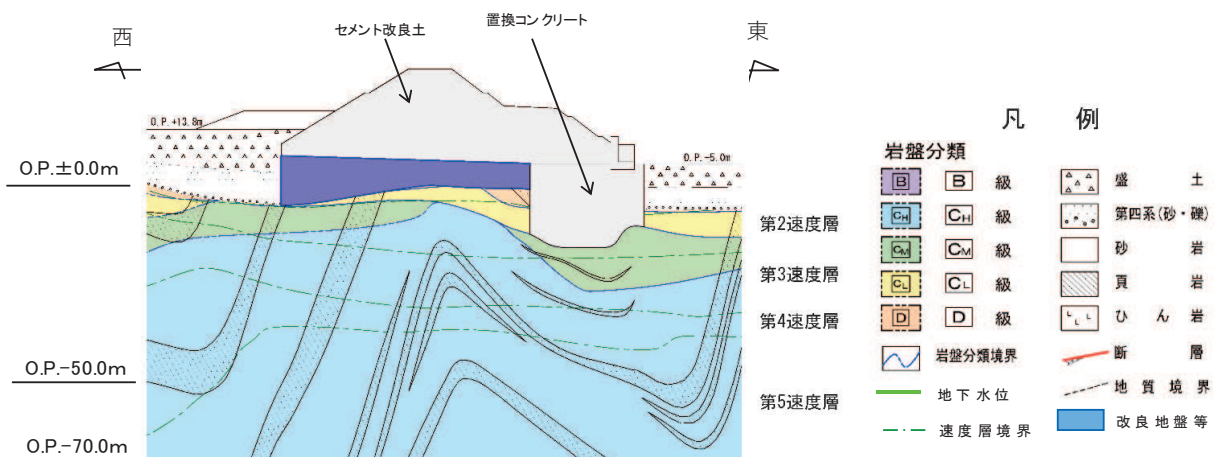


図 8.2-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

8.3 荷重及び荷重の組合せ

8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び漂流物防護工の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

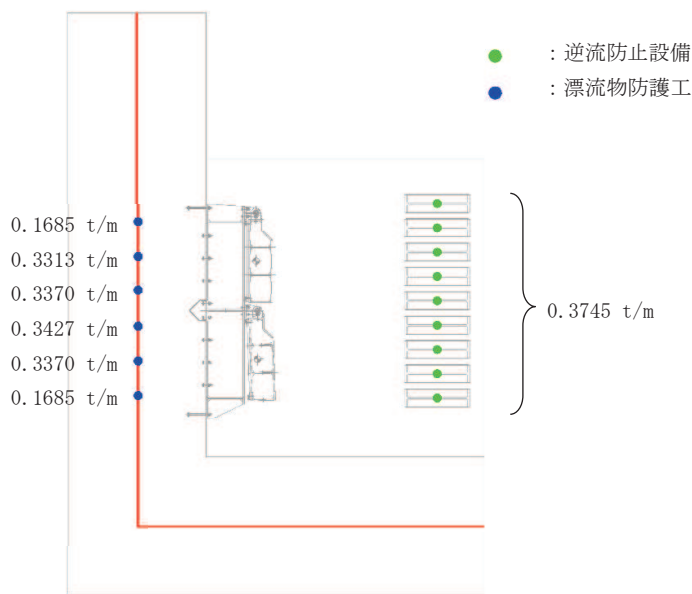


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

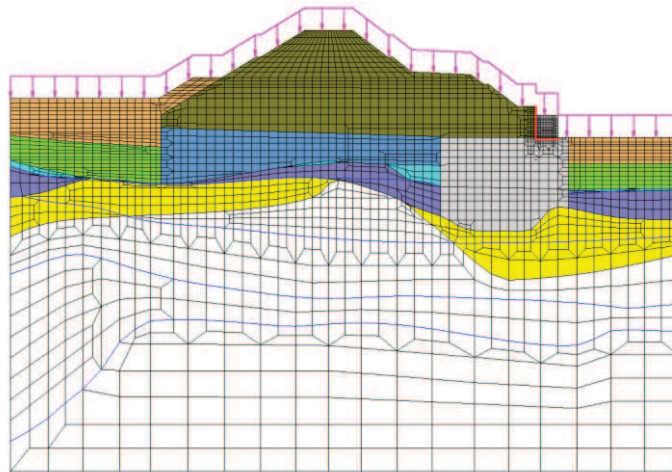


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

海側は津波により水位が上昇しているため、海側から山側への風荷重は考慮しない。また、逆方向である山側から海側に風荷重が作用する場合を想定するが、この方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

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

なお、衝突荷重と組合せる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 8.3-2 に示す。

表 8.3-3 遡上津波荷重

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集 水ピット 天端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 下端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 天端波圧 (kN/m ²)	出口側集 水ピット 下端波圧 (kN/m ²)
出口側集水 ピット	24.4	0.5	11.95	12.000	3.600	245.9	330.8

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の最上部とする。

衝突荷重を表 8-2 に示す。

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

表 8.3-4 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-5, 荷重の種別及び算定方法を表 8.3-6 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 8.3-5 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m²)

P_t : 遡上津波荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 8.3-6 (1) 荷重の組合せ (津波時)

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m ²) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。。
	余震荷重		—	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

表 8.3-6 (2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m ²) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

8.4 許容限界

8.4.1 構造部材の健全に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8.4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8.4-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

8.5 評価方法

8.5.1 津波時

(1) 二次元静的解析

a. 荷重算出断面

出口側集水ピットの津波時荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。津波時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8.2-2 に示す。

b. 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 解析手法

出口側集水ピットの津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

解析手法の選定フローを図 8.5-1 に示す。

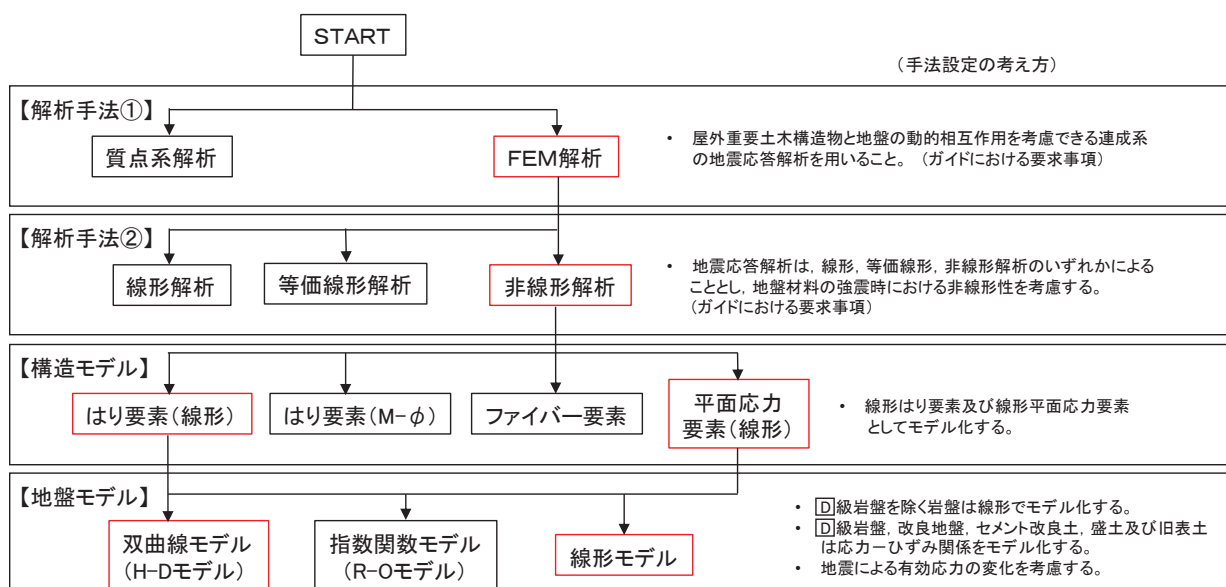


図 8.5-1 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

(b) 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。
 なお、防潮堤(盛土堤防)のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素(マルチスプリング要素)及び線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。

(c) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、 D 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に出口側集水ピットの挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性(せん断弾性係数)のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 D 級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤、 B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

(d) 解析ケースの選定

津波時においては、表 8.5-1 に示すケース①～③を実施する。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

イ. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-4 に示す。

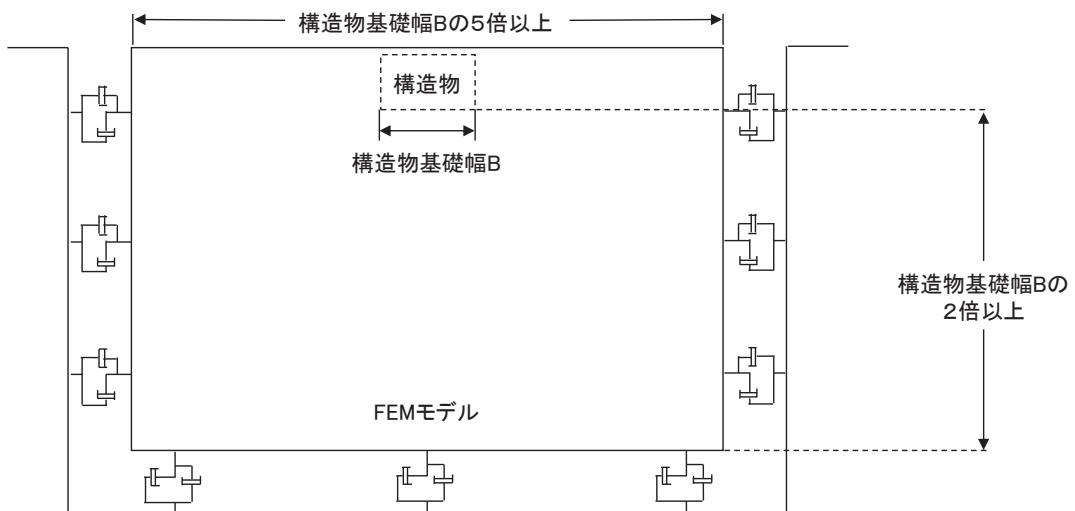


図 8.5-3 モデル化範囲の考え方

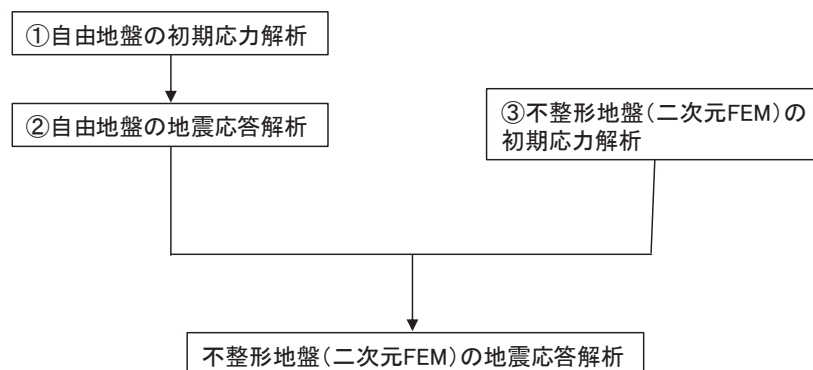


図 8.5-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(イ). 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-6 に示す。

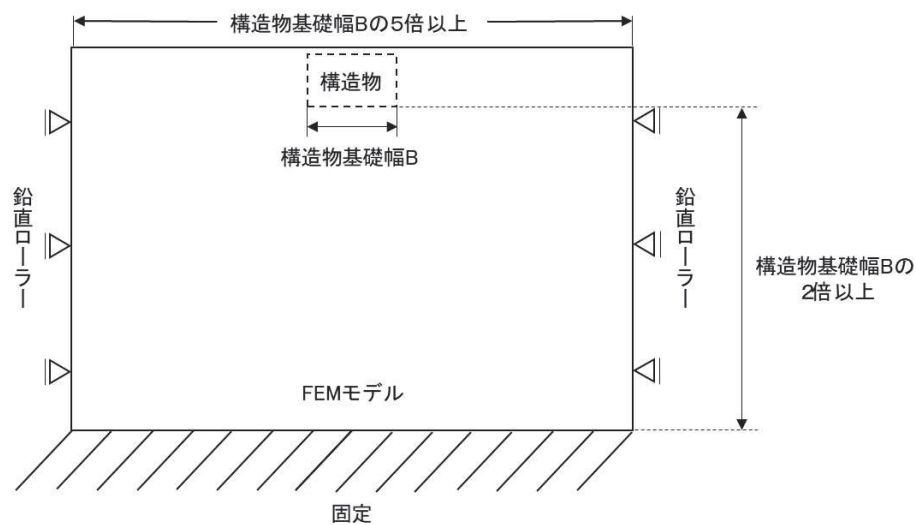


図 8.5-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(ロ). 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-7 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

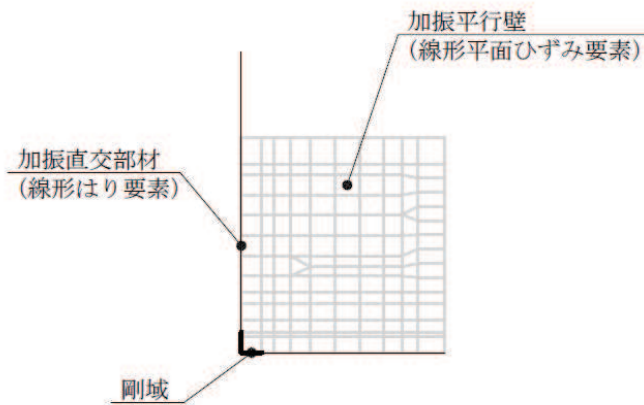


図 8.5-7 構造部材のモデル化

二. 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。また、一般部に分布する**D**級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。

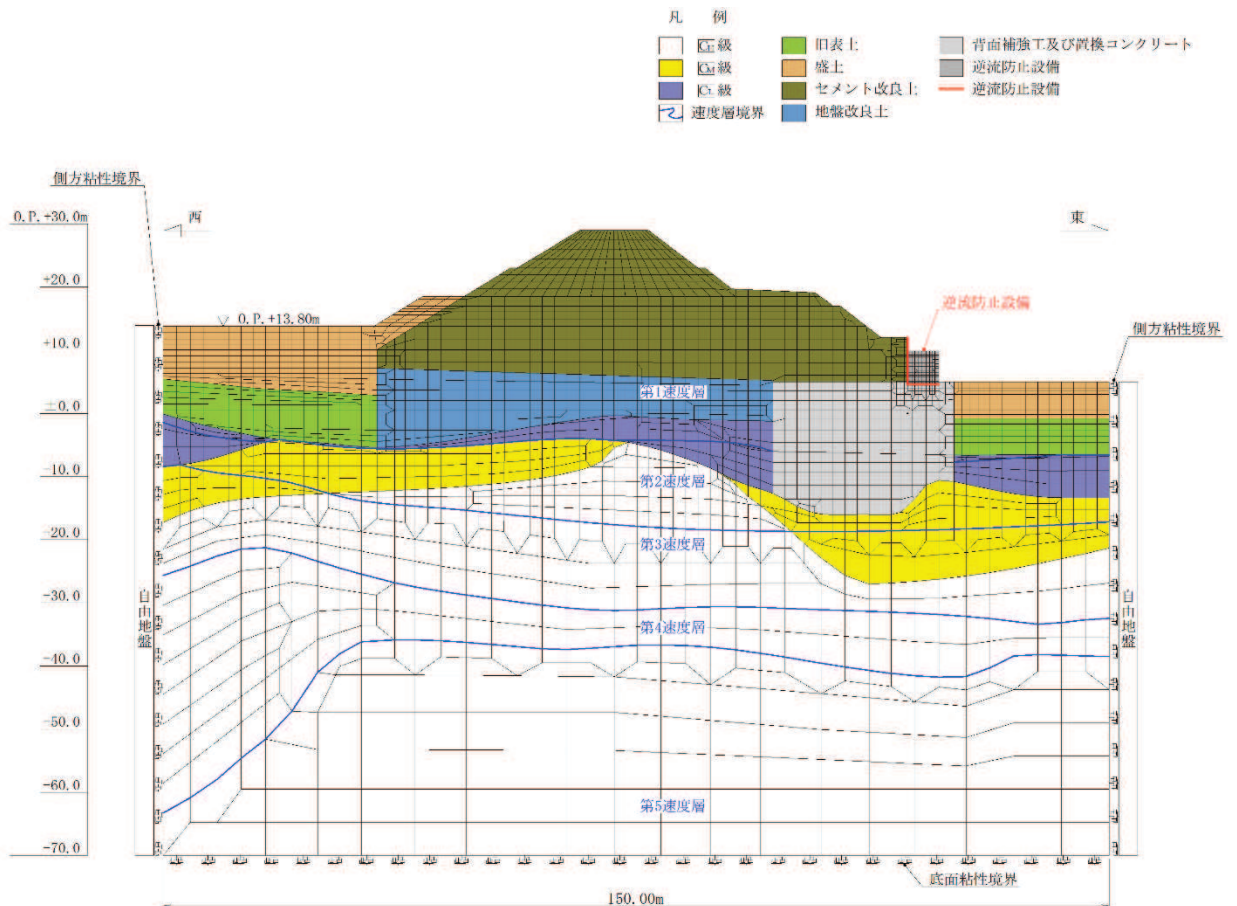


図 8.5-8 出口側集水ピットの解析モデル (A-A断面, 津波時)

ホ. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-9 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-10 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-2 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-2 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
置換コンクリート	5.97	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-置換コンクリート	置換コンクリートの c	置換コンクリートの ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

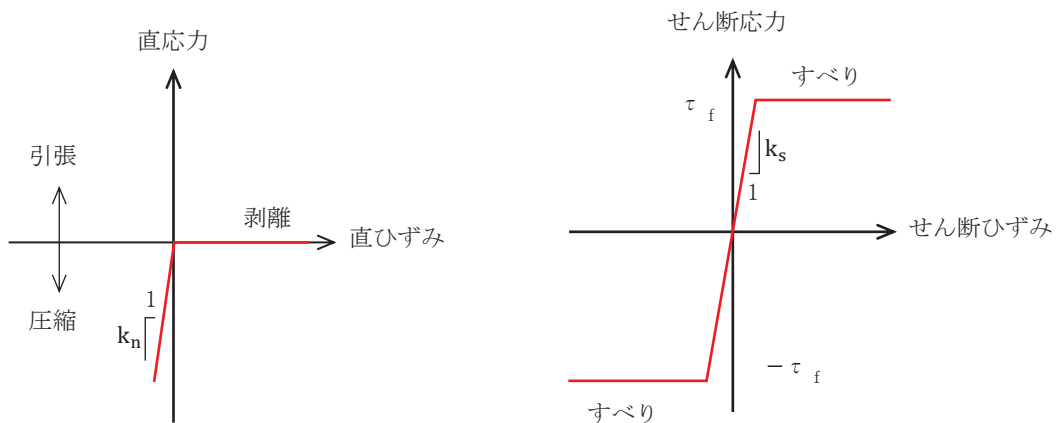


図 8.5-9 ジョイント要素の力学特性

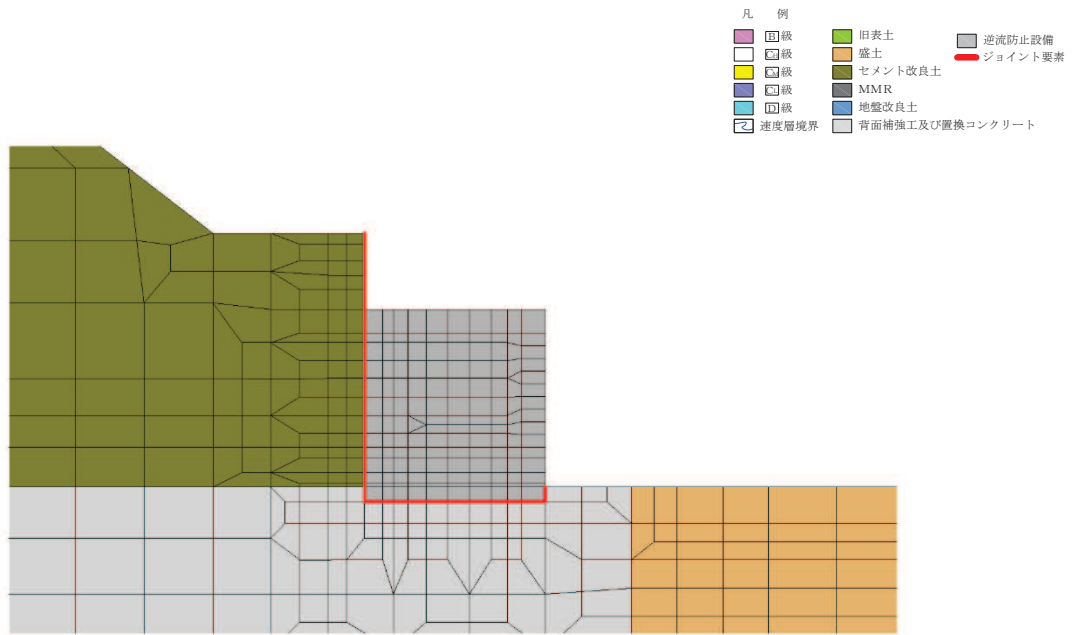


図 8.5-10 ジョイント要素の配置

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 ⁴	0.2
コンクリート （防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート）	22.5	2.80×10 ⁴	0.2

(c) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 8.5-7 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 8.5-7 (1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
砂岩	B級	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 8.5-7(2) 参照	0.03	
	C _H 級	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
	C _M 級	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
	C _L 級	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-7 (2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
C _L 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
D級	砂岩	第1速度層	表 8.5-7(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 8.5-7 (3) 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性			強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性		静的特性		動的特性			動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)				
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\gamma_0$$

*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 8.5-7 (4) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 8.5-7 (5) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 非液状化検討対象層)

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{max} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

(d) 地下水位

地下水位については, 添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.2-2 に示す。また, 設計用地下水位の一覧を表 8.5-8 に示す。

表 8.5-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

d. 二次元静的解析結果

(a) 解析ケースと照査値

イ. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-9 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値

部位	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
底板		0.08	0.07	0.08
南壁		0.37	0.37	0.37
西壁		0.20	0.20	0.20
北壁		0.38	0.38	0.38

ロ. せん断破壊に対する照査

表 8.5-10 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-10 せん断破壊に対する解析ケースと照査値

部位	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
底板		0.12	0.12	0.12
南壁		0.17	0.17	0.17
西壁		0.21	0.21	0.20
北壁		0.16	0.16	0.16

ハ. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-11 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-11 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

(基礎地盤 (MMR) の接地圧)

基礎地盤の支持性能に対する照査		
①	②	③
0.02	0.02	0.01

(b) 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-11 に示す。

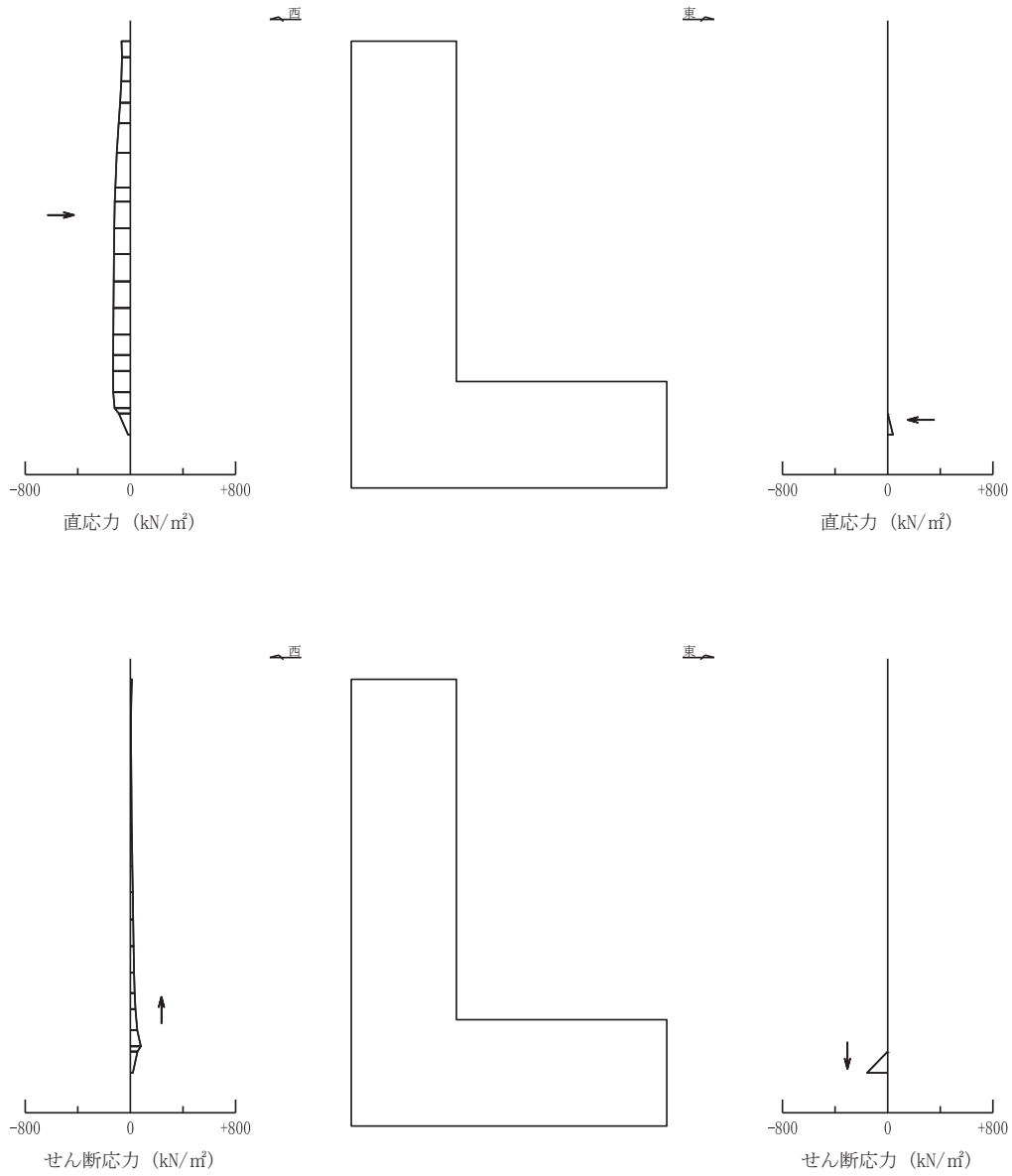


図 8.5-11 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
(解析ケース③)

(2) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8.5-12 に評価対象部材を示す。

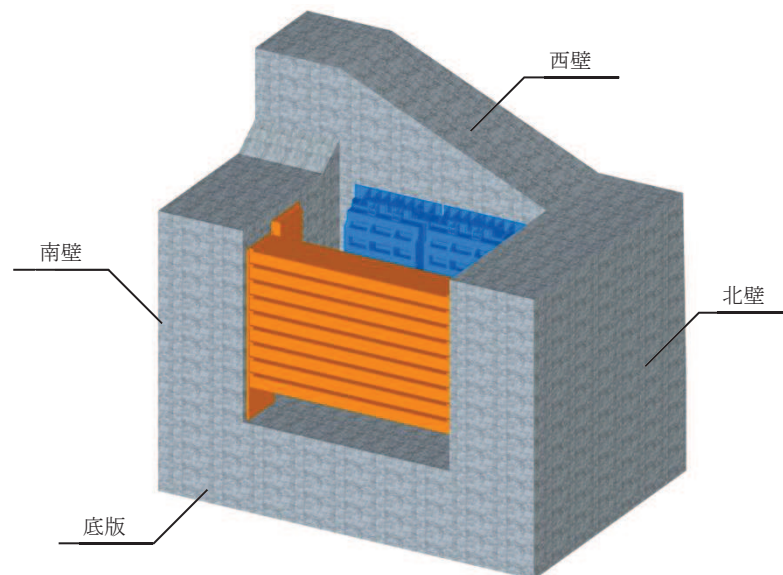


図 8.5-12 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に、要素分割図を図 8.5-14 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

津波時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

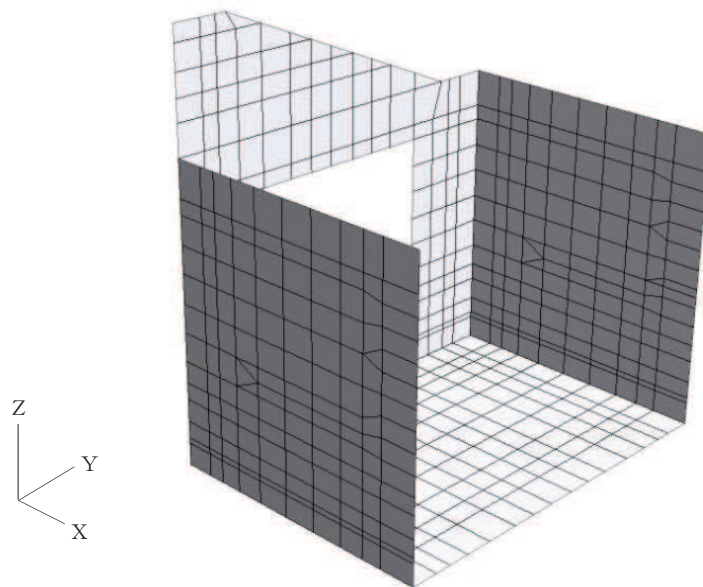
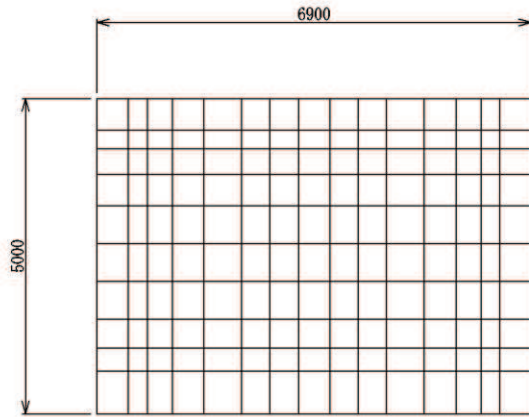
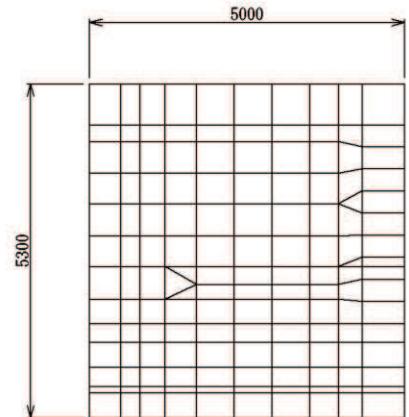


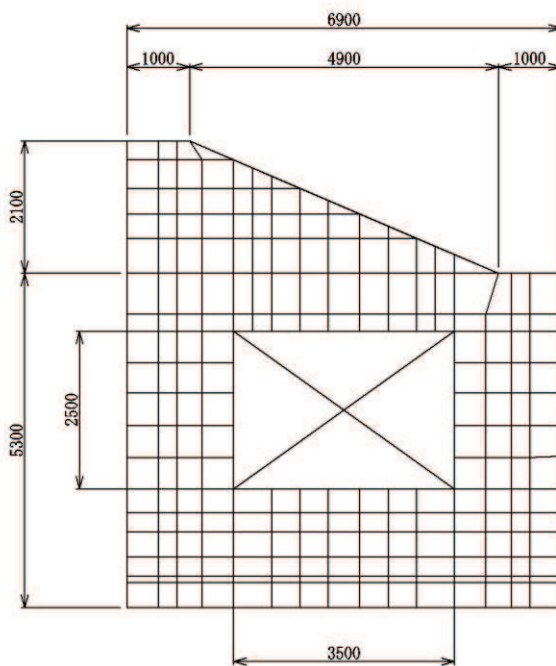
図 8.5-13 出口側集水ピットのモデル概念図



(a) 底板



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 8.5-14 要素分割図

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1(1)c. (b) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

d. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく a. 照査時刻で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-12 に示す。

表8.5-12 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	静水圧	躯体側面，上面に作用する静水圧

なお，衝突荷重の作用位置は図 8.5-15 に示す 3 パターンを実施する。

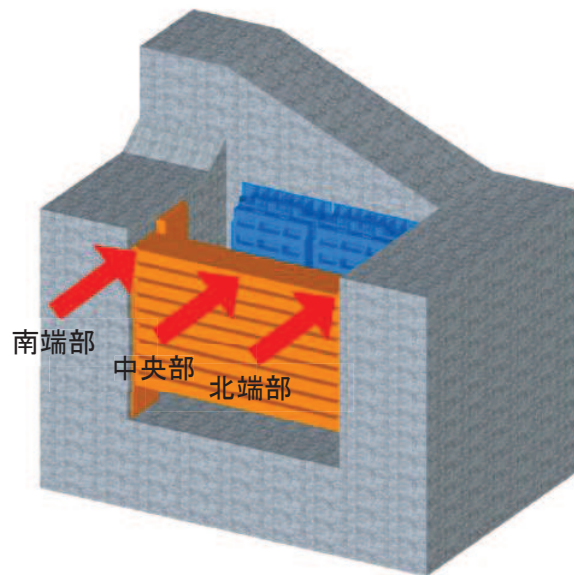


図 8.5-15 衝突荷重作用位置

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-16 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-17 に示す。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8.5-18 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 8.5-19 に示す。

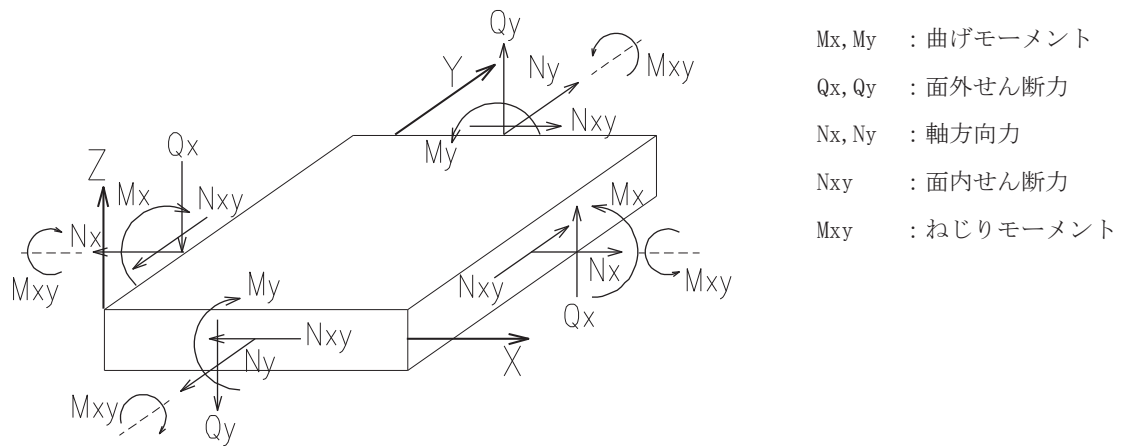


図 8.5-16 シェル要素における応答断面力

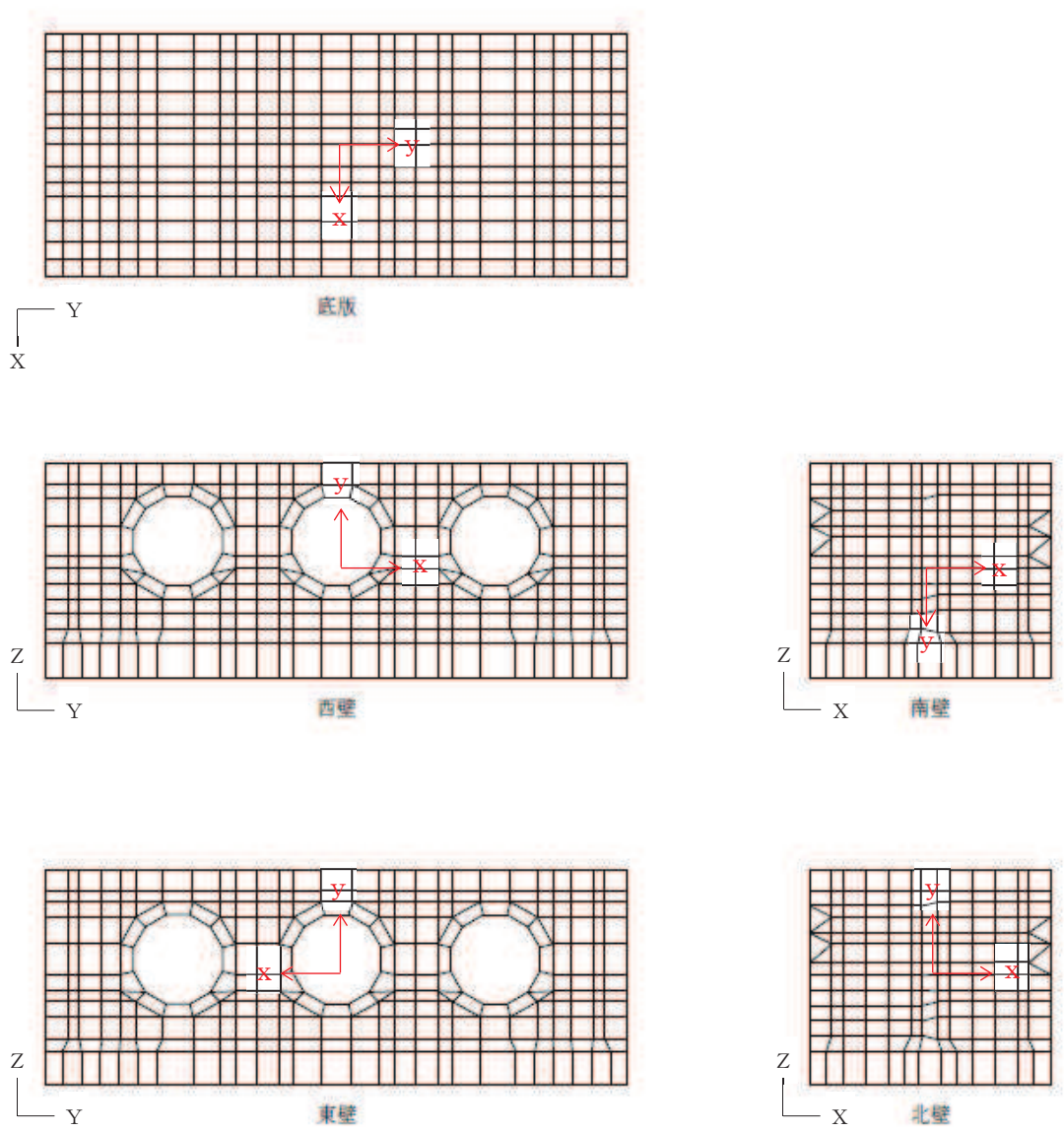


図 8.5-17 各部材の要素座標系

(a) 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果の一覧を表 8.5-13 に示す。また、最大照査値となる断面力分布（曲げモーメント，軸力）を図 8.5-19 に示す。

表 8.5-13 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	漂流物荷重載荷位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
底版	1	③	北端部	374	-338	0.8	16.5	0.05
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	4.7	16.5	0.29
西壁	3	③	北端部	511	-156	1.1	16.5	0.07
北壁	4	②	北端部	2239	-1166	4.7	16.5	0.29

注記*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

表 8.5-13 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*		解析ケース	漂流物荷重載荷位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
底版	1	③	北端部	-131	170	21.8	294	0.08
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	108.1	294	0.37
西壁	3	②	北端部	-510	246	56.7	294	0.20
北壁	4	③	北端部	2239	-1163	111.2	294	0.38

注記*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

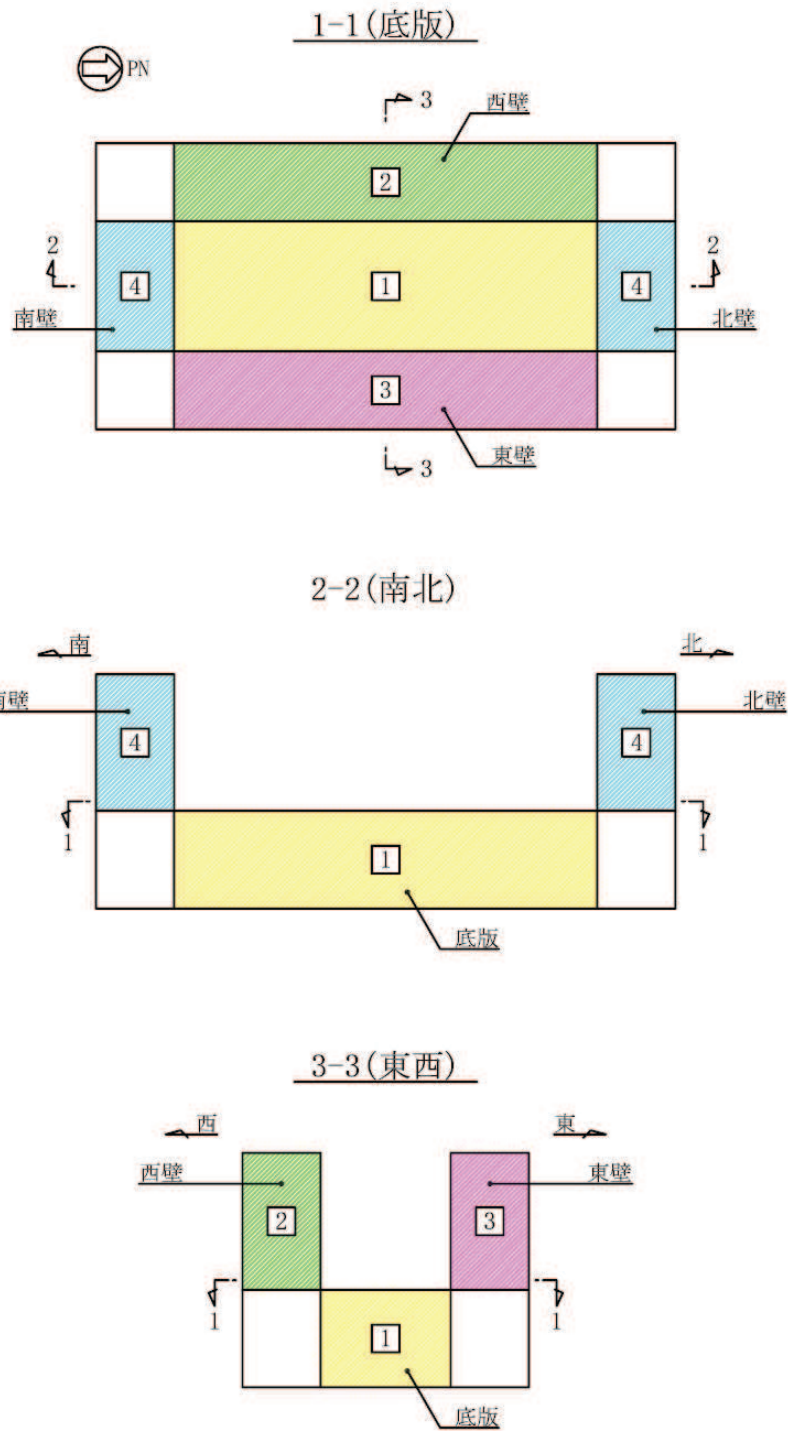


图 8.5-18 評価位置図

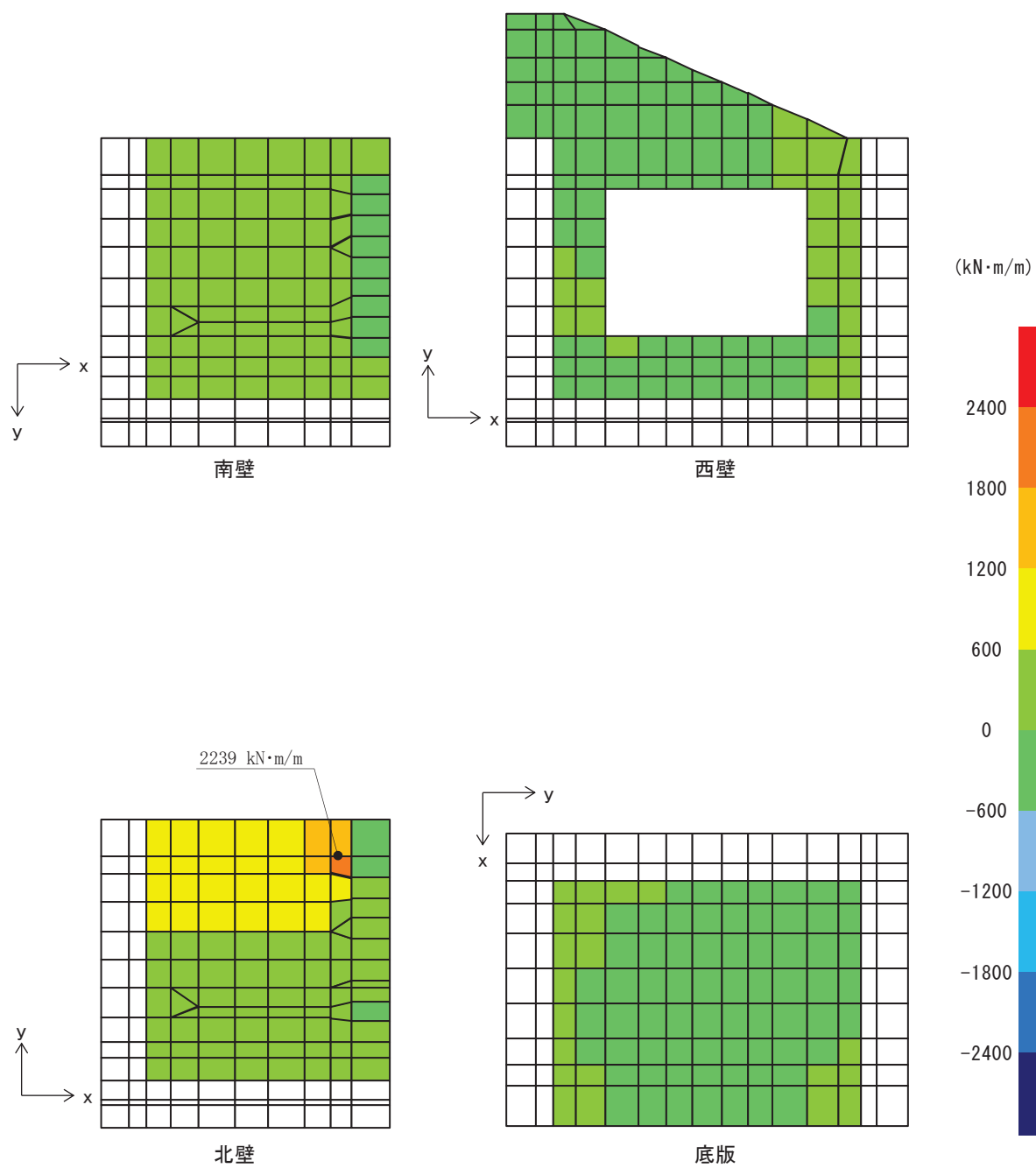


図 8.5-19(1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 M_x (解析ケース③)

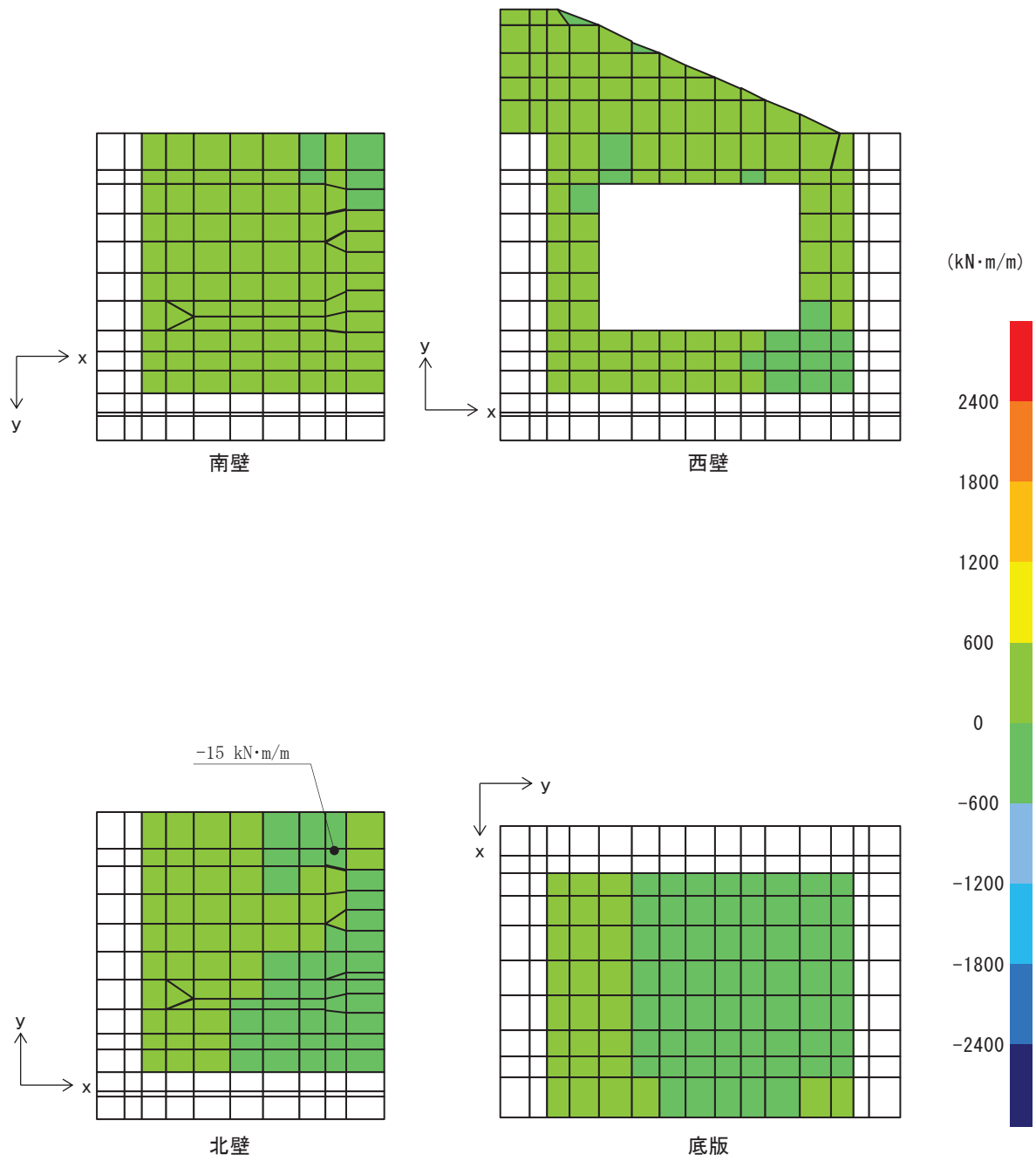


図 8.5-19(2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 M_y (解析ケース③)

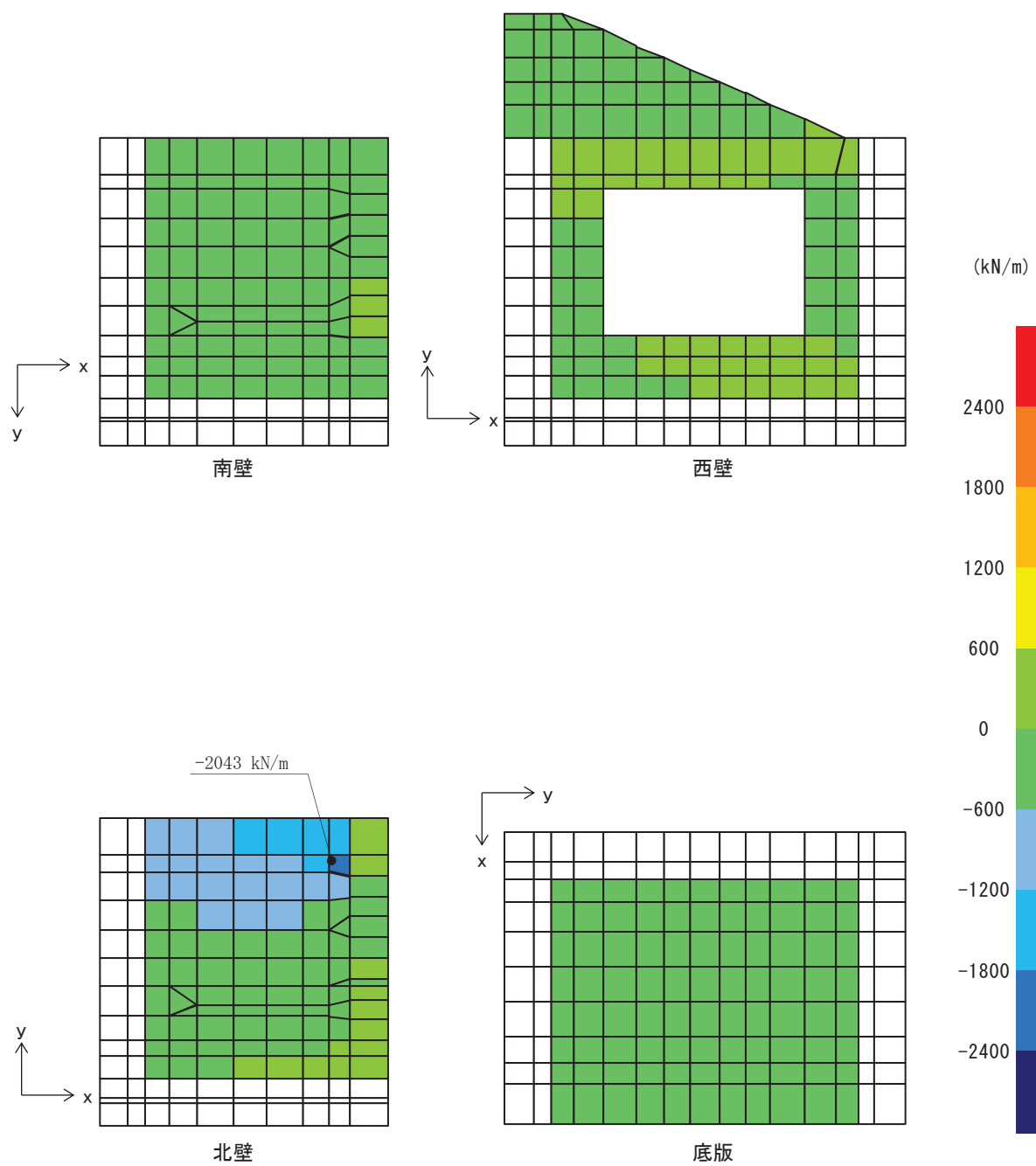


図 8.5-19(3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 N_x (解析ケース③)

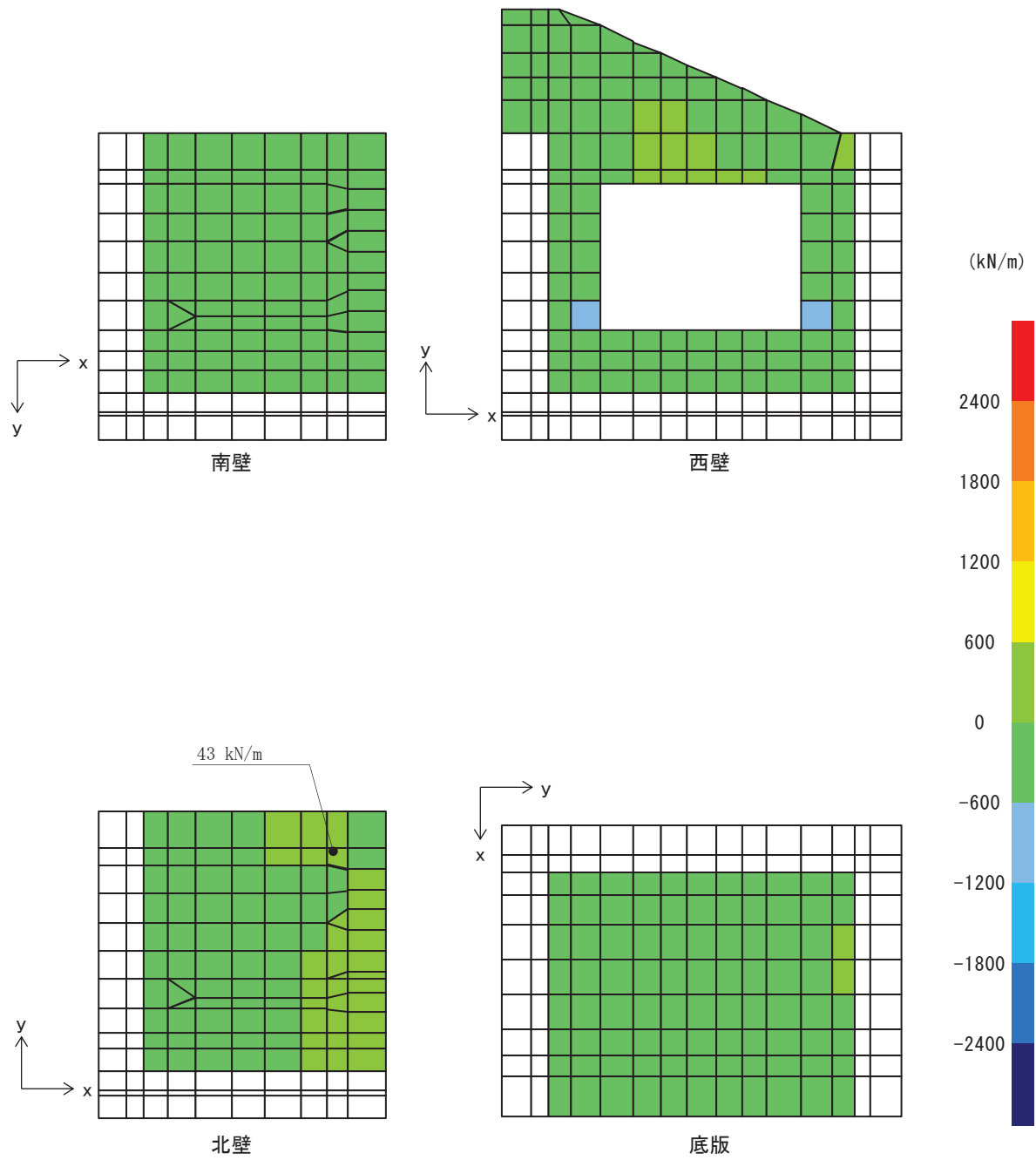


図 8.5-19(4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図 N_y (解析ケース③)

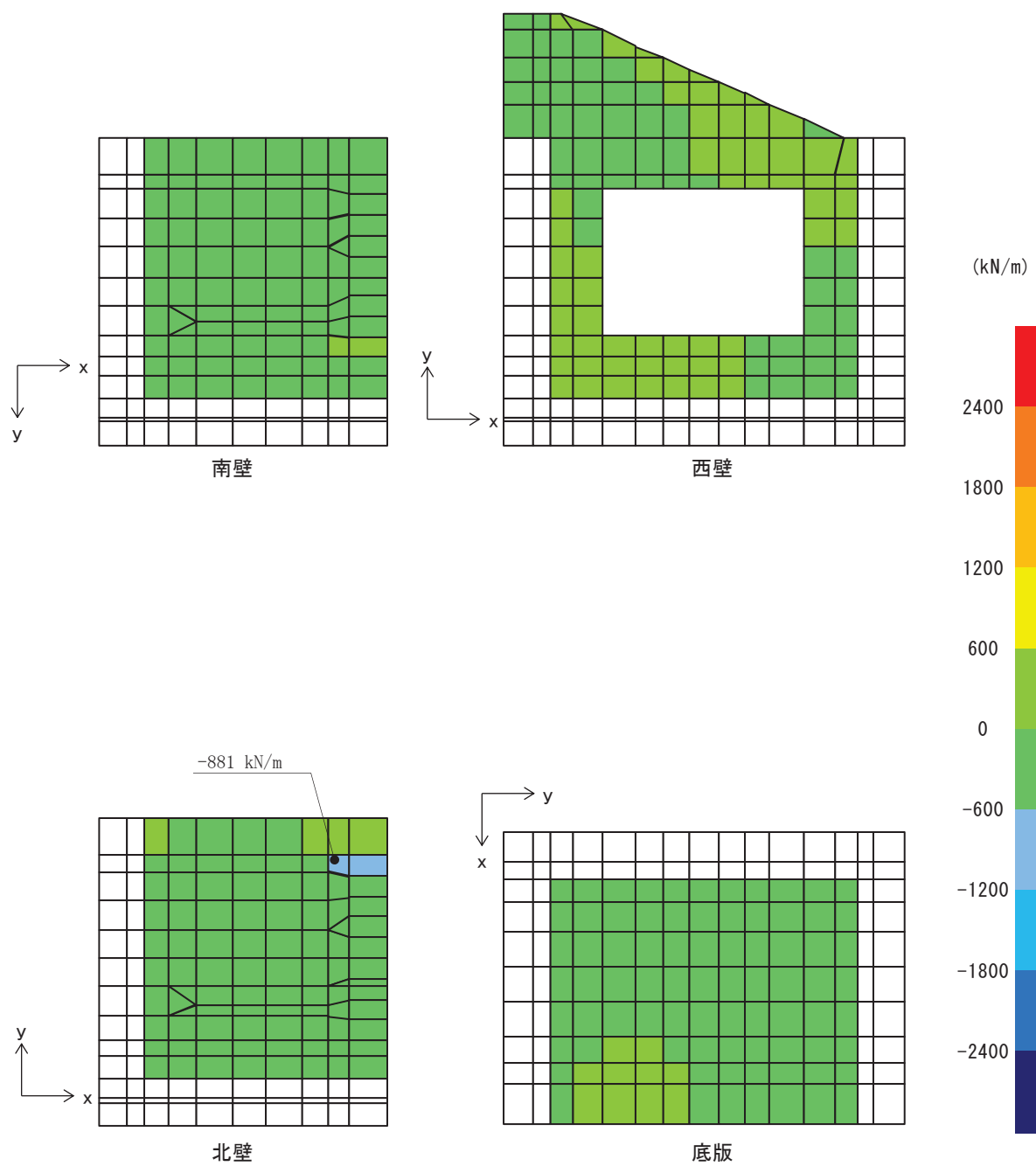


図 8.5-19(5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 $N_{x y}$ (解析ケース③)

(b) 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-14 に示す。また、断面力分布（せん断力）を図 8.5-20 に示す。

表 8.5-14 解析ケース

評価位置	解析ケース	衝突荷重作用位置	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	418	3495	0.12
南壁	2	③	594	3495	0.17
西壁	3	②	709	3495	0.21
北壁	4	①	551	3495	0.16

注記*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

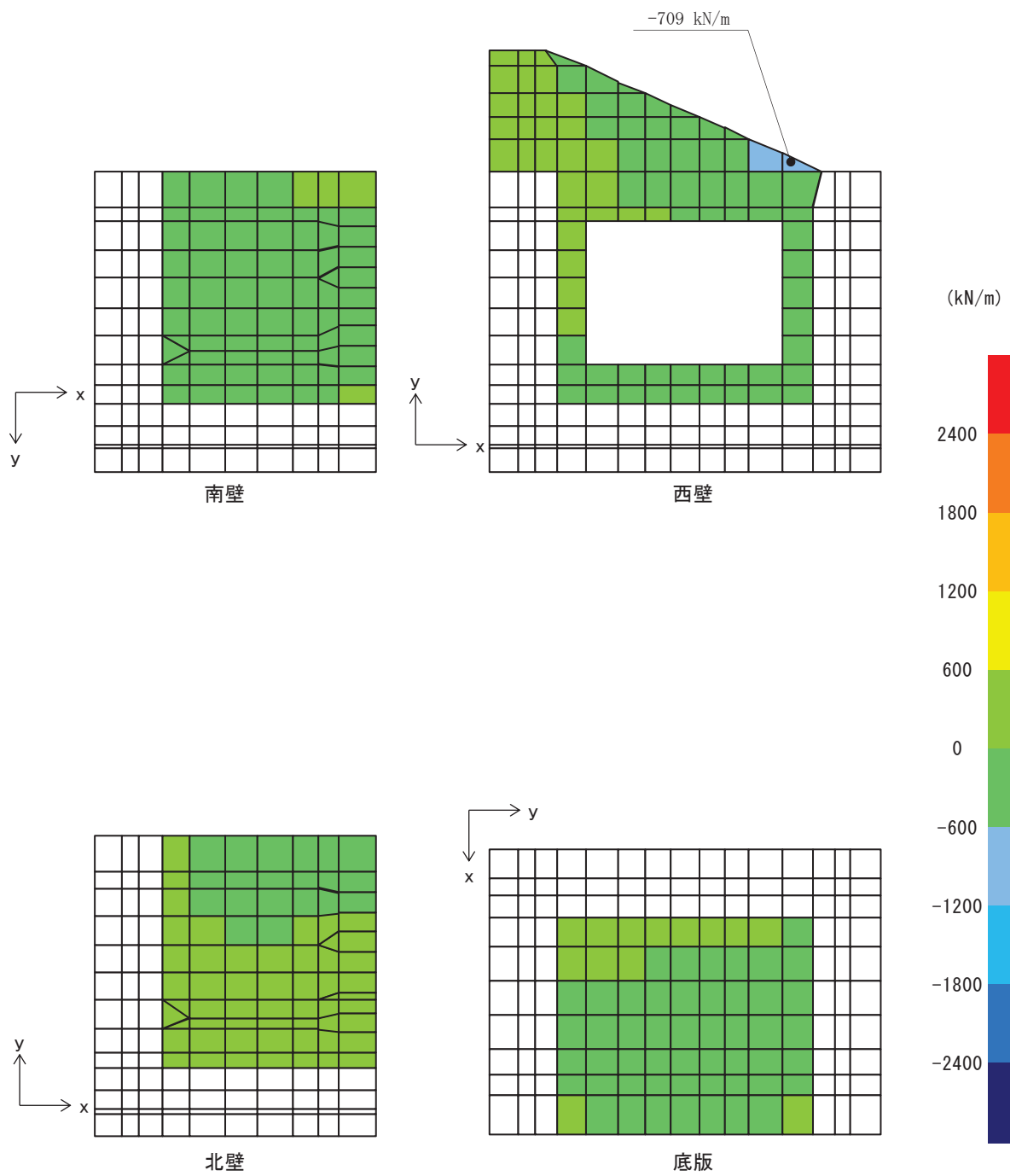


図8.5-20(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力(kN/m) : Q_x)

(西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

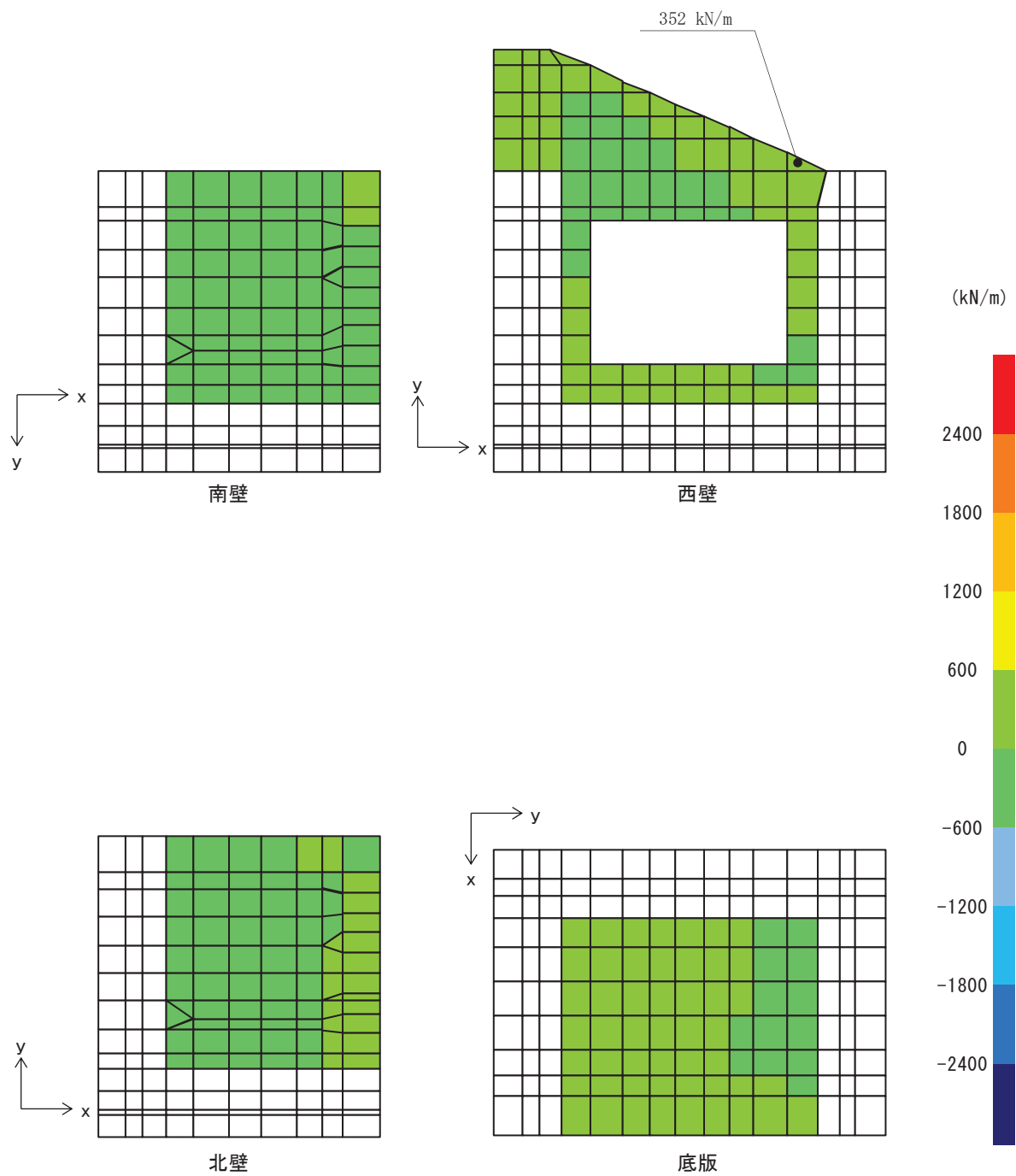


図8.5-20(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力(kN/m) : Q_y)
 (西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

(3) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元静的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

8.5.2 重畳時

(1) 二次元動的解析

a. 評価対象断面

出口側集水ピットの重畳時の評価対象断面を図 3-1 に示す。重畳時の評価対象断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8.2-2 に示す。

b. 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、弾性設計用地震動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て行う。

解析手法の選定フローを図 8.5-21 に示す。

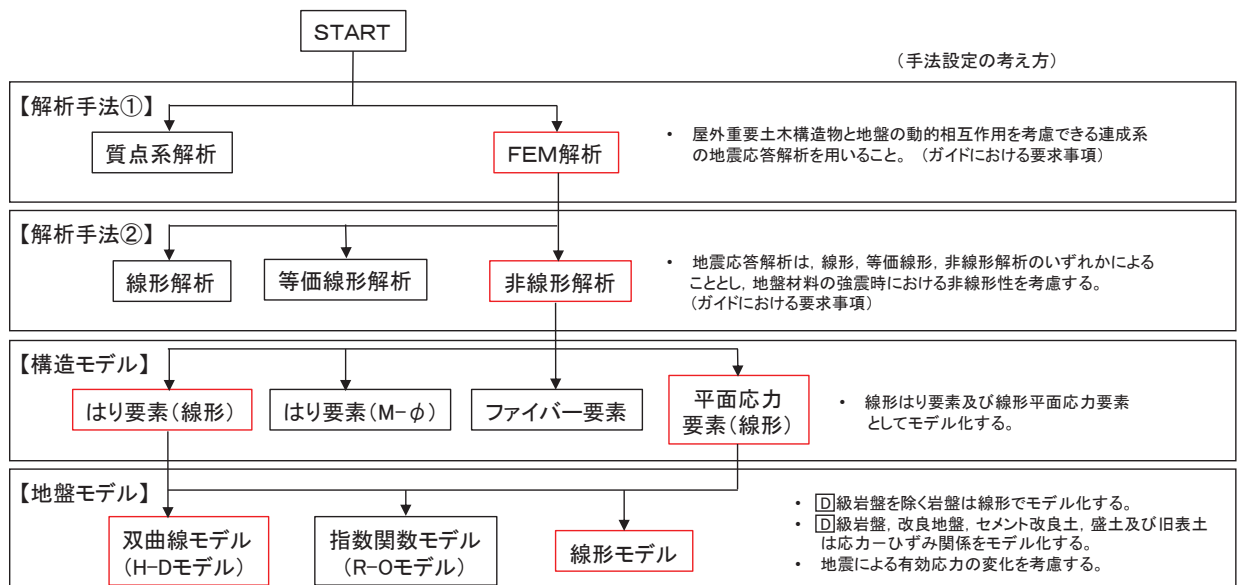


図 8.5-21 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

(b) 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。なお、防潮堤（盛

土堤防) のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素 (マルチスプリング要素) 及び線形の平面ひずみ要素 (ソリッド要素) でモデル化する。

(c) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性 (せん断弾性係数) のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-15 に示す。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

表 8.5-15 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、D級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤、C _M 級岩盤、 C _H 級岩盤、B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(d) 減衰定数

Rayleigh 減衰は、一般部 (有効応力解析) では剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

(e) 解析ケースの選定

イ. 強度評価における解析ケース

重畳時には、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース① (基本ケース) を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8.5-16 に示す。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っ

ており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-16 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性			平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~④を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。		
		-+*1	○			

注記 *1: 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

ロ. 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8.5-17 に示す解析ケース②~④を実施する。

表 8.5-17 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.5-22 に、一次元解析モデル図を図 8.5-23 に示す。図 8.5-25 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

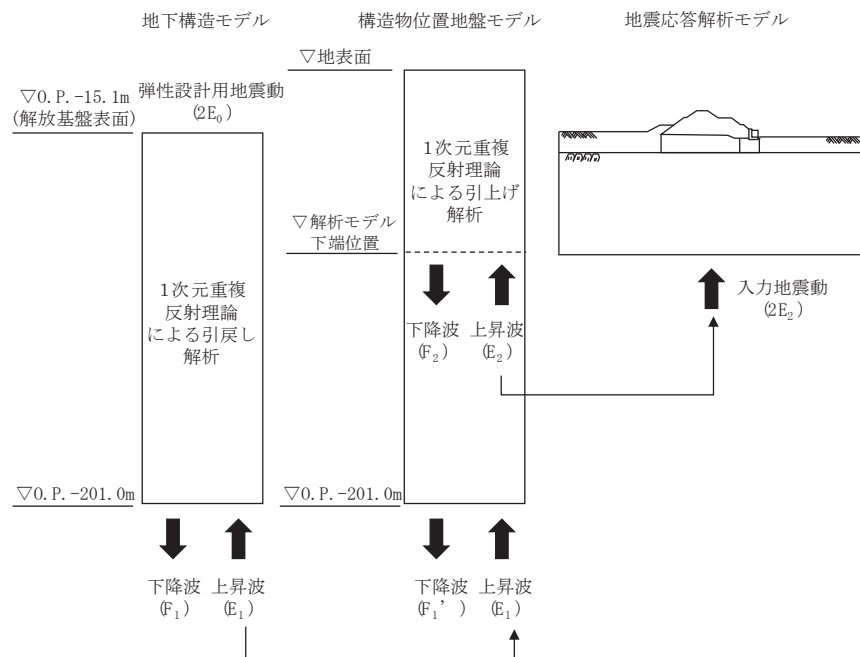


図 8.5-22 入力地震動算定の概念図

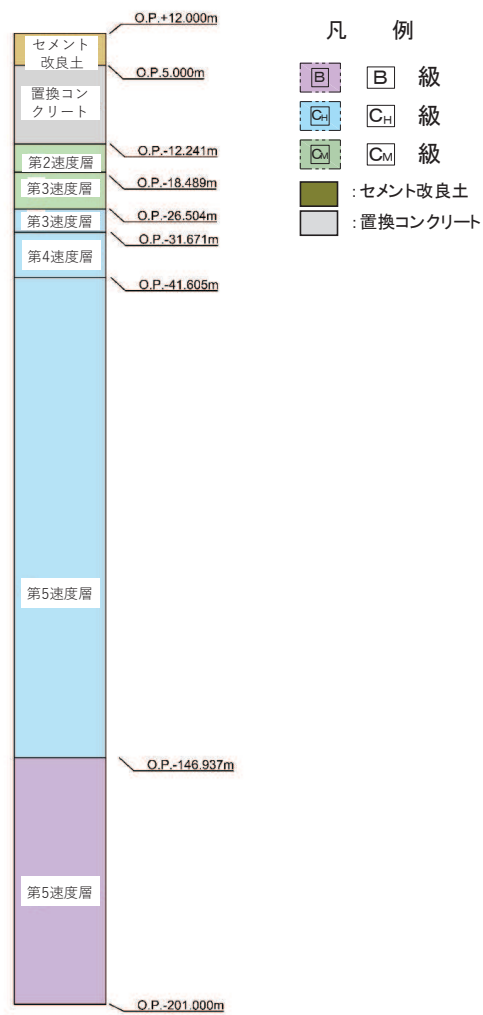
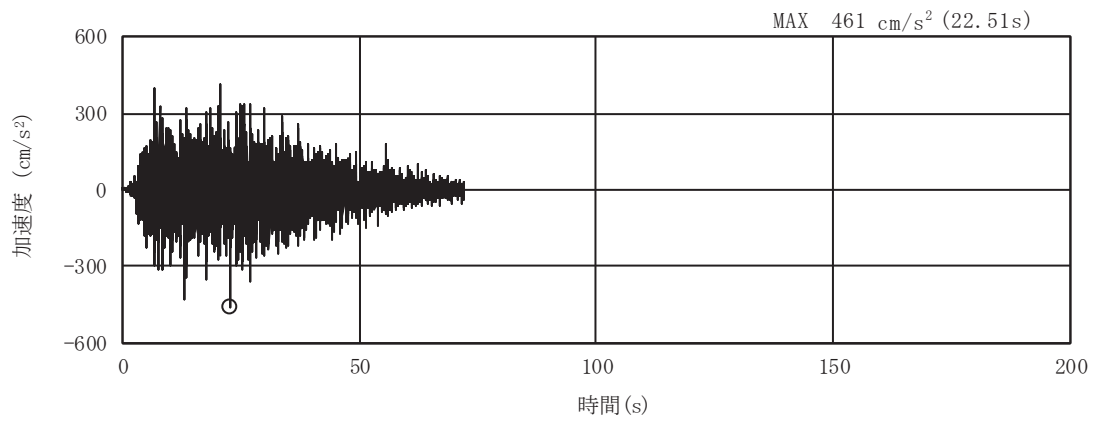
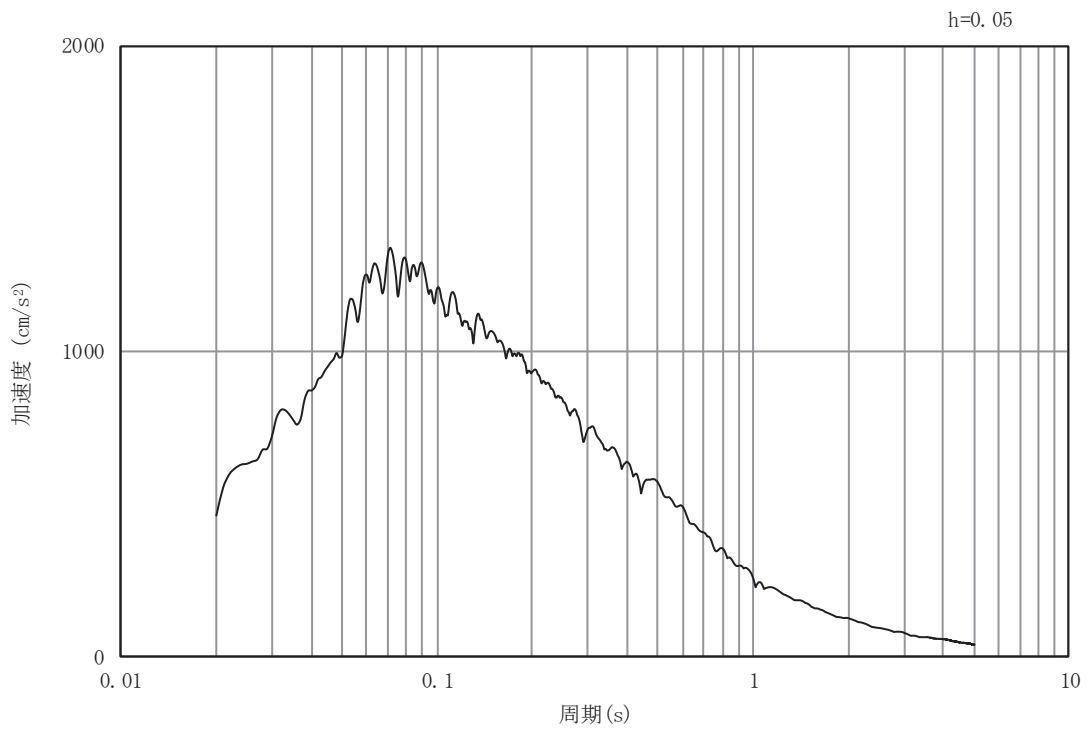


図 8.5-23 一次元解析モデル図

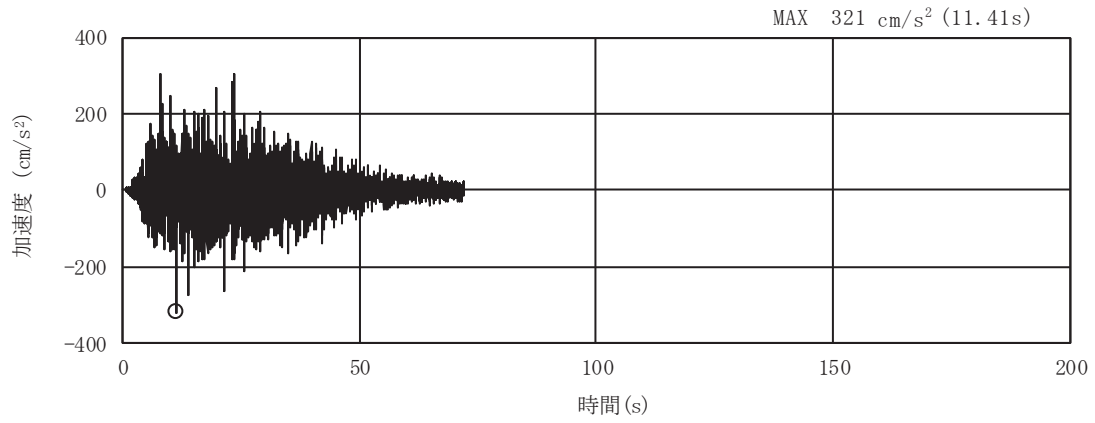


(a) 加速度時刻歴波形

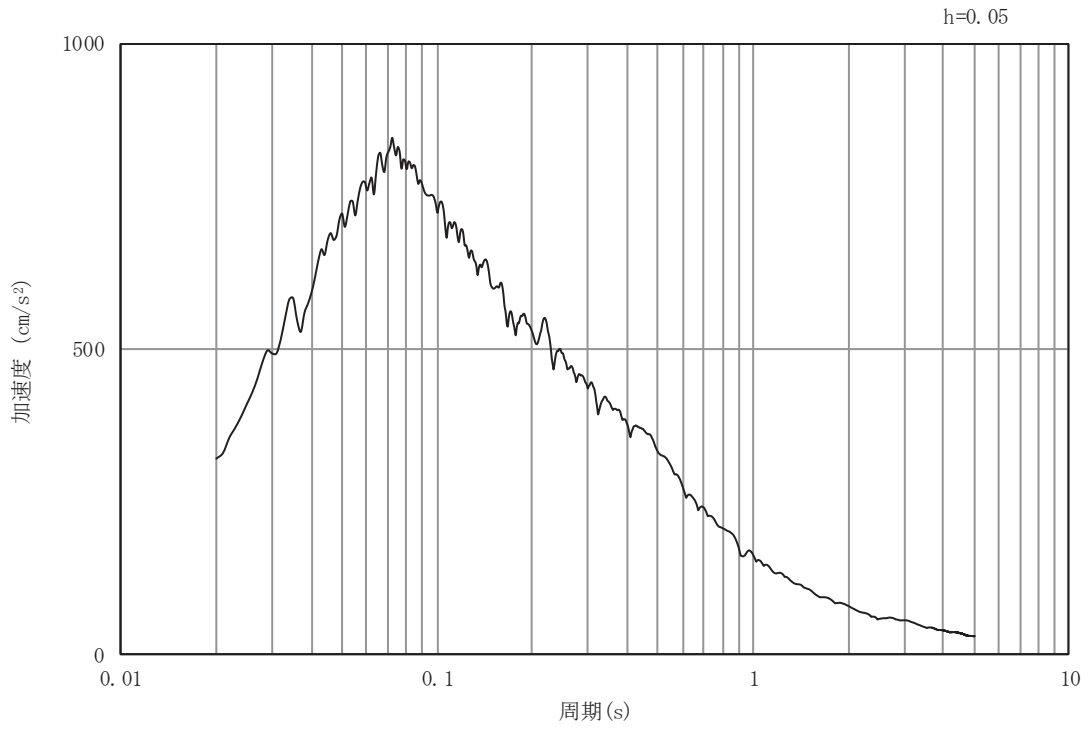


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-24 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-24(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

d. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

イ. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)を参考に、図 8.5-25 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-26 に示す。

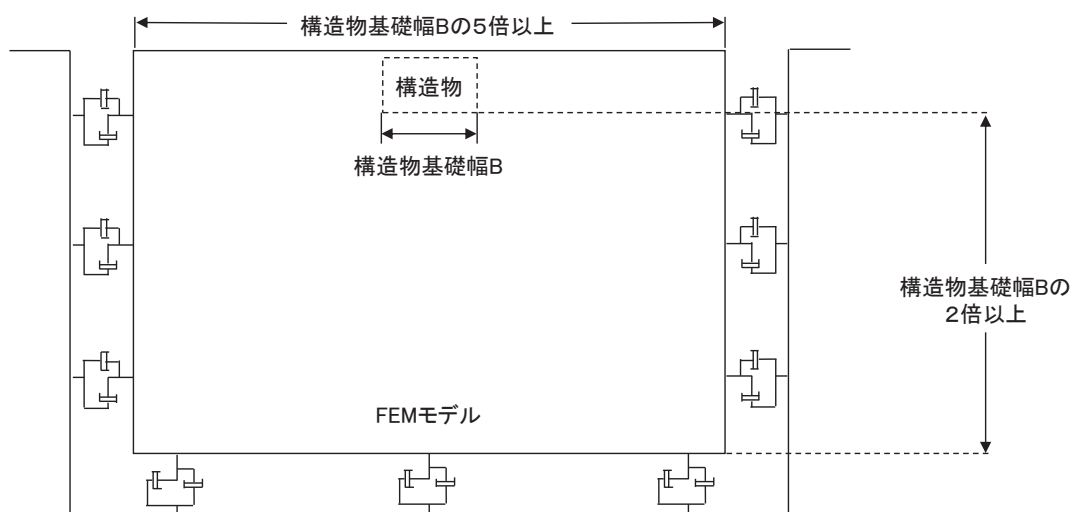


図 8.5-25 モデル化範囲の考え方

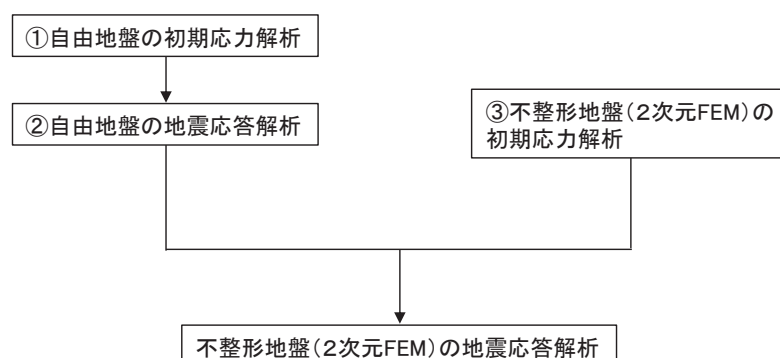


図 8.5-26 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(イ). 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-27 に示す。

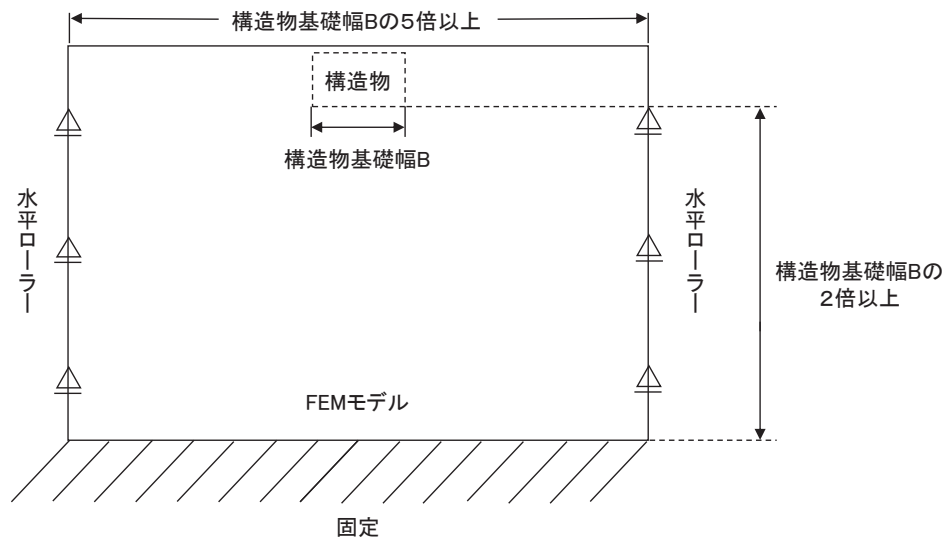


図 8.5-27 固有値解析における境界条件の概念図

(ロ). 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-28 に示す。

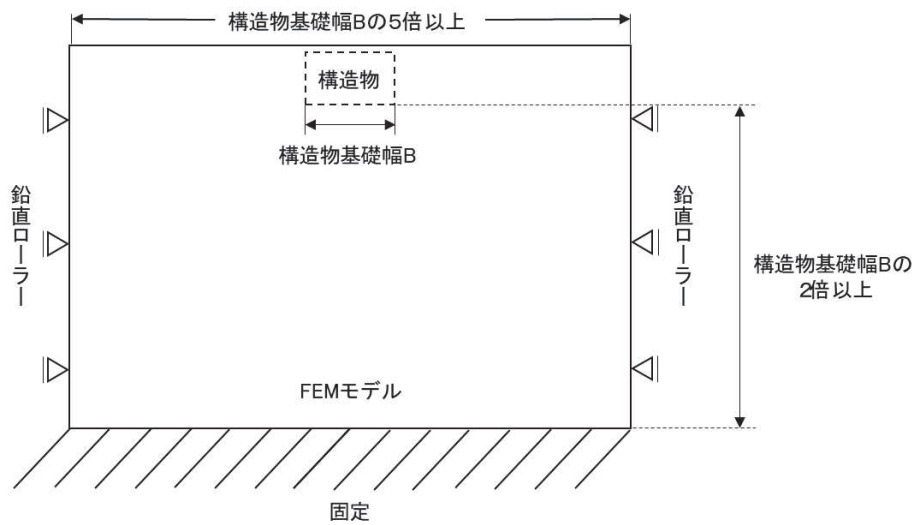


図 8.5-28 初期応力解析における境界条件の概念図

(ハ) 地震応答解析時

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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-29 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

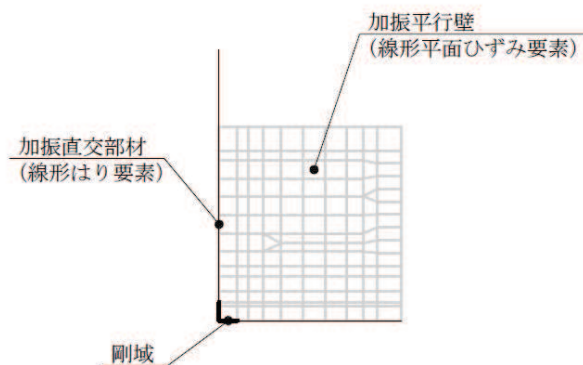


図 8.5-29 構造部材のモデル化

二. 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。また、一般部に分布するD級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。出口側集水ピットの解析モデルを図8.5-30に示す。

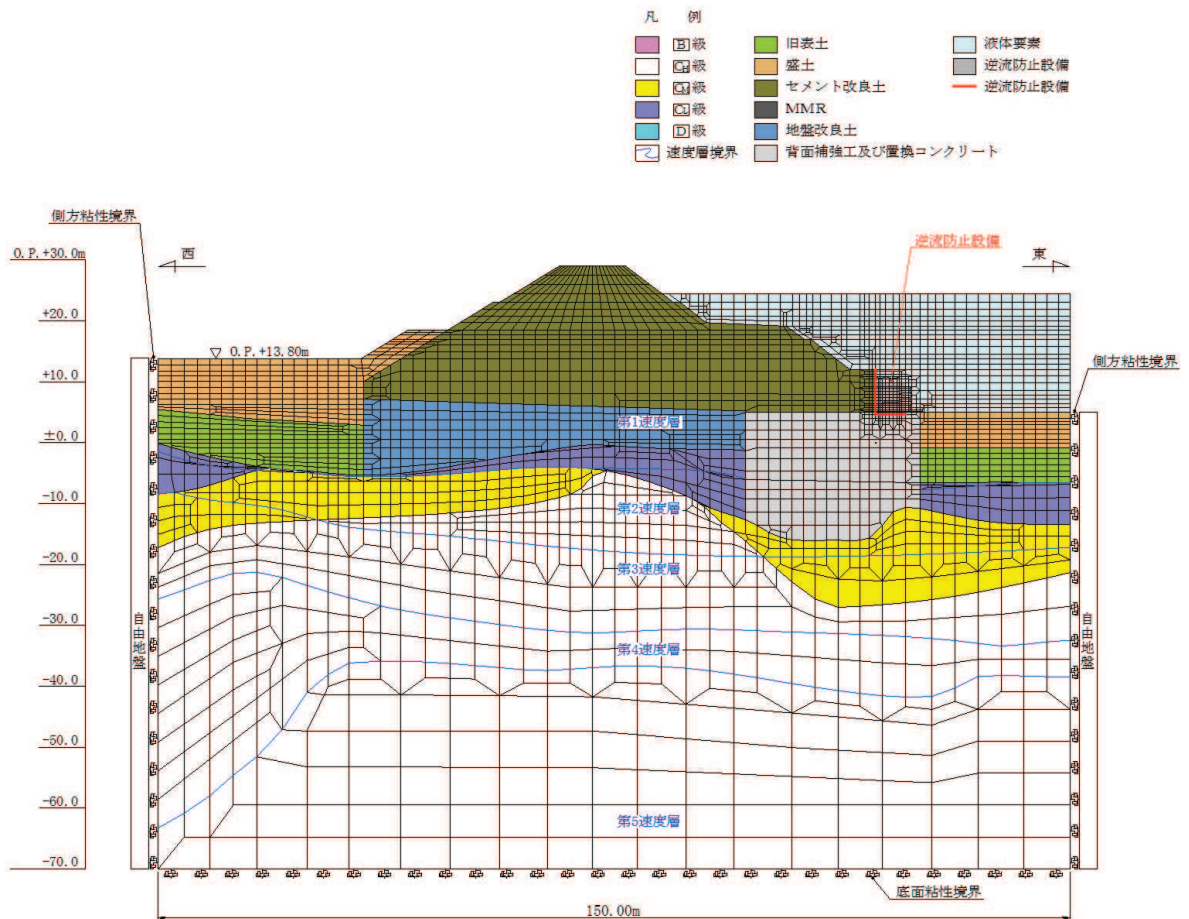


図 8.5-30 出口側集水ピットの解析モデル (重畳時)

ホ. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について確認することとする。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-31 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-32 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-18 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-19 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-18 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-18 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-19 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009）に従い，表 8.5-20 のとおり設定する。

表 8.5-20 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

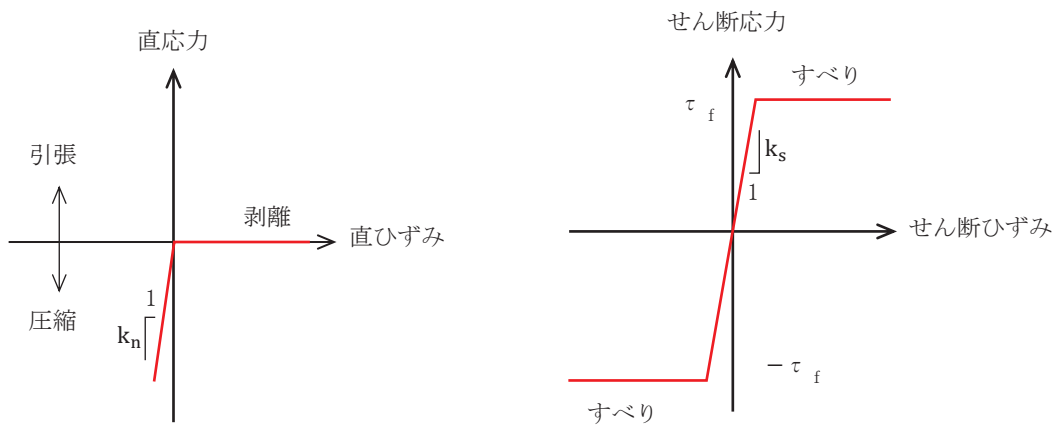


図 8.5-31 ジョイント要素の力学特性

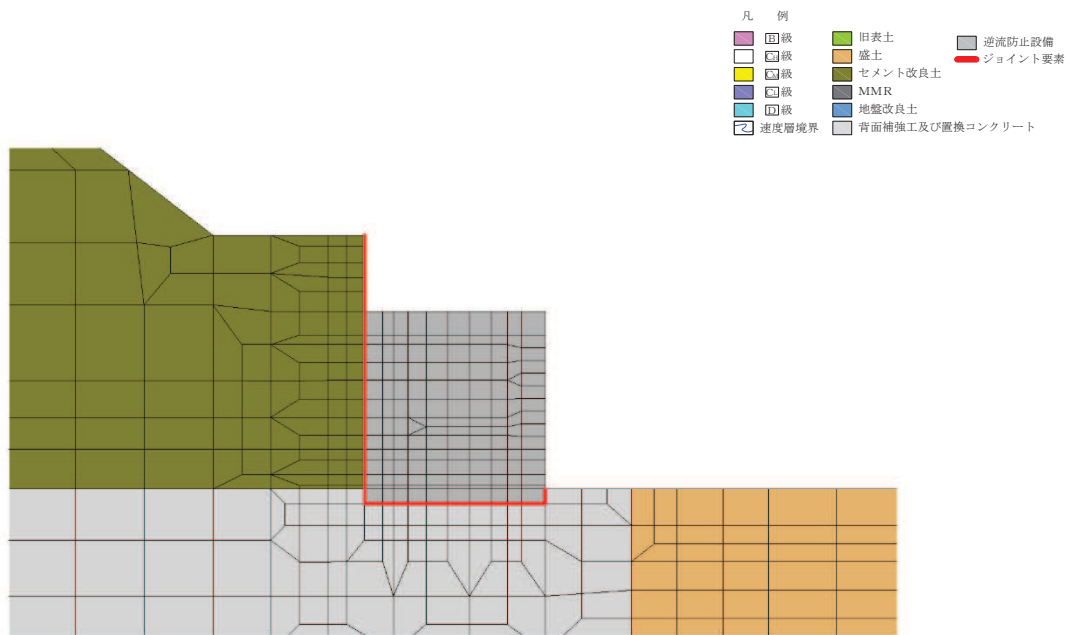


図 8.5-32 ジョイント要素の配置

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。

(c) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。

(d) 地下水位

地下水位は、「8.5.1 津波時」と同様であり、図 8.2-2 のとおりである。

e. 地震応答解析結果

(a) 解析ケースと照査値

強度評価においては、「8.5. 評価方法」に基づき、すべての弾性設計用地震動 S_d-D 2 に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

イ. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-21 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-21 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S _s -D 1	++		0.20		
	-+		0.17		
S _s -D 2	++		0.17		
	-+		0.27	0.22	0.35
S _s -D 3	++		0.14		
	-+		0.14		
S _s -F 1	++		0.12		
	-+		0.11		
S _s -F 2	++		0.20		
	-+		0.16		
S _s -F 3	++		0.13		
	-+		0.15		
S _s -N 1	++		0.16		
	-+		0.34		

表 8.5-21 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.19		
	-+	0.19		
S _s -D2	++	0.22		
	-+	0.23	0.21	0.27
S _s -D3	++	0.17		
	-+	0.16		
S _s -F1	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F2	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -F3	++	0.18		
	-+	0.17		
S _s -N1	++	0.24		
	-+	0.20		

表 8.5-21 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.45		
	-+	0.37		
S _s -D2	++	0.42		
	-+	0.50	0.50	0.52
S _s -D3	++	0.35		
	-+	0.33		
S _s -F1	++	0.28		
	-+	0.31		
S _s -F2	++	0.41		
	-+	0.37		
S _s -F3	++	0.34		
	-+	0.29		
S _s -N1	++	0.42		
	-+	0.39		

表 8.5-21 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S s-D 1	++		0.17		
	-+		0.17		
S s-D 2	++		0.19		
	-+		0.19	0.19	0.19
S s-D 3	++		0.16		
	-+		0.14		
S s-F 1	++		0.13		
	-+		0.14		
S s-F 2	++		0.17		
	-+		0.17		
S s-F 3	++		0.16		
	-+		0.14		
S s-N 1	++		0.21		
	-+		0.13		

ロ. せん断破壊に対する照査

表 8.5-22 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-22 (1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.18		
	-+		0.18	0.17	0.20

表 8.5-22 (2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.21		
	-+		0.21	0.21	0.22

表 8.5-22 (3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.27		
	-+		0.30	0.31	0.36

表 8.5-22 (4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.15	0.15

ハ. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-23 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-23 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
(基礎地盤 (MMR) の接地圧)

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.02	0.03

(b) 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

イ. 頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1) を表 8.5-24 に示す。

表 8.5-24 頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+0.248 (25.24)
		-+	+0.276 (13.63)
②	S d - D 2	++	+0.224 (29.99)
③	S d - D 2	++	+0.364 (13.64)

ロ. 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）を表 8.5-25 に示す。

表 8.5-25 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

解析ケース	地震動		総水平荷重(kN/m) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+1084 (13.52)
		-+	+782 (13.63)
②	S d - D 2	++	+1017 (13.62)
③	S d - D 2	++	+667 (8.01)

ハ. 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）を表 8.5-26 に示す。

表 8.5-26 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

解析ケース	地震動		最大層間変位(mm) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+0.248 (25.24)
		-+	+0.276 (13.63)
②	S d - D 2	++	+0.224 (29.99)
③	S d - D 2	++	+0.364 (13.64)

(c) 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-33 及び図 8.5-34 に示す。

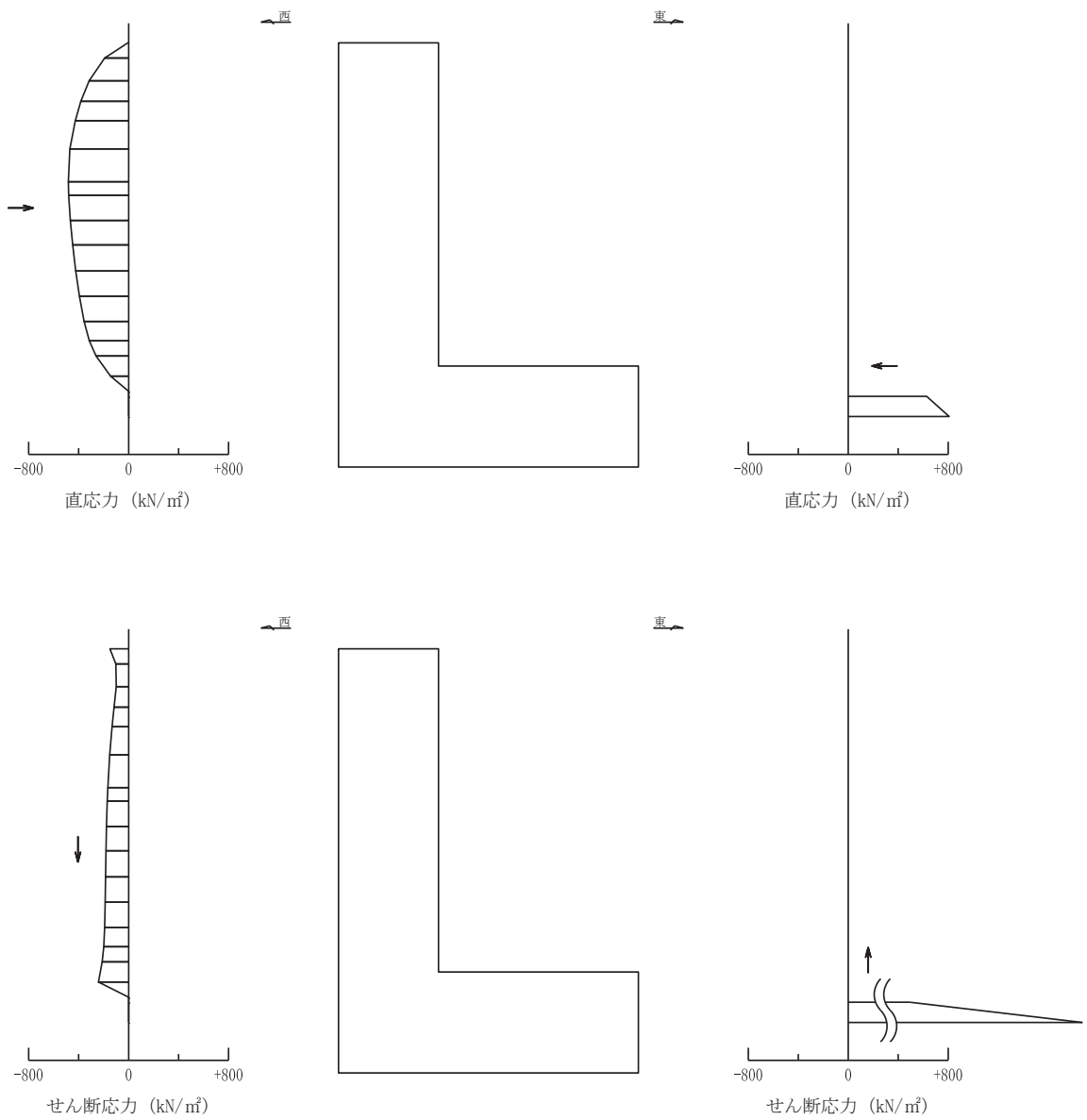
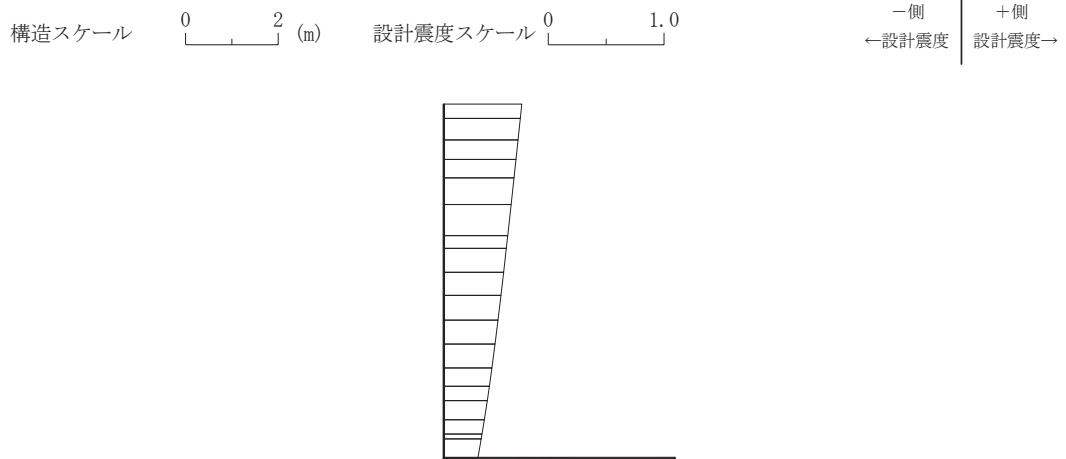
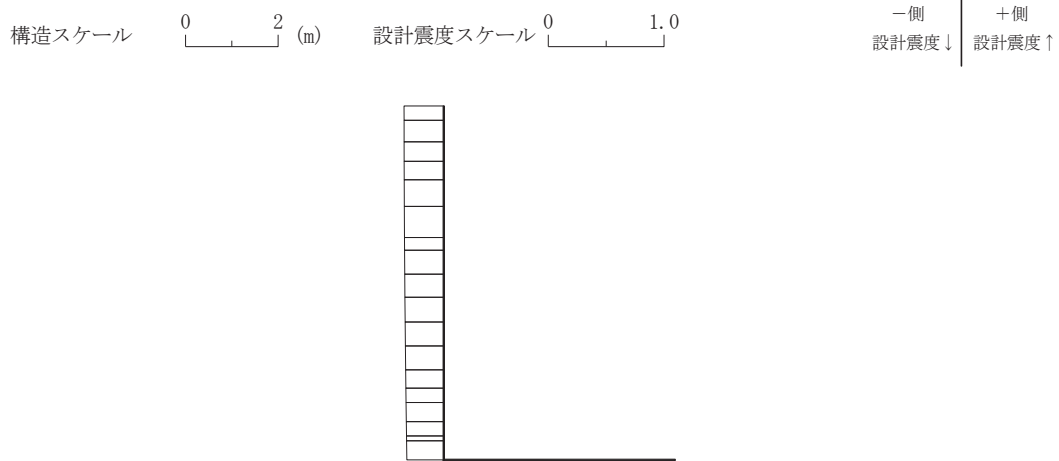


図 8.5-33 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース①, 地震動 S d - D 2 (- +), $t = 13.63 \text{ s}$)



設計水平震度

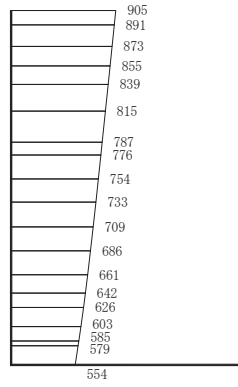


設計鉛直震度

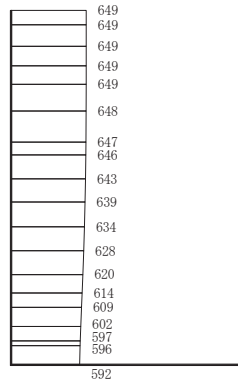
図 8.5-34 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース①, 地震動 S d - D 2 (-+), $t = 13.63$ s)

(d) 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの東西方向の最大加速度分布を図 8.5-35 に示す。



(a) S d - D 2 (++) 水平

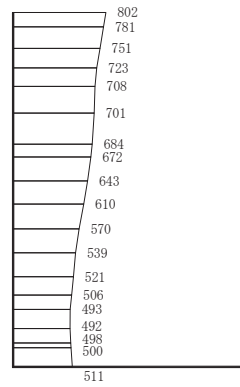


構造スケール 0 2 (m)

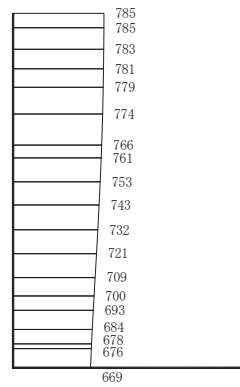
応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S d - D 2 (++) 鉛直

図 8.5-35 (1) 最大加速度分布図



(a) S d - D 2 (- +) 水平

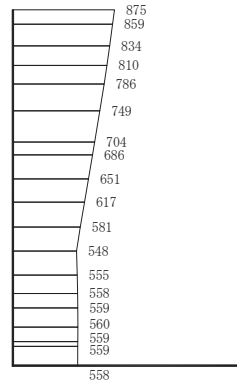


(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

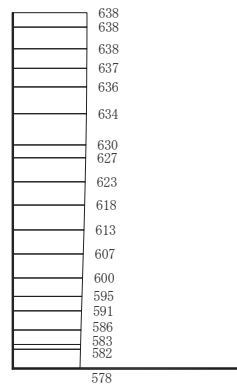
構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-35 (2) 最大加速度分布図



(a) S d - D 2 (- +) + σ 水平

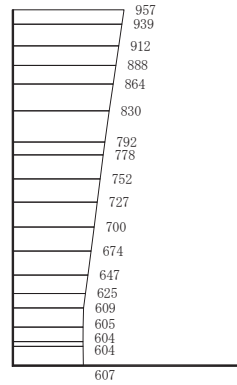


構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

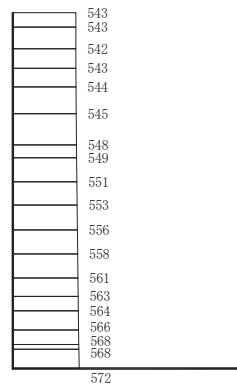
(b) S d - D 2 (- +) + σ 鉛直

図 8.5-35 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (- +) - σ 水平

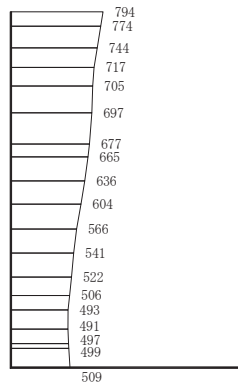


構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

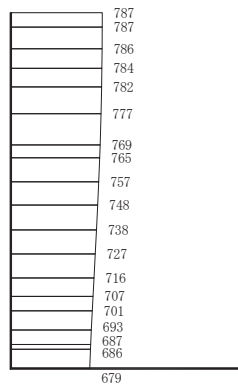
(b) S d - D 2 (- +) - σ 鉛直

図 8.5-35 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (- +) 水平



構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8.5-35 (5) 最大加速度分布図

(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) の実剛性を考慮した解析ケース

(3) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8.5-36 に評価対象部材を示す。

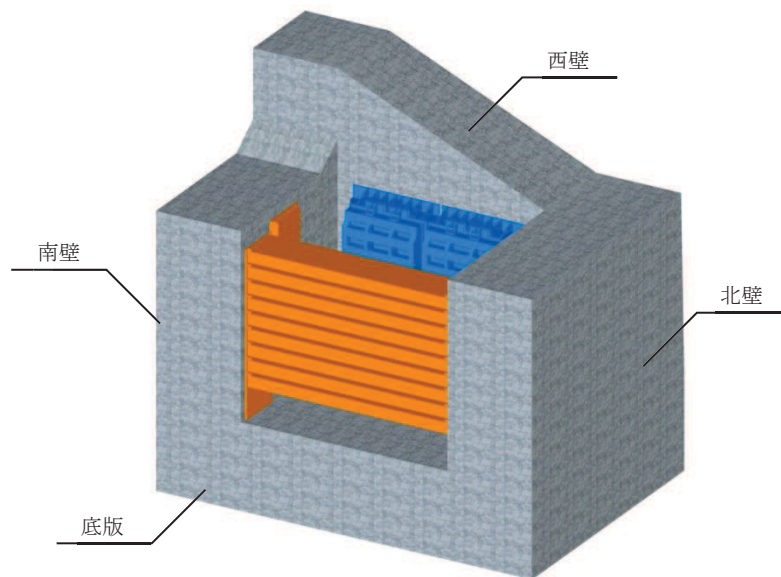


図 8.5-36 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-37 に、要素分割図を図 8.5-38 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」に基づき設定する。

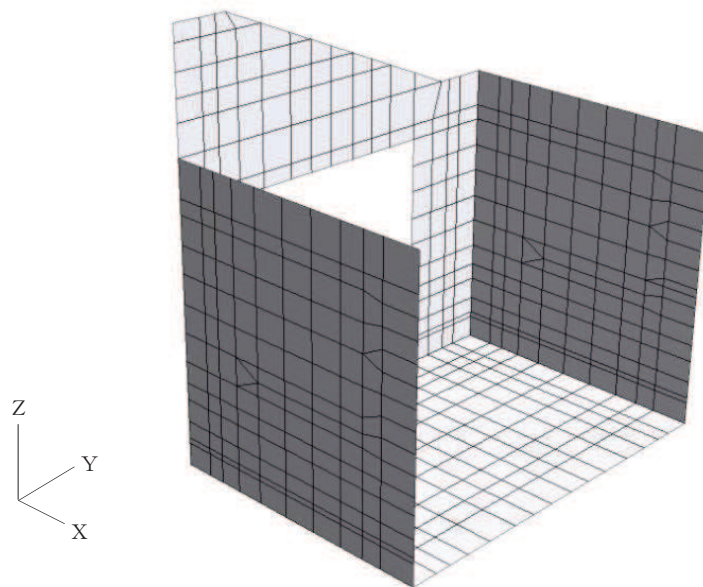


図 8.5-37 出口側集水ピットのモデル概念図

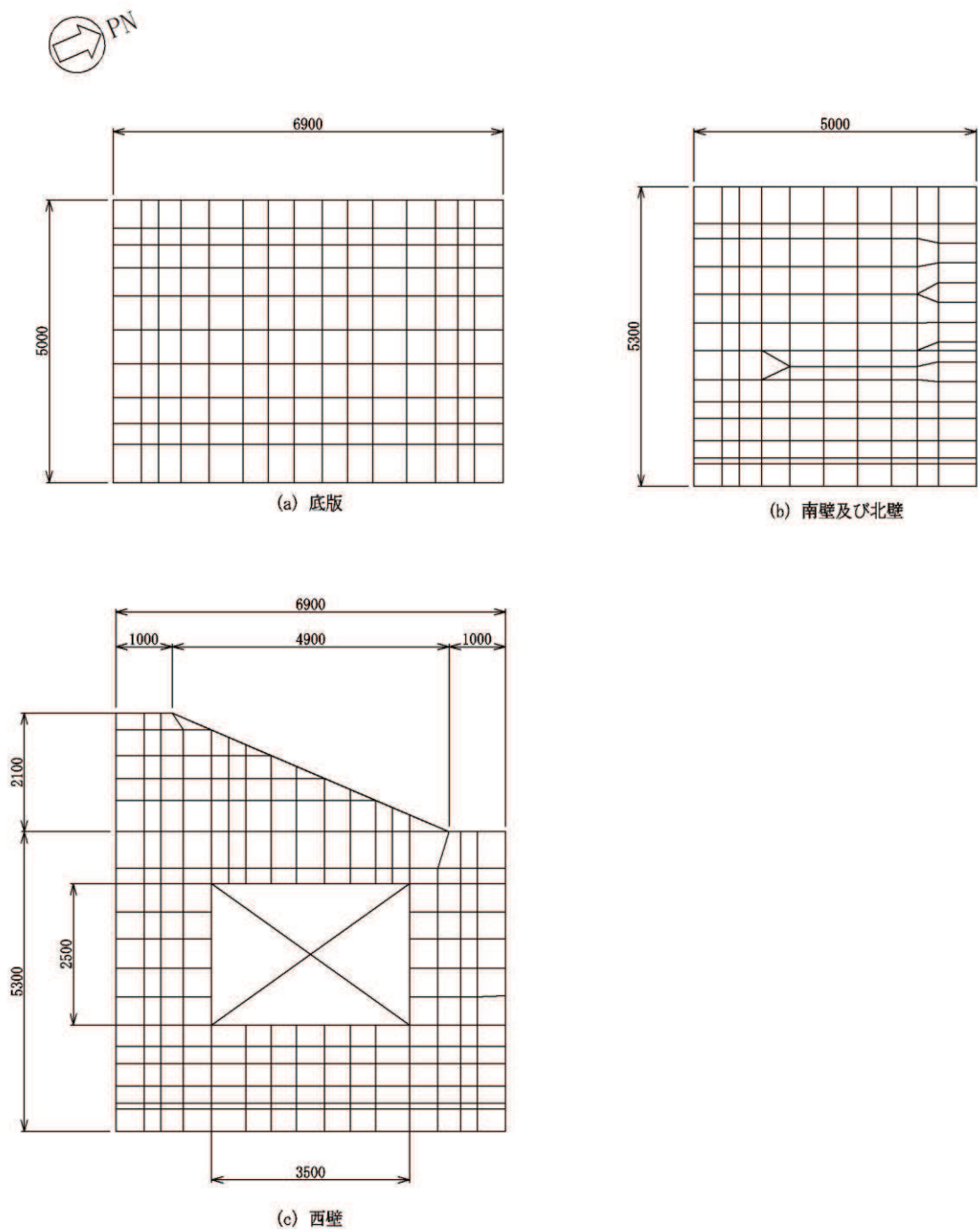


図 8.5-38 要素分割図

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 使用津波時」と同様である。

d. 照査時刻及び入力荷重

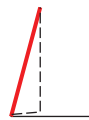

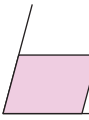
(a) 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8.5-27 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8.5-33、図 8.5-34 に示す。

表 8.5-27 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

(b) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「8.5.2(3)d.(a) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-28 に示す。

表8.5-28 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

注記*：動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

イ. 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-39 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-40 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

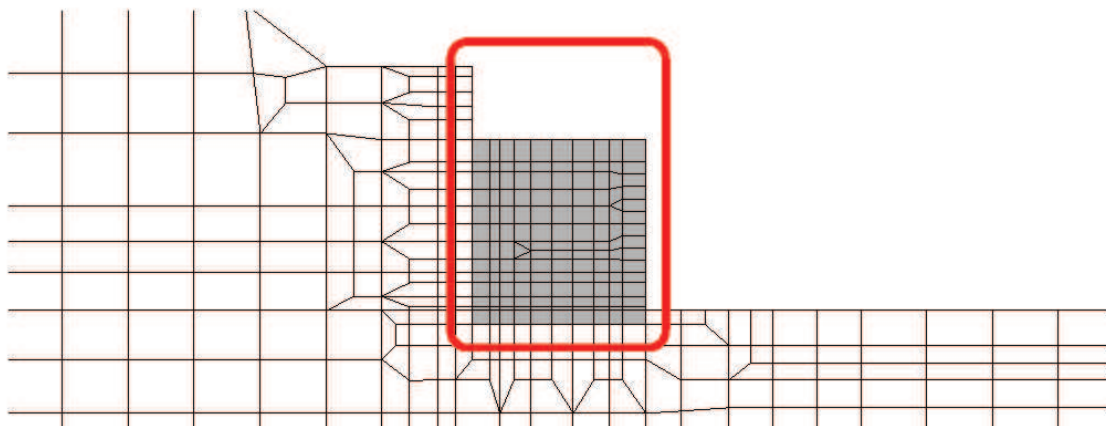


図 8.5-39 応答加速度抽出位置

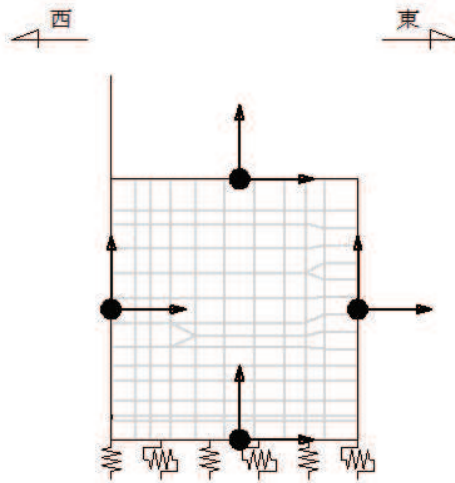


図 8.5-40 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

ロ. 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の，照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 8.5-41 に示す。また，算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，図 8.5-42 に示すとおり，出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

凡 例		
Ⅲ級	旧表土	液体要素
Ⅱ級	盛土	逆流防止設備
Ⅰ級	セメント改良土	ジョイント要素
Ⅳ級	MMR	: 土圧抽出位置
Ⅴ級	地盤改良土	
速度層境界	背面補強工	

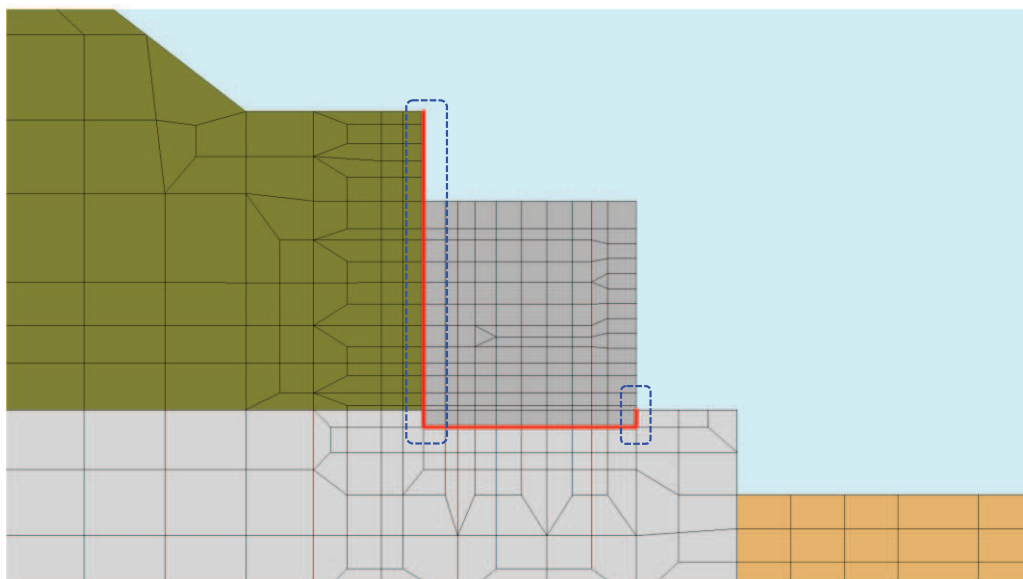


図 8.5-41 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

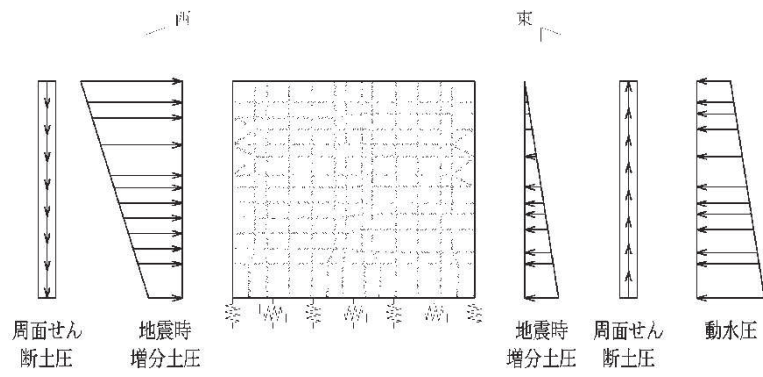


図 8.5-42 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-43 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-44 に示す。

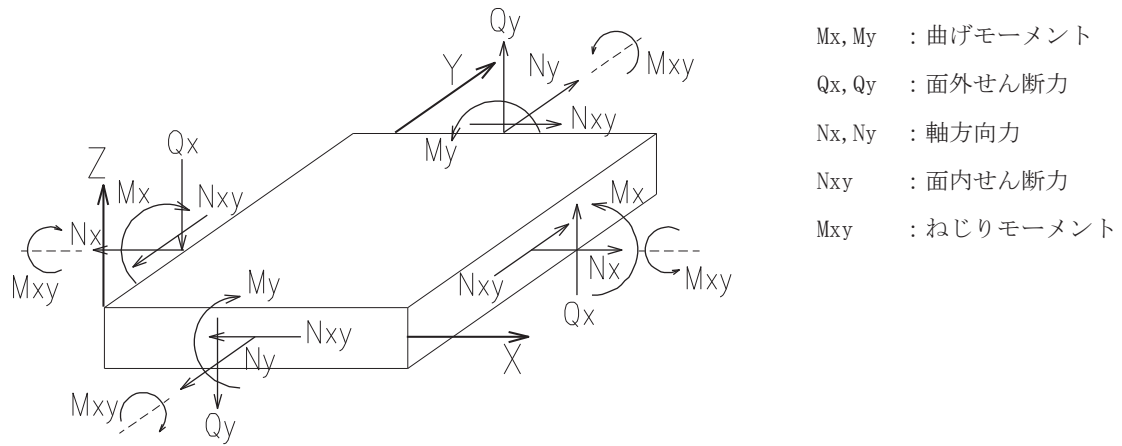


図 8.5-43 シェル要素における応答断面力

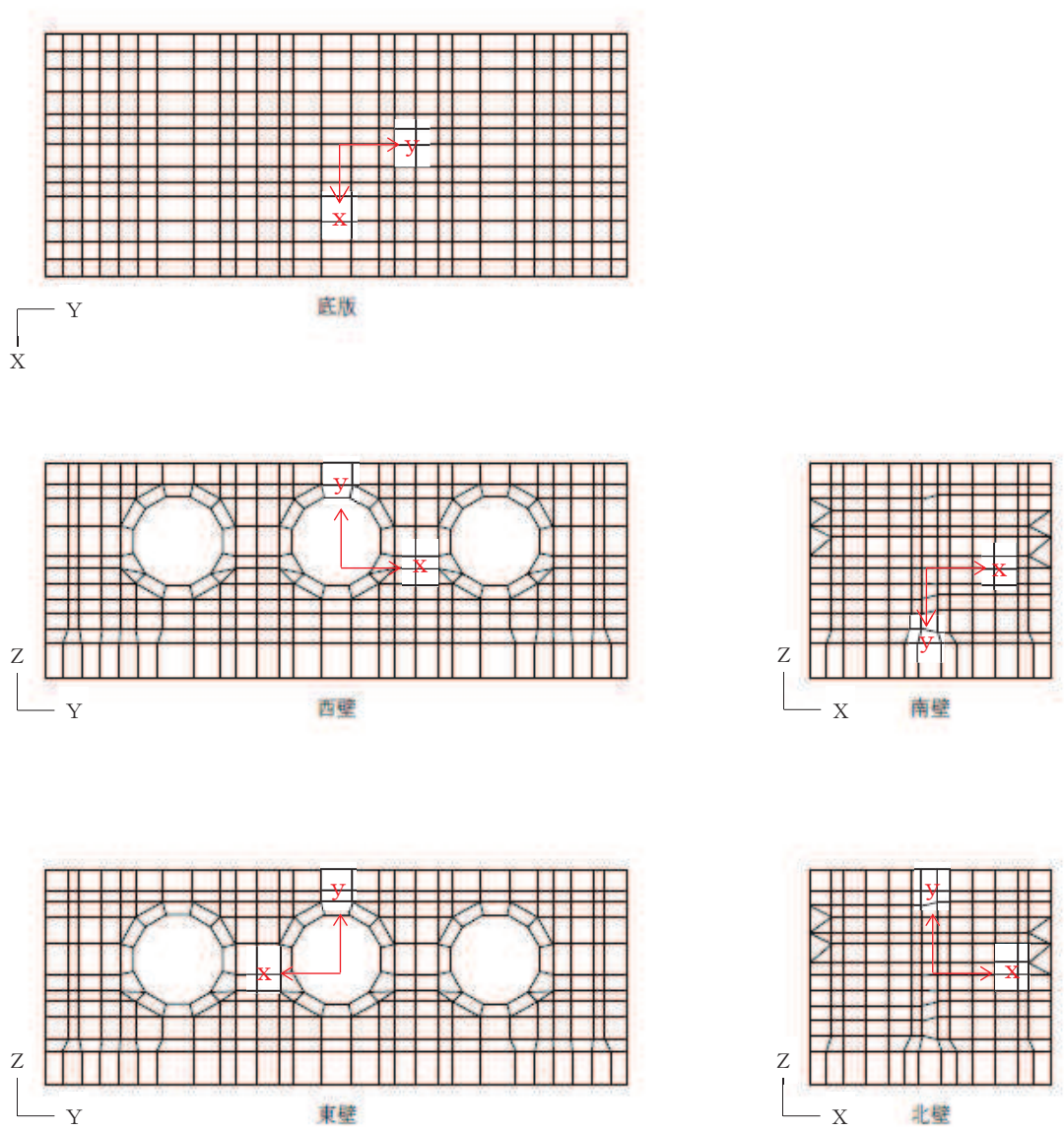


図 8.5-44 各部材の要素座標系

(a) 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-29 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-46 に示す。

表 8.5-29 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}	
					応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)		
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	-411	-337	0.9	16.5	0.06
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	845	-2793	2.3	16.5	0.14
西壁	3	③	S d-D 2 (-+)	-841	-156	1.8	16.5	0.11
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	943	-1786	2.1	16.5	0.13

注記*：評価位置は図 8.5-45 に示す。

表 8.5-29 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}	
					応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	162	436	41.7	294	0.15
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	923	-643	37.3	294	0.13
西壁	3	①	S d-D 2 (-+)	-789	717	110.1	294	0.38
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	779	-469	35.3	294	0.13

注記*：評価位置は図 8.5-45 に示す。

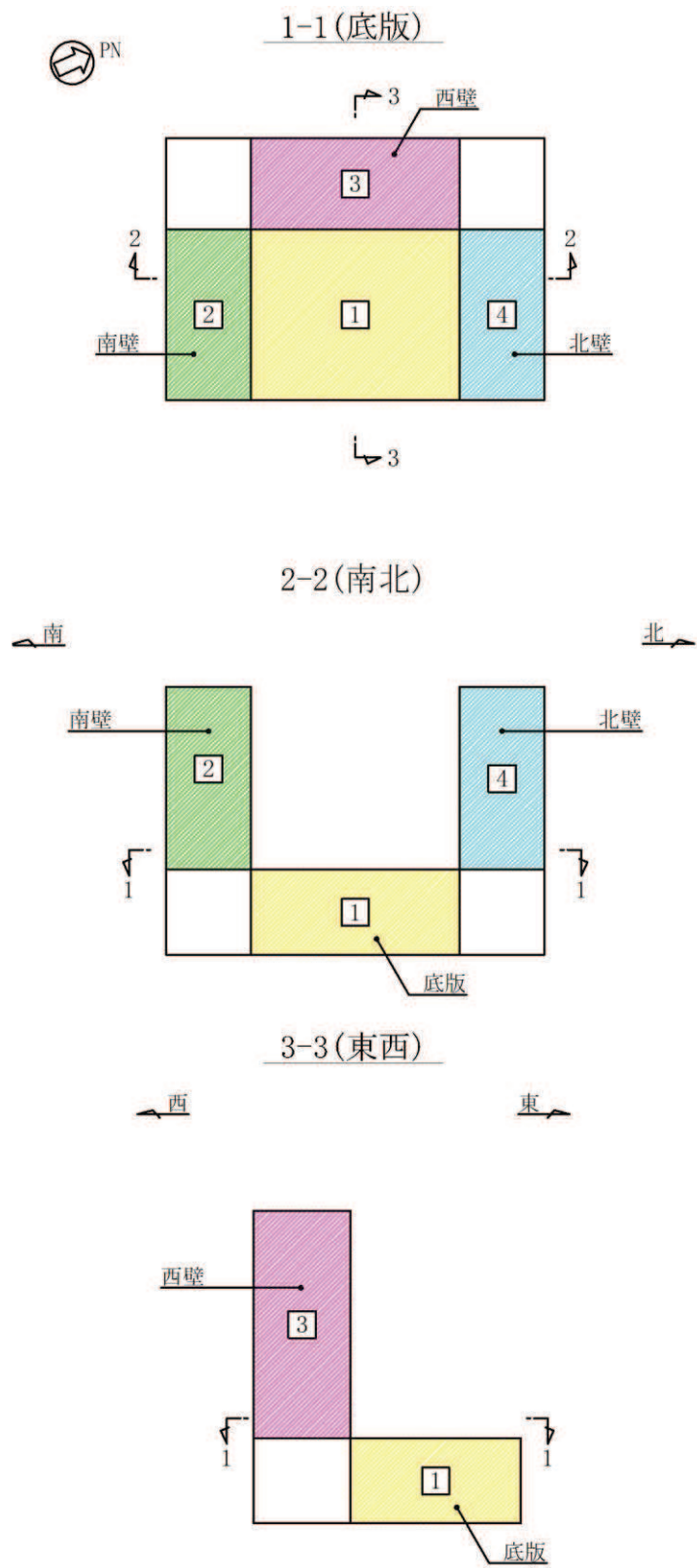


图 8.5-45 評価位置図

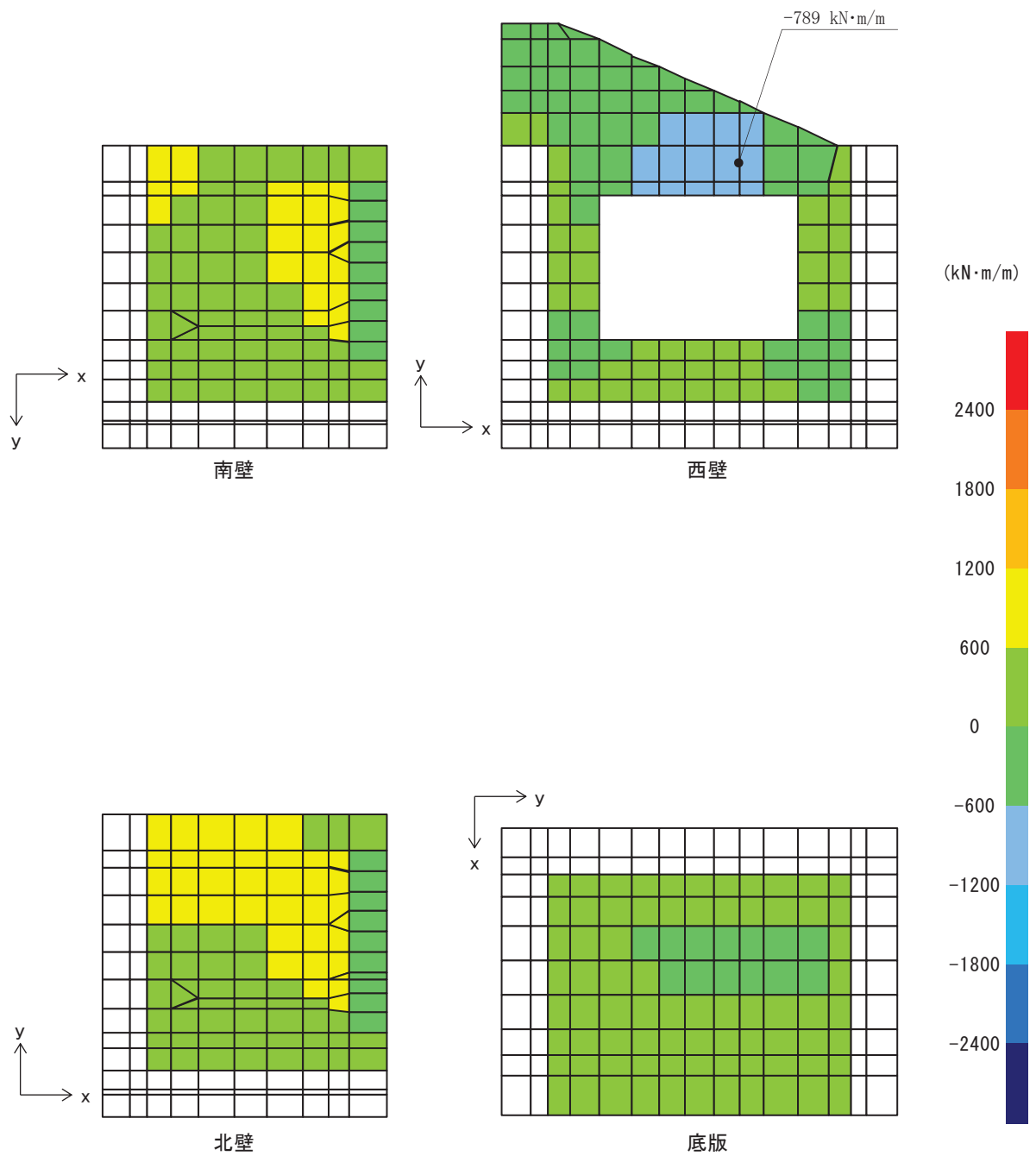


図 8.5-46 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m/m}$) : M_x)

(西壁, 解析ケース①, S d-D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

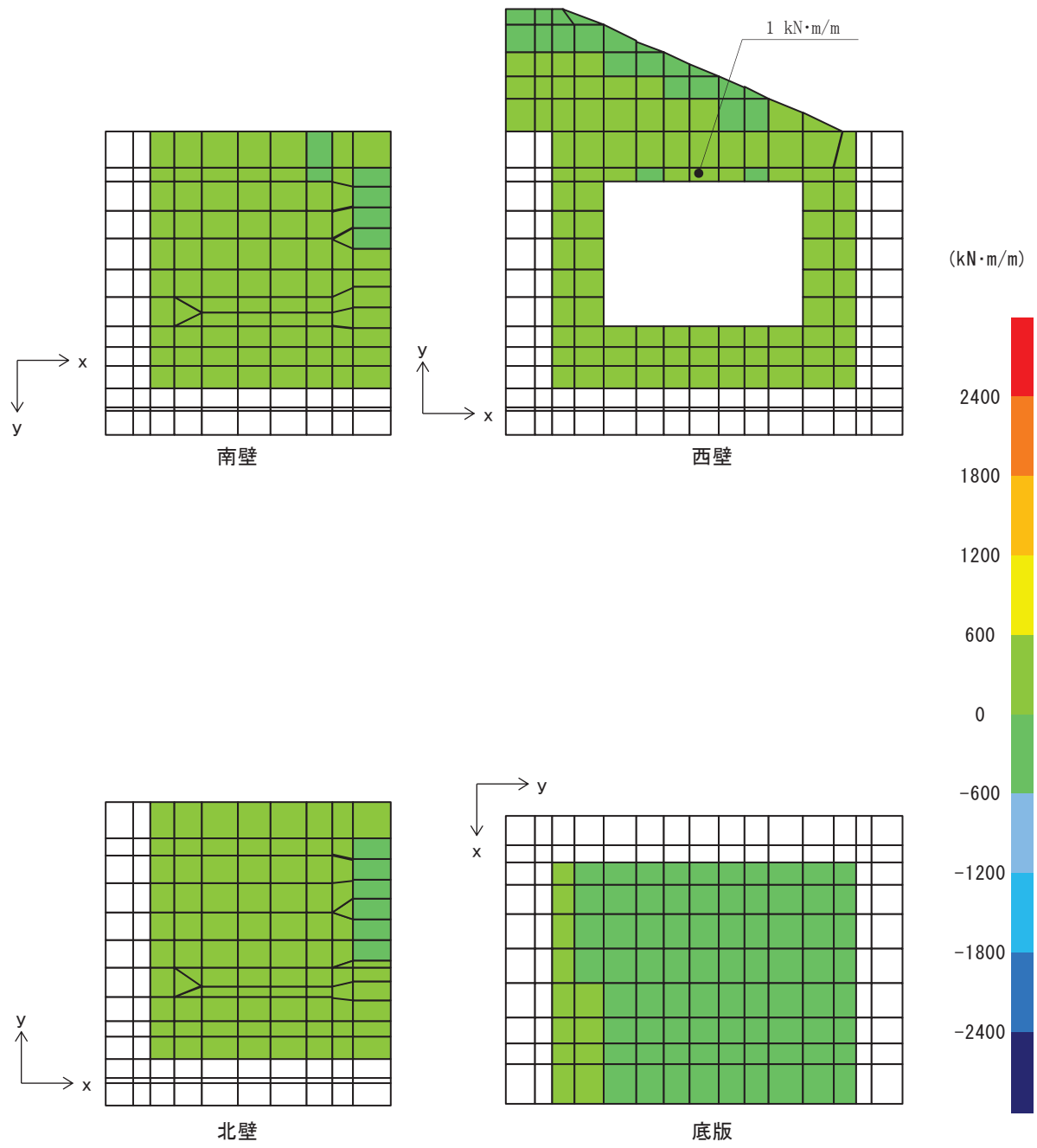


図8.5-46 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_y)

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

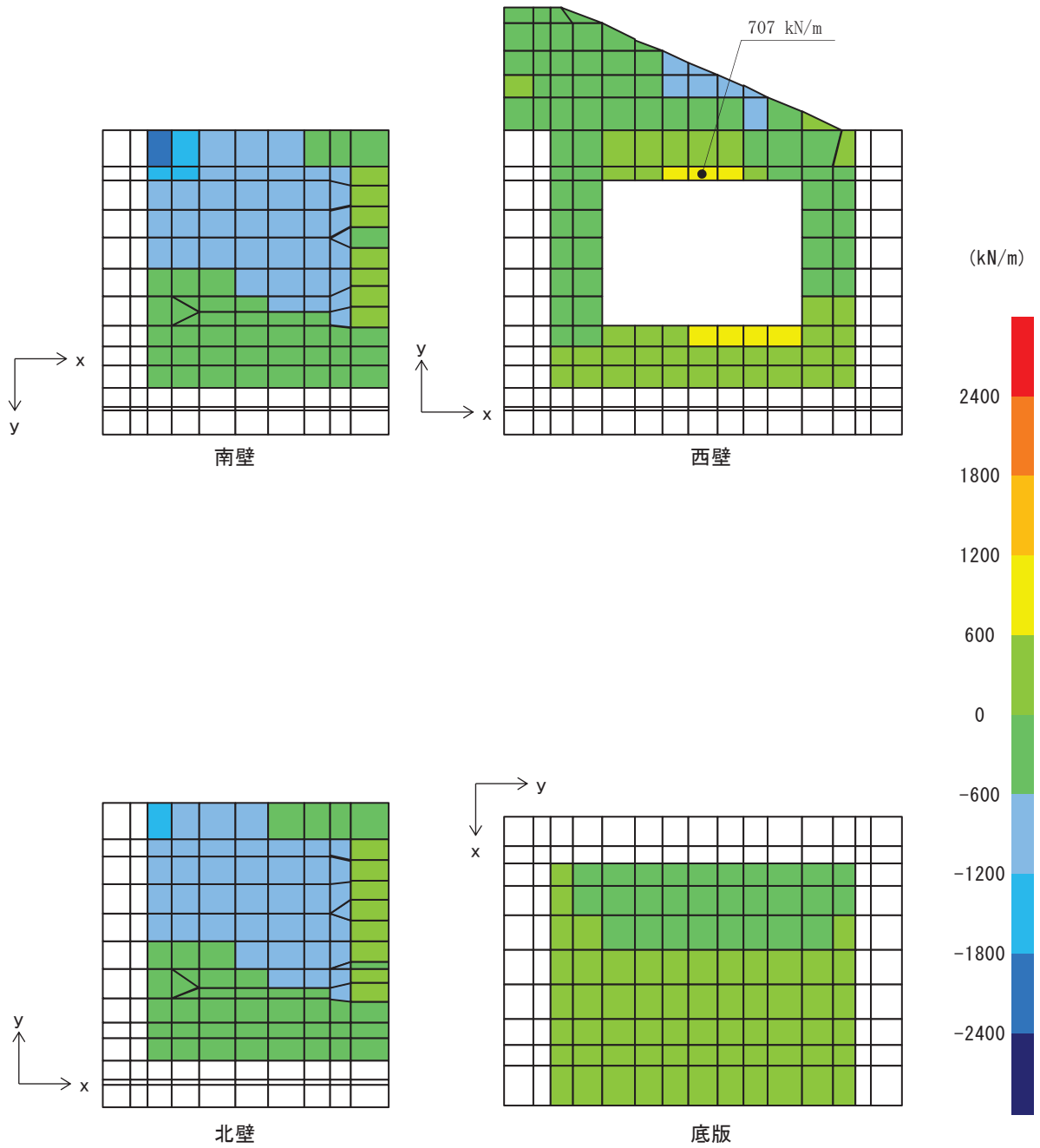


図 8.5-46 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) : N_x)

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

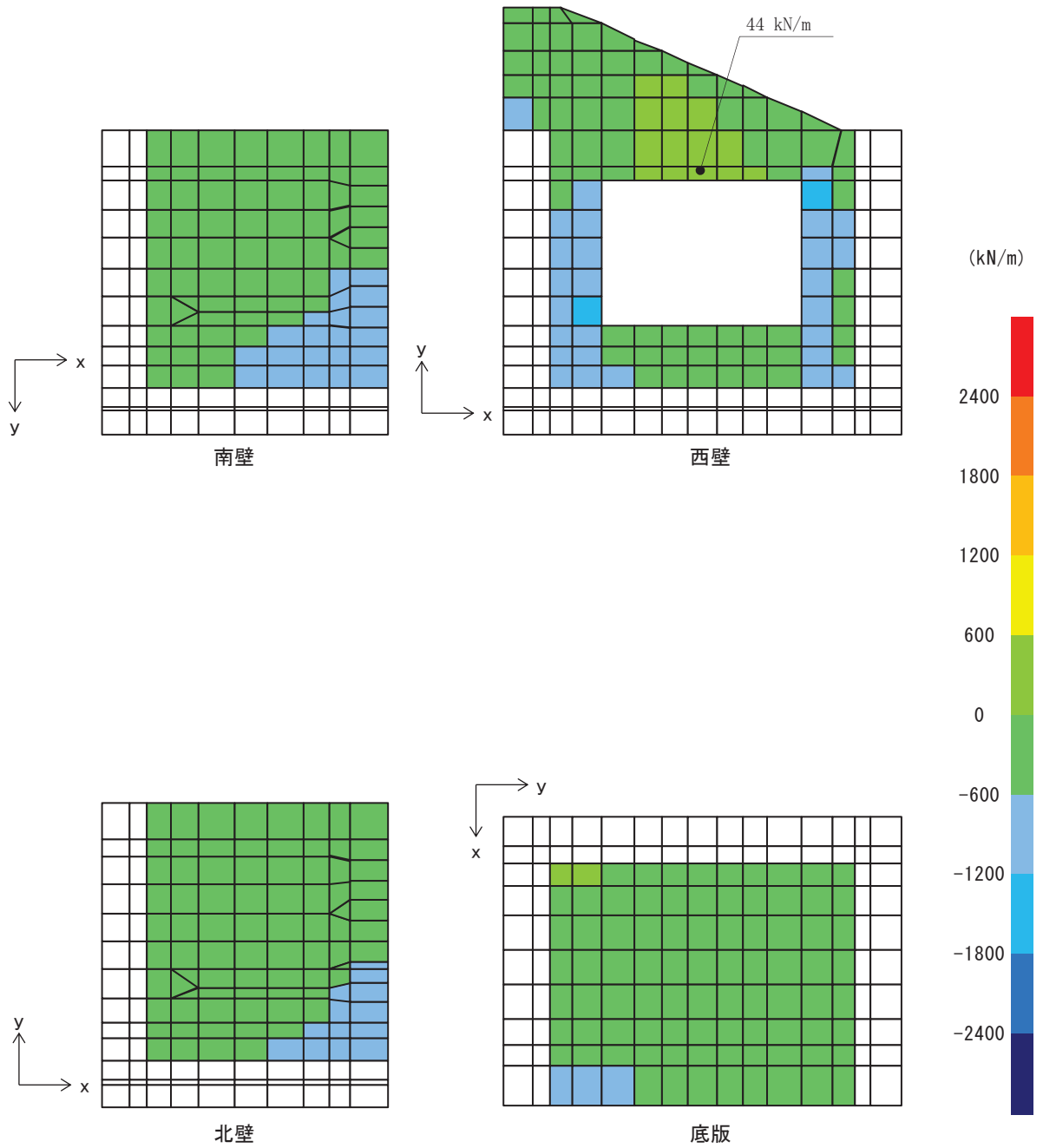


図8.5-46 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m): N_y)

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置: 北端部)

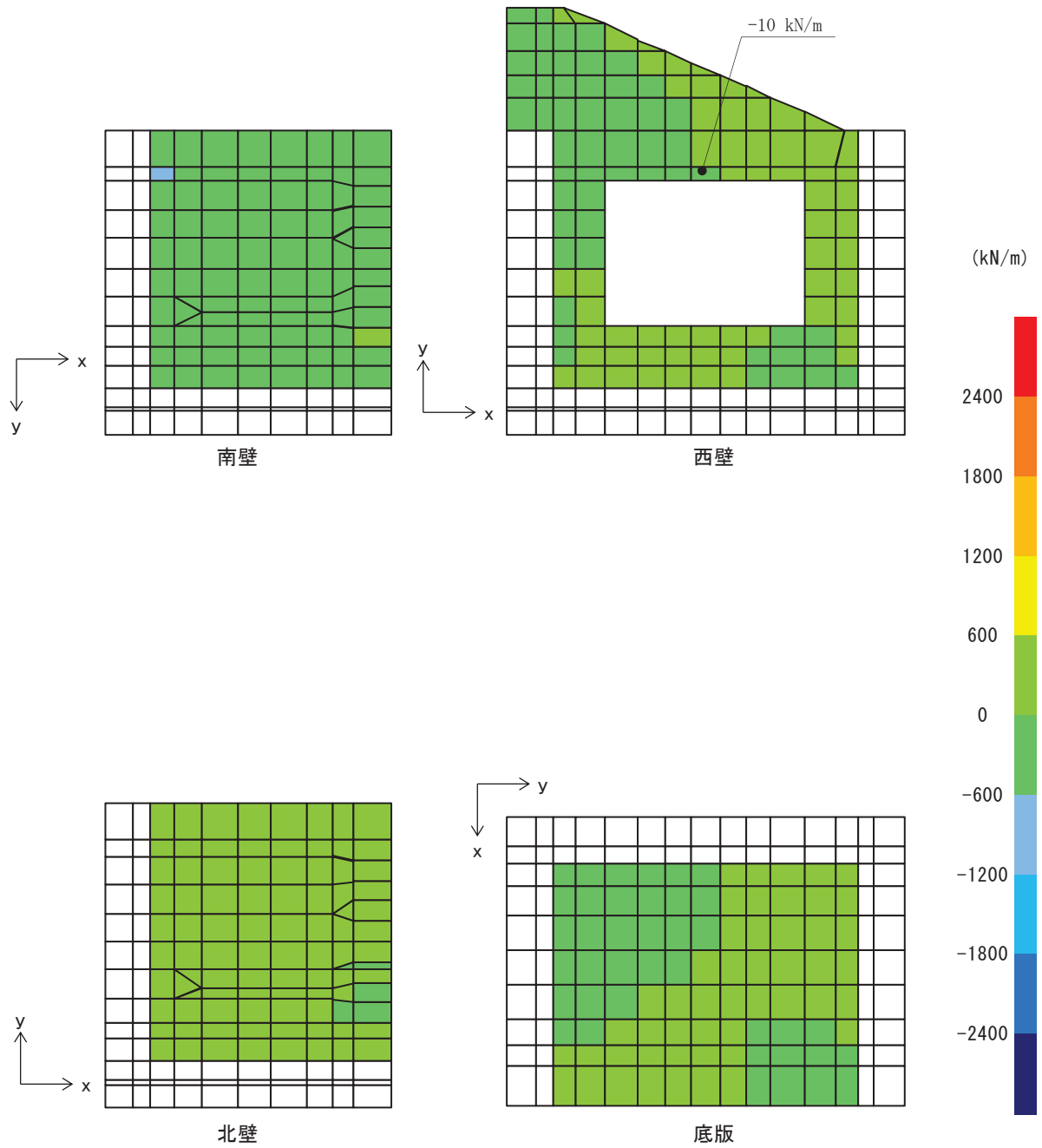


図8.5-46 (5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力(kN/m): N_{xy})

(西壁, 解析ケース①, S d-D 2 (-+), 衝突荷重作用位置: 北端部)

(b) 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-30 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 8.5-47 に示す。

表 8.5-30(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（底版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.18		
	-+	0.18	0.17	0.20

表 8.5-30(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（南版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.21		
	-+	0.21	0.21	0.22

表 8.5-30(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（西版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.27		
	-+	0.30	0.31	0.36

表 8.5-30(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（北版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.15	0.15

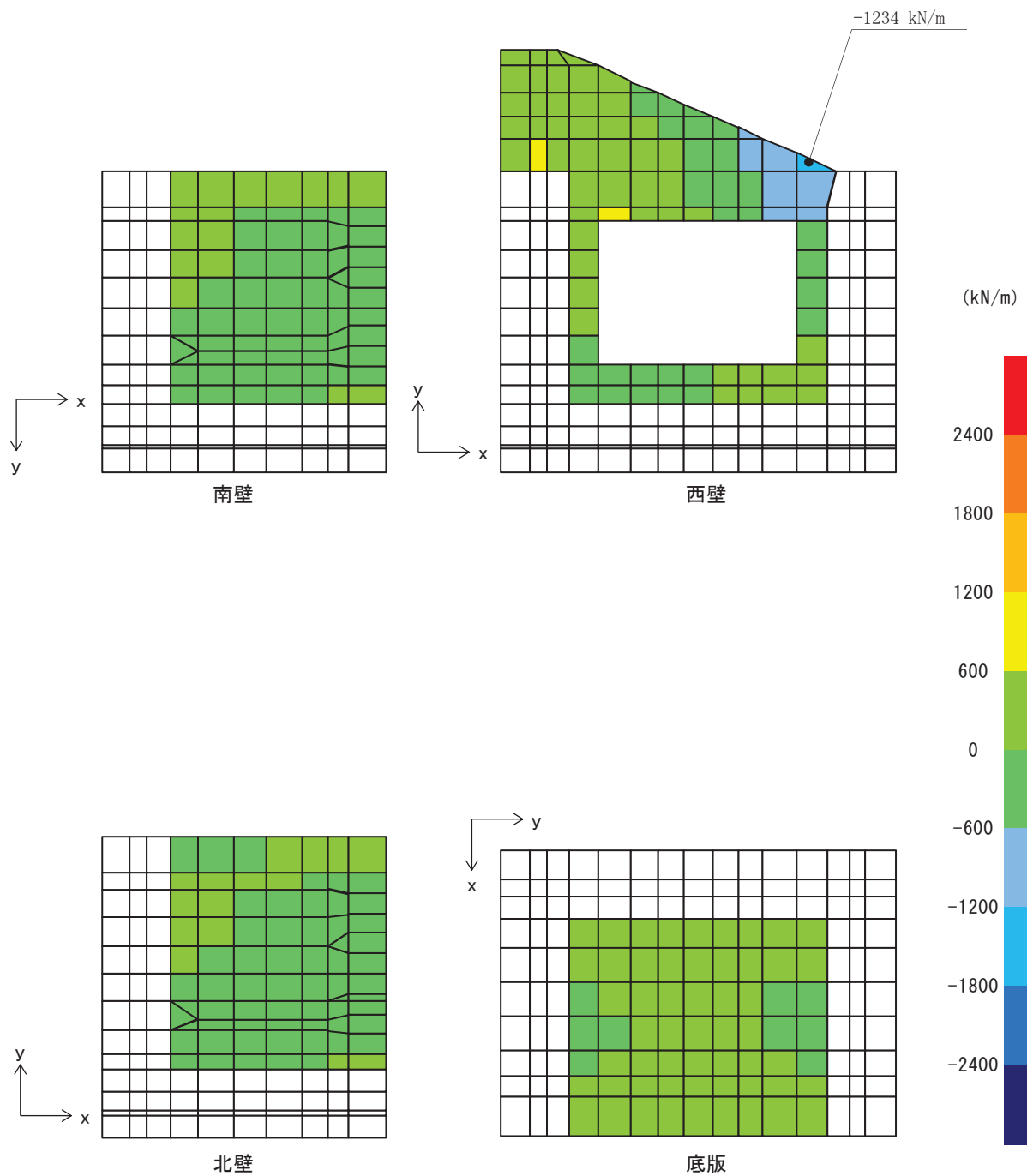


図8.5-47 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
(せん断力(kN/m) : Q_x)
(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

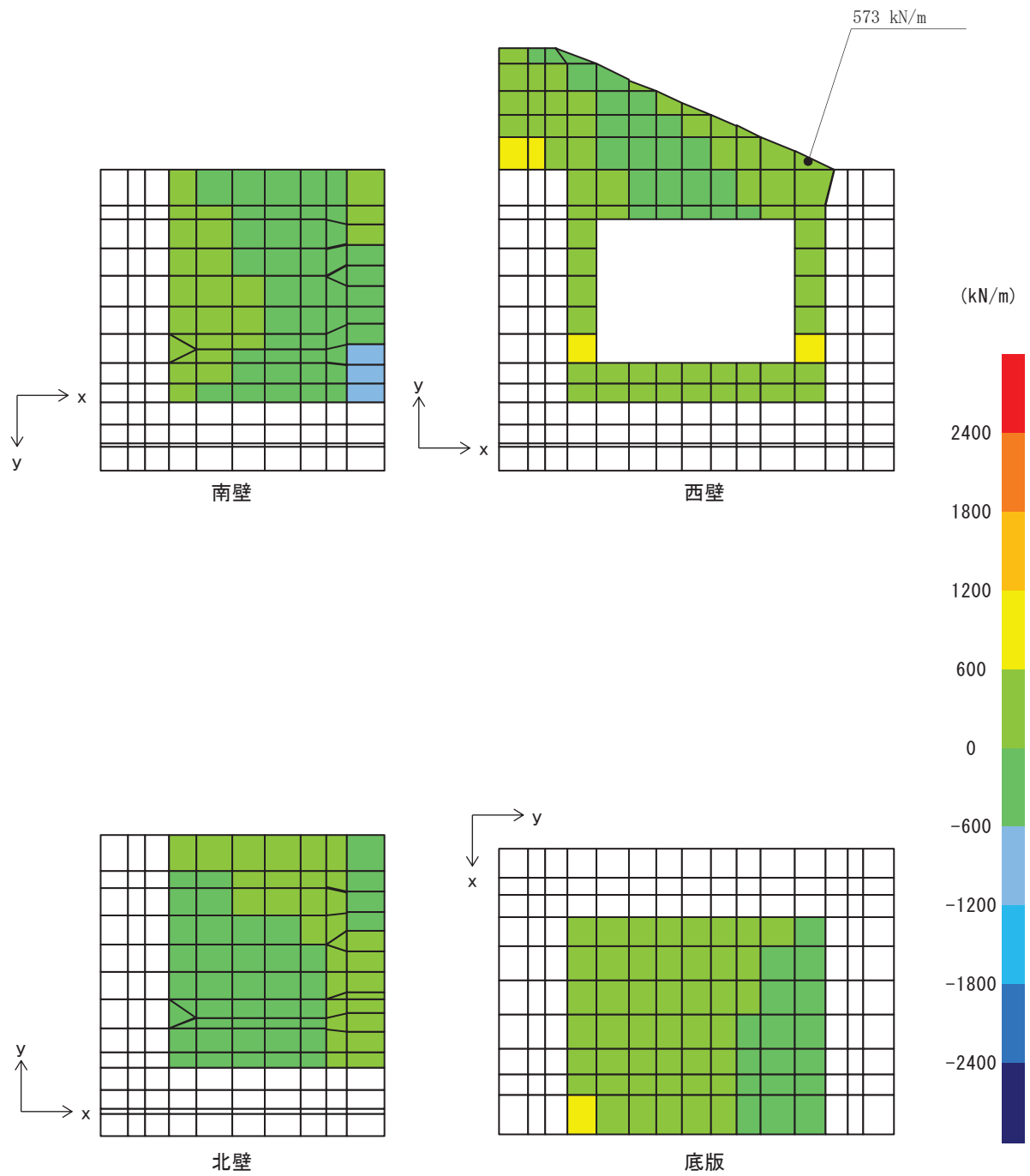


図8.5-47 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力(kN/m) : Q_y)
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

(4) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9-1 強度評価に用いる条件

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)	2562.223	kN
G	固定荷重 (FG 扉体+戸当り ×3 基)	66.195	kN
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力 (底版)	1227	kN
V_a	南北壁下方	944	kN
	南北壁上方	1150	kN
V_a	東西壁上方	1563	kN
	東西壁下方	1975	kN
D	有効高さ (底版)	1.3	m
D	有効高さ (壁)	1.0	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	9.6775	cm ²
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm ²
S	斜め引張鉄筋間隔 (底版)	0.4	m
	斜め引張鉄筋間隔 (壁)	0.2	m

10. 評価結果

10.1 津波時

10.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 10.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW 方向・水平方向)		Y方向 (NS 方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 *1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は、格子鉄筋となるため、2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが、保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.1-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		曲げモー メント	軸力	発生 応力度 $\sigma'c$	短期許容 応力度 $\sigma'ca$	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
				(kN・m/m)	(kN/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
①	中間	底版	1	344	-513	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	1194	-718	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	91	-996	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-684	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	332	-661	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	2224	-1198	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-439	-411	1	16.5	0.07
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	353	-316	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	417	-391	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	507	-152	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1164	4.7	16.5	0.29
②	中間	底版	1	325	-496	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	1195	-719	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	94	-984	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-685	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	315	-649	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	2225	-1199	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-449	-394	1	16.5	0.07
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	334	-306	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	407	-393	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	503	-149	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1166	4.7	16.5	0.29
③	中間	底版	1	366	-408	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	1193	-717	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	88	-1012	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-684	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	351	-679	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	2223	-1197	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-429	-433	0.9	16.5	0.06
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	374	-329	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	431	-390	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	511	-156	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1164	4.7	16.5	0.29

軸力：引張正

表10.1-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		曲げモー メント	軸力	発生 応力度 σ'_s	短期許容 応力度 σ'_{sa}	照査値 σ'_s/σ'_{sa}
				(kN・m/m)	(kN/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
①	南端部	底版	1	239	-41	16.7	294	0.06
		南壁	2	2224	-1198	108.1	294	0.37
		西壁	3	-312	319	46.0	294	0.16
		北壁	4	234	-191	8.1	294	0.03
	中間	底版	1	323	-241	12.3	294	0.05
		南壁	2	1194	-718	54.1	294	0.19
		西壁	3	-279	359	46.1	294	0.16
		北壁	4	1209	-684	57.0	294	0.2
	北端部	底版	1	-124	167	21.0	294	0.08
		南壁	2	188	-2	15.0	294	0.06
		西壁	3	561	178	56.3	294	0.2
		北壁	4	2239	-1164	111.1	294	0.38
②	南端部	底版	1	224	-37	15.7	294	0.06
		南壁	2	2225	-1199	108.1	294	0.37
		西壁	3	-315	336	47.3	294	0.17
		北壁	4	234	-190	8.2	294	0.03
	中間	底版	1	305	-231	11.4	294	0.04
		南壁	2	1195	-719	54.1	294	0.19
		西壁	3	-290	367	47.5	294	0.17
		北壁	4	1209	-685	57.0	294	0.2
	北端部	底版	1	-119	164	20.4	294	0.07
		南壁	2	185	-8	14.4	294	0.05
		西壁	3	-510	246	56.7	294	0.2
		北壁	4	2239	-1166	111.0	294	0.38
③	南端部	底版	1	258	-39	18.3	294	0.07
		南壁	2	2223	-1197	108.1	294	0.37
		西壁	3	-306	331	46.3	294	0.16
		北壁	4	234	-193	8.0	294	0.03
	中間	底版	1	345	-251	13.4	294	0.05
		南壁	2	1193	-717	54.1	294	0.19
		西壁	3	-270	351	44.9	294	0.16
		北壁	4	1209	-682	57.1	294	0.2
	北端部	底版	1	-131	170	21.8	294	0.08
		南壁	2	192	4	15.7	294	0.06
		西壁	3	566	173	56.4	294	0.2
		北壁	4	2239	-1163	111.2	294	0.38

軸力：引張正

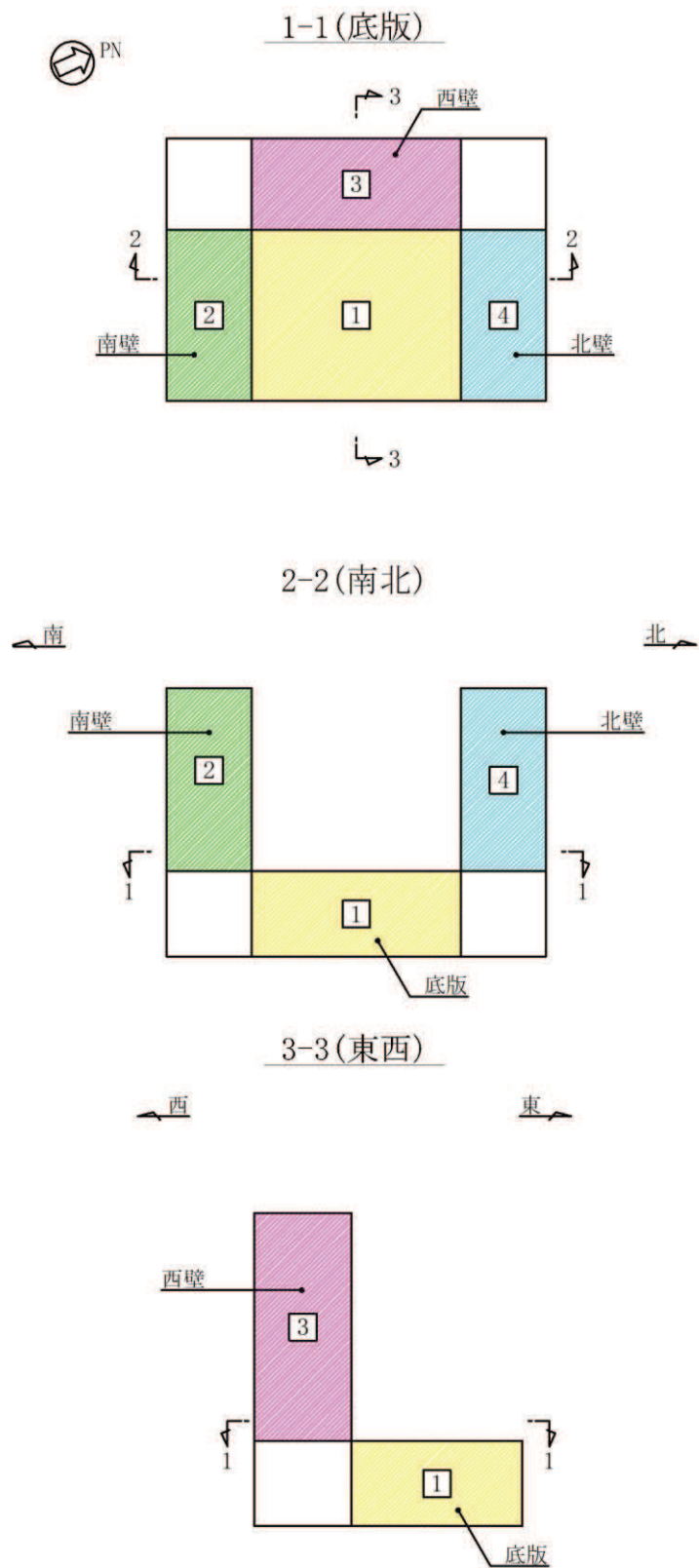


图 10.1-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.1-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造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10.1-3 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		照査用	短期許容	照査値 V/V_a
				せん断力 V (kN/m)	せん断力 V_a (kN/m)	
①	南端部	底版	1	211	3495	0.07
		南壁	2	590	3495	0.17
		西壁	3	397	3495	0.12
		北壁	4	189	3495	0.06
	中間	底版	1	279	3495	0.08
		南壁	2	435	3495	0.13
		西壁	3	451	3495	0.13
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	405	3495	0.12
		南壁	2	371	3495	0.11
		西壁	3	702	3495	0.21
		北壁	4	551	3495	0.16
②	南端部	底版	1	215	3495	0.07
		南壁	2	588	3495	0.17
		西壁	3	402	3495	0.12
		北壁	4	192	3495	0.06
	中間	底版	1	272	3495	0.08
		南壁	2	424	3495	0.13
		西壁	3	458	3495	0.14
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	396	3495	0.12
		南壁	2	359	3495	0.11
		西壁	3	709	3495	0.21
		北壁	4	551	3495	0.16
③	南端部	底版	1	208	3495	0.06
		南壁	2	594	3495	0.17
		西壁	3	393	3495	0.12
		北壁	4	185	3495	0.06
	中間	底版	1	289	3495	0.09
		南壁	2	449	3495	0.13
		西壁	3	445	3495	0.13
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	418	3495	0.12
		南壁	2	384	3495	0.11
		西壁	3	696	3495	0.20
		北壁	4	551	3495	0.16

10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.1-4 に示す。最大接地圧分布図を図 10.1-2 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.1-4 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	0.4	30	0.02
②	0.4		0.02
③	0.3		0.01

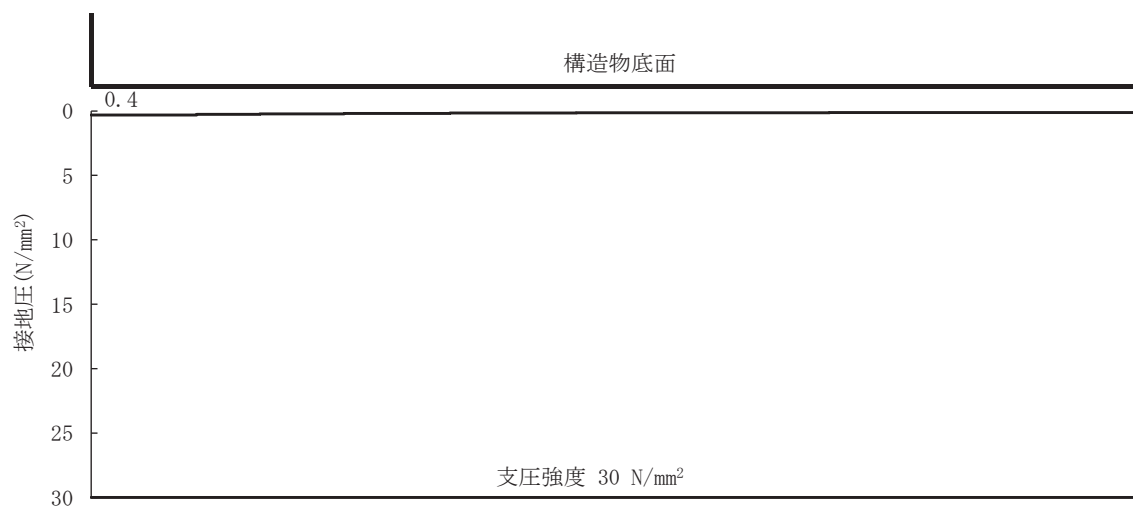


図 10.1-2 東西方向断面の最大接地分布図
(解析ケース②)

10.2 重畳時

10.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.2-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析ケース	地震動(位相)	評価位置	照査時刻 (s)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$	
①	S d-D 2 (++)	底版	1	25.24	-372	-456	0.80	16.50	0.05
		南壁	2	25.24	895	-675	1.90	16.50	0.12
		西壁	3	25.24	-690	-84	1.40	16.50	0.09
		北壁	4	25.24	913	-749	2.00	16.50	0.13
	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.63	-404	-499	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	13.63	789	-2277	2.00	16.50	0.13
		西壁	3	13.63	-757	-91	1.60	16.50	0.10
		北壁	4	13.63	909	-734	1.90	16.50	0.12
②	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.62	-411	-337	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	29.99	778	-2397	2.10	16.50	0.13
		西壁	3	29.99	-719	-104	1.50	16.50	0.10
		北壁	4	29.99	932	-793	2.00	16.50	0.13
③	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.64	-413	-481	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	13.64	845	-2793	2.30	16.50	0.14
		西壁	3	13.64	-841	-156	1.80	16.50	0.11
		北壁	4	13.64	943	-1786	2.10	16.50	0.13

軸力：引張正

表10.2-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 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}
①	S d - D 2 (++)	底版	1	25.24	139	373	35.70	294.00	0.13
		南壁	2	25.24	895	-675	33.60	294.00	0.12
		西壁	3	25.24	-721	617	98.00	294.00	0.34
		北壁	4	25.24	899	-705	32.50	294.00	0.12
	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.63	41	383	28.40	294.00	0.10
		南壁	2	13.63	891	-656	34.30	294.00	0.12
		西壁	3	13.63	-789	717	110.10	294.00	0.38
		北壁	4	13.63	895	-691	32.90	294.00	0.12
②	S d - D 2 (-+)	底版	1	29.99	162	436	41.70	294.00	0.15
		南壁	2	29.99	907	-685	34.00	294.00	0.12
		西壁	3	13.62	-638	860	108.00	294.00	0.37
		北壁	4	29.99	920	-739	32.40	294.00	0.12
③	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.64	164	400	39.60	294.00	0.14
		南壁	2	13.64	923	-643	37.30	294.00	0.13
		西壁	3	13.64	-903	482	103.40	294.00	0.36
		北壁	4	8.01	779	-469	35.30	294.00	0.13

軸力：引張正

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.2-2 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造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 10.2-2 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
①	S d - D 2 (++)	底版	1	25.24	617	3495	0.18
		南壁	2	25.24	713	3495	0.21
		西壁	3	25.24	940	3495	0.27
		北壁	4	25.24	516	3495	0.15
	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.63	615	3495	0.18
		南壁	2	13.63	707	3495	0.21
		西壁	3	13.63	1021	3495	0.30
		北壁	4	13.63	504	3495	0.15
②	S d - D 2 (-+)	底版	1	29.99	571	3495	0.17
		南壁	2	29.99	712	3495	0.21
		西壁	3	29.99	1050	3495	0.31
		北壁	4	29.99	521	3495	0.15
③	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.64	698	3495	0.20
		南壁	2	13.64	744	3495	0.22
		西壁	3	13.64	1234	3495	0.36
		北壁	4	8.01	523	3495	0.15

10.2.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.2-3 に示す。最大接地圧分布図を図 10.2-1 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.2-3 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S d - D 2	(++)	0.7	30	0.03
		(-+)	0.7		0.03
②		(-+)	0.6		0.02
③		(-+)	0.8		0.03

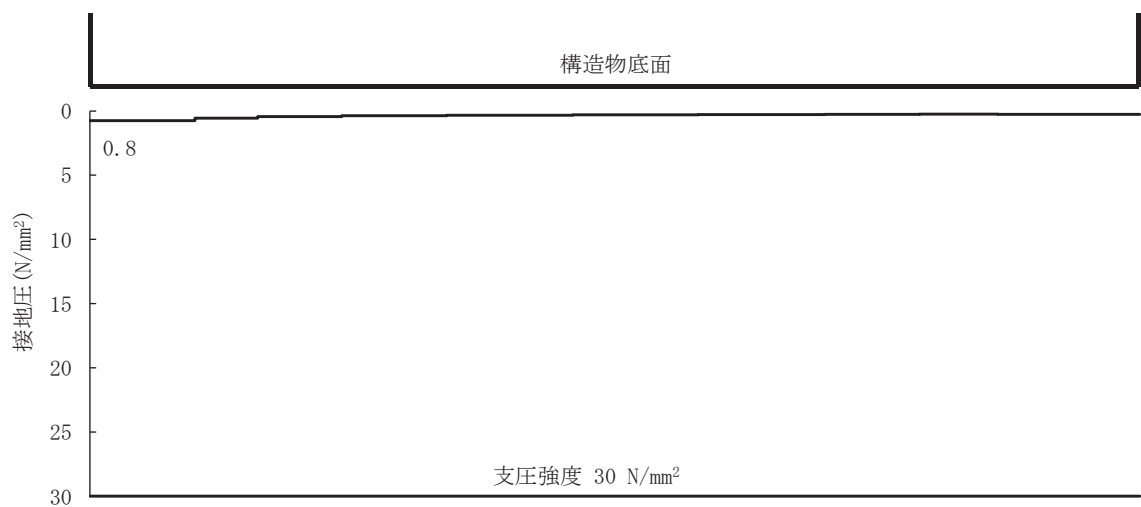


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
5. 構造強度評価	13
5.1 構造強度評価方法	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	15
5.4 設計用地震力	26
5.5 計算方法	30
5.6 計算条件	41
5.7 応力計算	44
6. 評価結果	78

1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

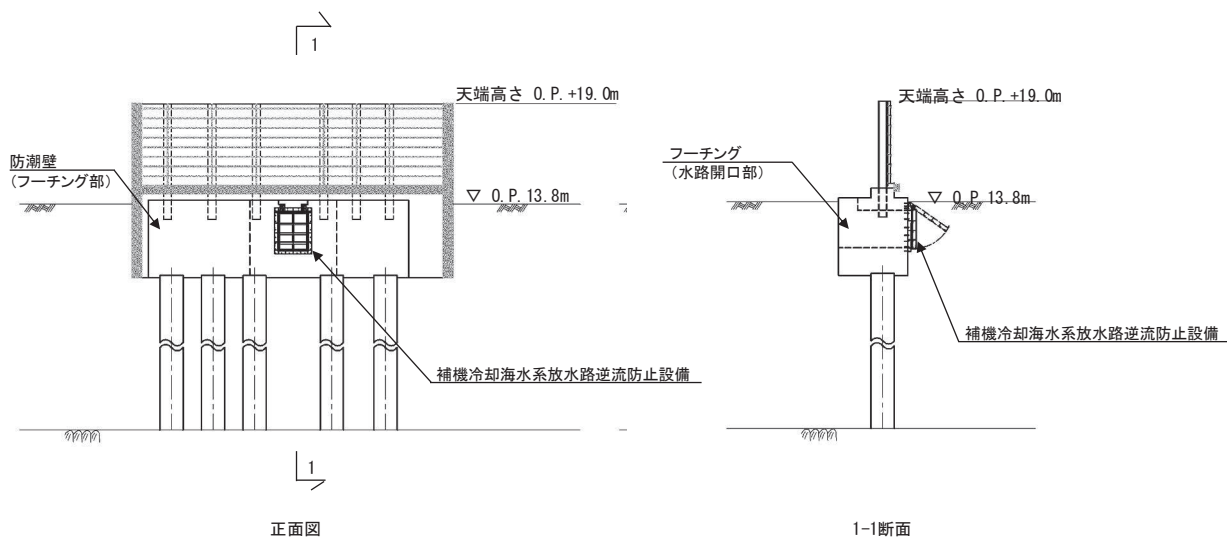
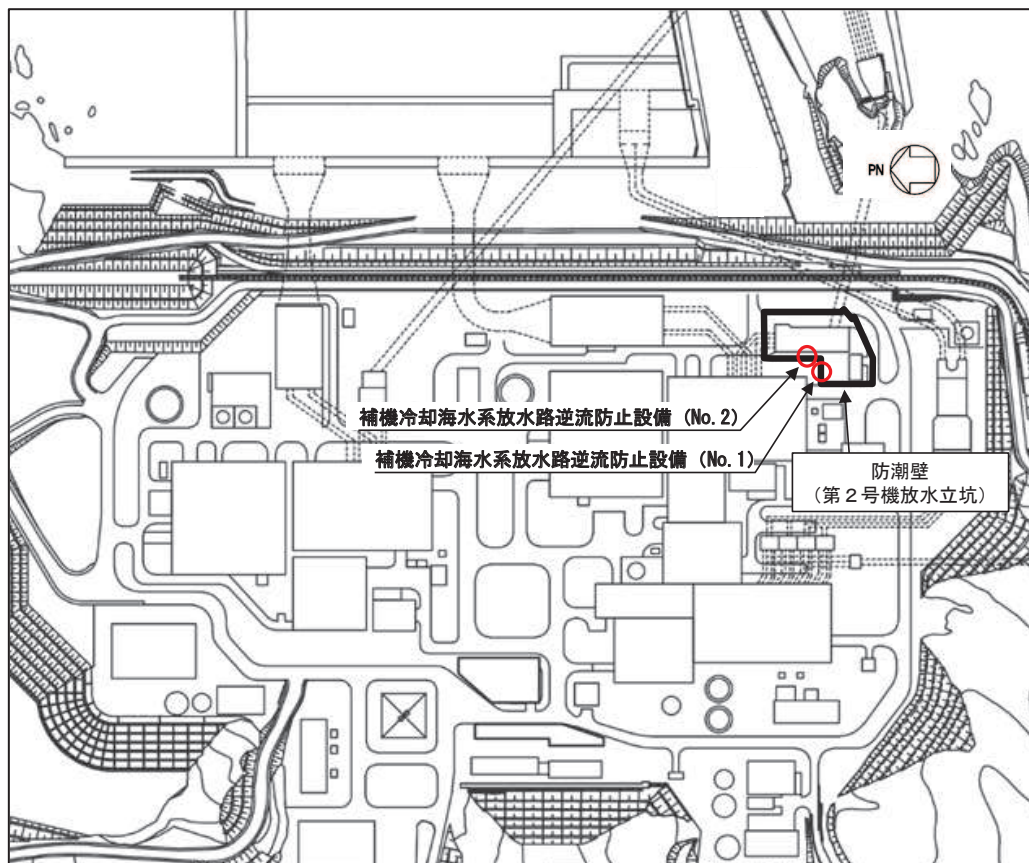
補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

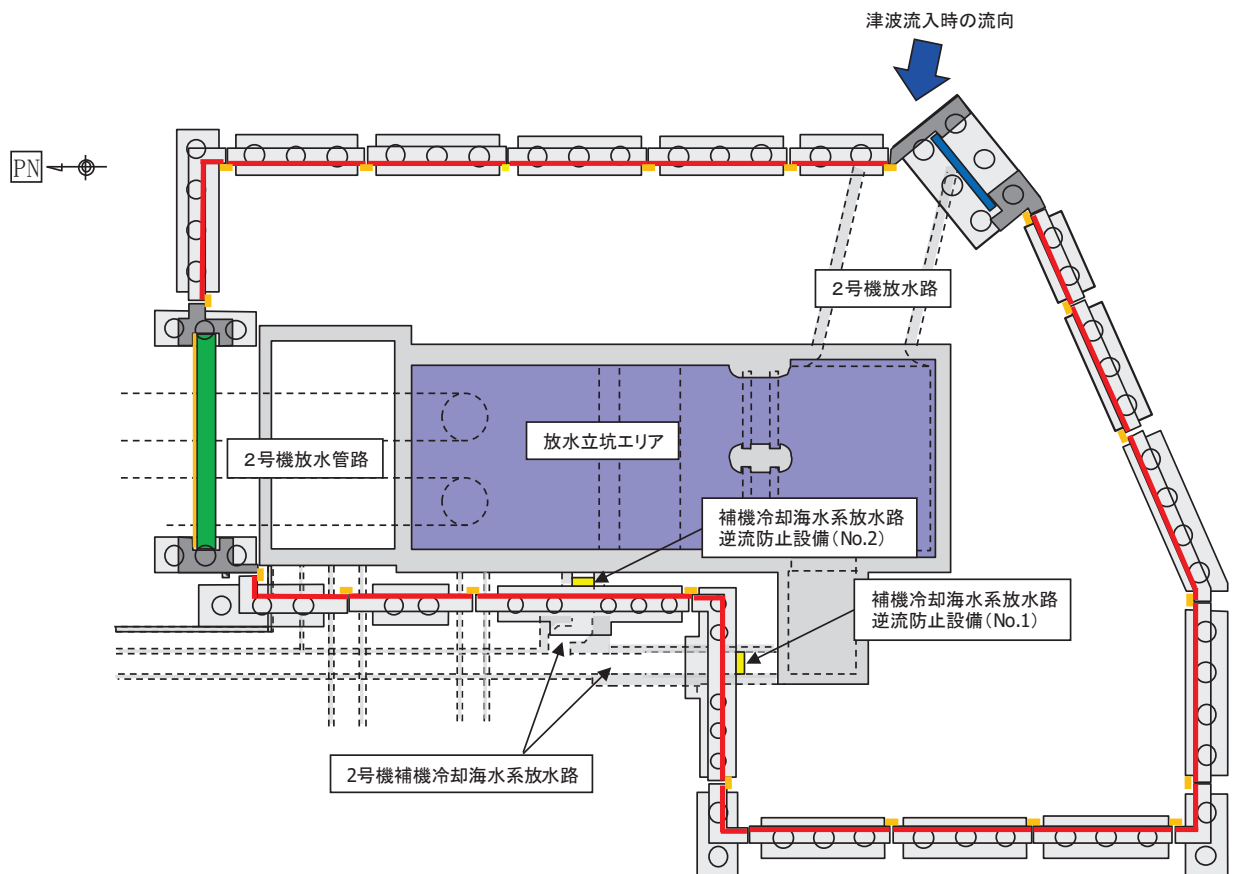
2.1 配置概要

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2.1-1 に示す。




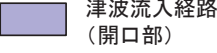

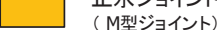

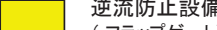



(鋼製遮水壁 (鋼板) 区間 4)

図 2.1-1(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置



凡例

	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		津波流入経路 (開口部)
	鋼製扉 (車両進入路部)		止水ジョイント (M型ジョイント)
	フーチング		逆流防止設備 (フラップゲート)
	RC支柱		

(第2号機放水立坑)

図 2.1-1(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置

2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価は, 添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき, 「2.2 構造計画」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位において, 「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを, 「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目を表 2.3-1 に, 耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目

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	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する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

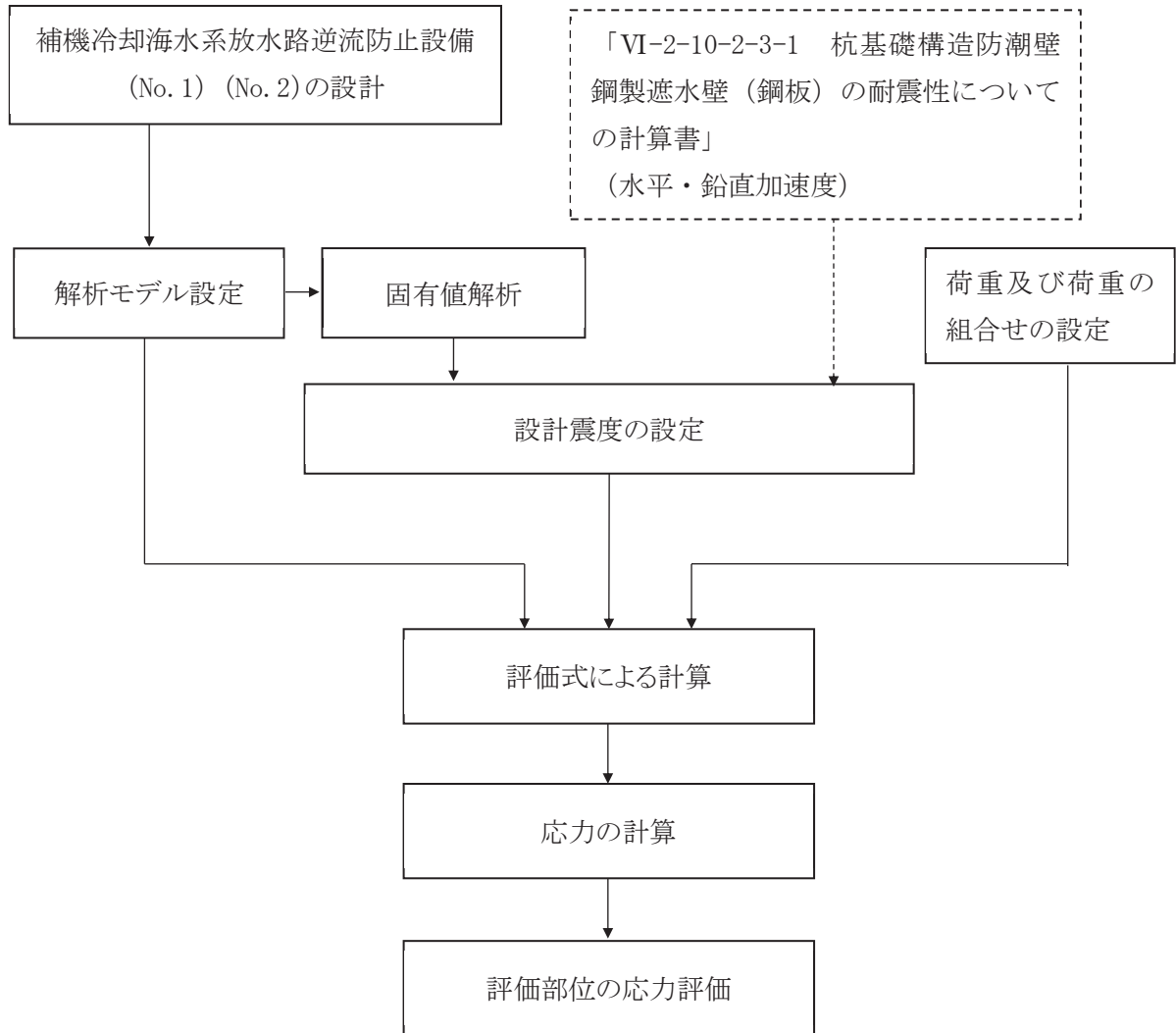


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
許容限界 及び応力 計算	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平 成 13 年 12 月)	曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期 許容応力度以下である ことを確認。 せん断力に対する照査
	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準 解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平 成 28 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)	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。

2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	1 次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる地震による荷重	N
b _{s1}	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b _{s2}	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b _{s3}	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b _{s4}	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L _{s1}	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z ₂	主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	主桁のウェブ断面積	mm ²
B	扉体の水密幅	mm

表 2.5-2(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
q_{s1}	主桁 1 での発生圧力	N/mm^2
q_{s2}	主桁 2 での発生圧力	N/mm^2
q_{s3}	主桁 3 での発生圧力	N/mm^2
q_{s4}	主桁 4 での発生圧力	N/mm^2
q_{s5}	主桁 5 での発生圧力	N/mm^2
p_3	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	N/mm^2
a_3	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z_3	補助縦桁の断面係数	mm^3
A_{w3}	補助縦桁のウェブ断面積	mm^2
q_b	地震動により扉体に加わる最大分布荷重	N/mm^2
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
S	戸当り幅	mm
t_w	戸当り腹板の板厚	mm
I_{HSs}	基準地震動 S_s による水平方向地震荷重	N
I_{VSs}	基準地震動 S_s による鉛直方向地震荷重	N
P_{HS}	基準地震動 S_s によるヒンジ 1 箇所の水平方向地震荷重	N
P_{VS}	基準地震動 S_s によるヒンジ 1 箇所の鉛直方向地震荷重と固定荷重の和	N
Z_4	ピンの断面係数	mm^3
A_4	ピンの断面積	mm^2
L_4	ピンの支点間長さ	mm
B_4	ピンの分布荷重載荷長	mm
t_5	ヒンジ (連結部) の板厚	mm
L_5	ヒンジ (連結部) の端抜けせん断長さ	mm
L_6	アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ	mm
H_6	鉛直方向アンカーボルト間距離	mm
a_6	アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ	mm
l_e	アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ	mm
D_A	頭付きアンカーボルト頭部の直径	mm
a_P	近接する 2 本のアンカーボルトの距離	mm
c	アンカーボルトのへりあき寸法	mm

3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。耐震評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート、主桁及び補助縦桁を、固定部の評価部位としてヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルトを選定するとともに、戸当り部についても評価する。側部縦桁については、「地震時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

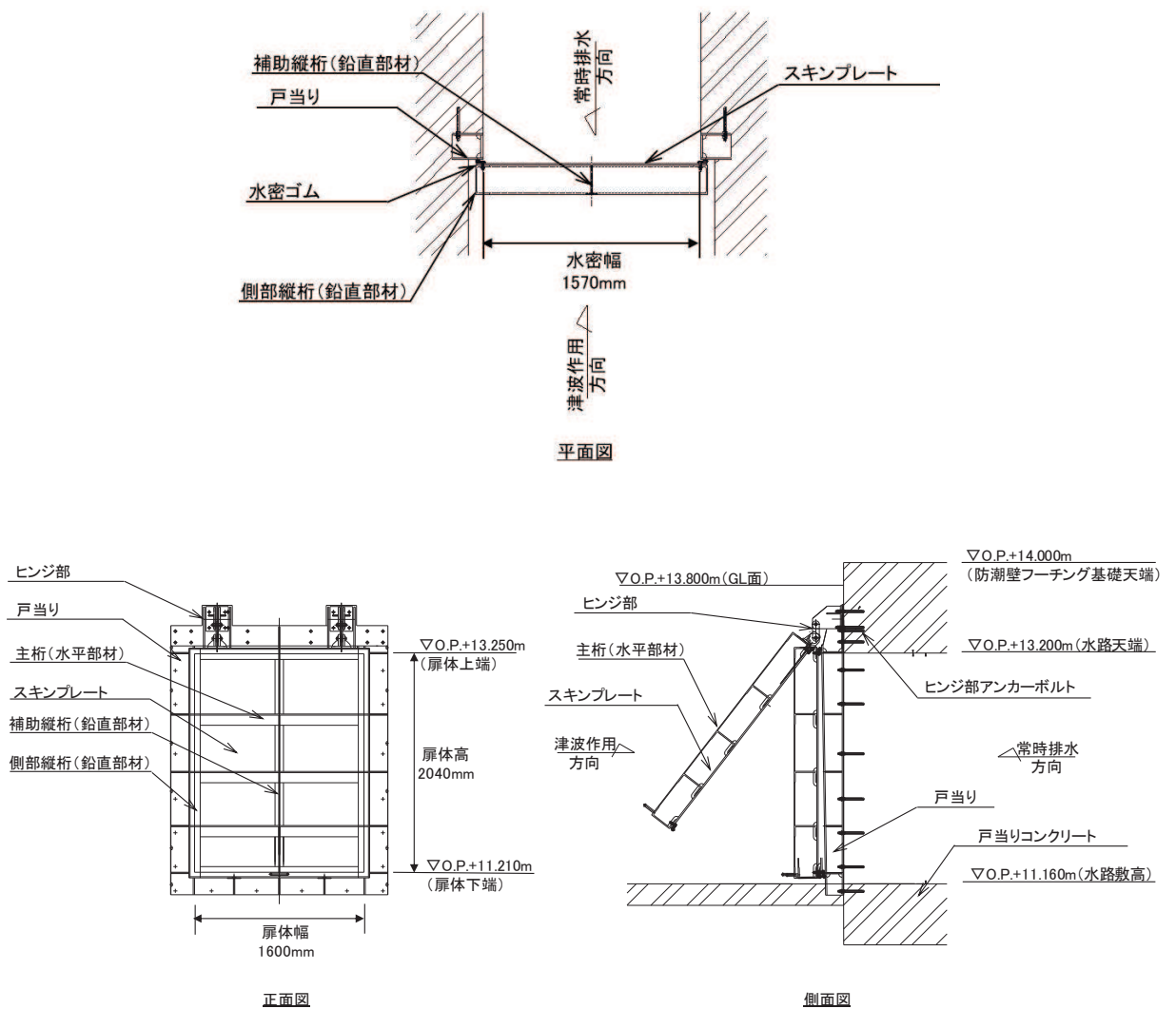


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

4.1.1 解析モデル

解析モデルを図 4.1-1 に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し、スキンプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

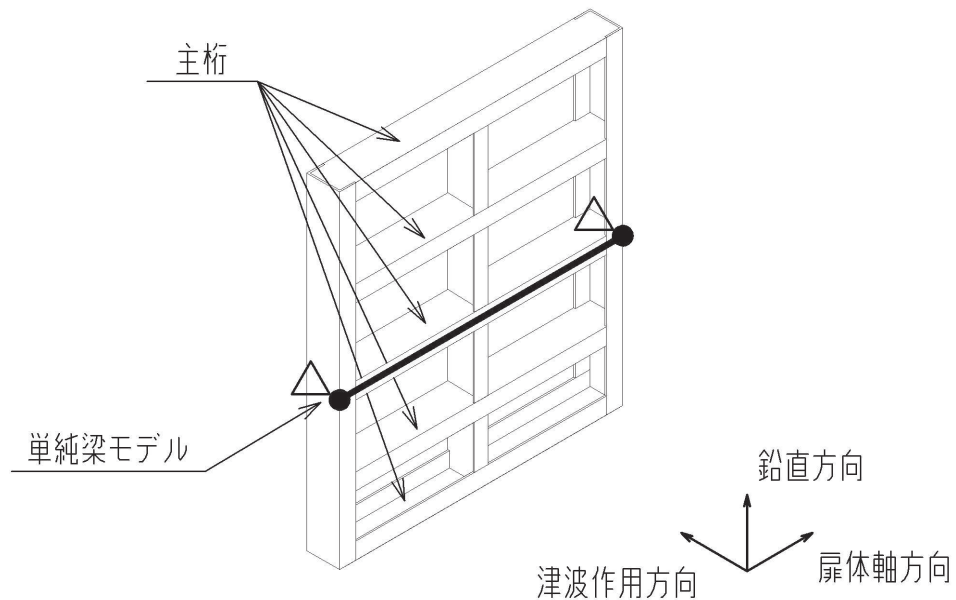


図 4.1-1 両端単純支持梁によるモデル化

4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、両端支持梁の1次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_I^2} \sqrt{\frac{E \times I \times 10^3}{m}}$$

4.1.3 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	1 次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	1.155×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	1600	mm

全主桁の断面二次モーメントは以下により計算を行う。

$$I = I_0 \times 5$$

ここで,

I₀: 主桁 1 本あたりの断面 2 次モーメント (mm⁴)

主桁の形状は溝形鋼 (CH200×100×10×10) とする。主桁 1 本あたりの断面二次モーメントは日本工業規格 (JIS G 4317) より

$$I_0 = 2.3100 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

以上より,

$$I = 2.3100 \times 10^7 \times 5 = 1.1550 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

4.1.4 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4.1-2 に示す。固有周期は, 0.05s 以下であることから, 剛構造である。

表 4.1-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

ここで, 固有周期は以下により計算を行う。

$$f = \frac{\pi^2}{2 \times \pi \times 1600^2} \sqrt{\frac{1.93 \times 10^5 \times 1.155 \times 10^8 \times 10^3}{0.46875}} = 133 \text{ Hz}$$

$$T = 1 \div 133 = 0.0075 \text{ s}$$

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価は, 添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水の水圧は, 地震による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S s)

地震荷重として, 基準地震動 S s による地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に, 扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S s

G : 固定荷重

S s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	固定荷重 (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	—	対象構造物に作用する機器・配管は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。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は、地震による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	地震荷重 (地震力)	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。	

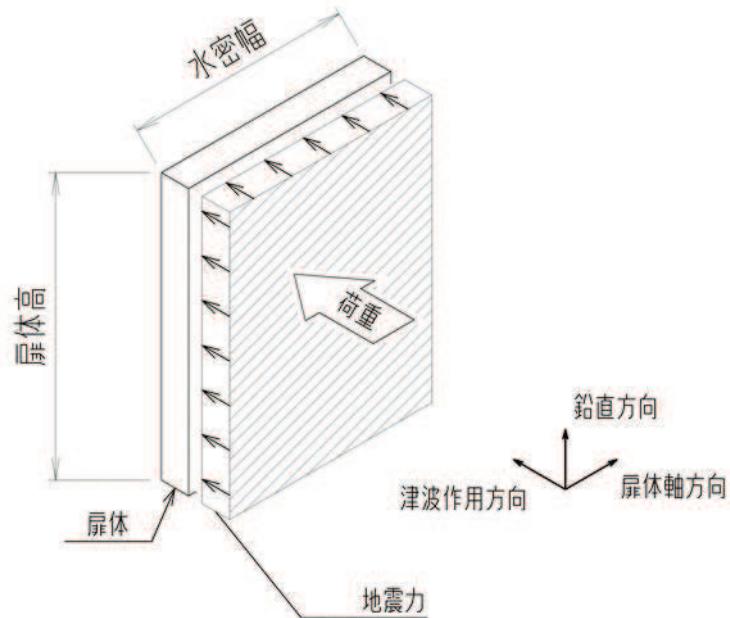


図 5.2-1 扉体に作用する荷重の概念図

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁、固定ボルトの使用材料を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
ヒンジ	SUS316L	PL20mm×1 枚(連結部) PL16mm×2 枚(扉体部) PL16mm×2 枚(固定部)
アンカーボルト	SUS316L	頭付きアンカーボルト (M20)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (コンクリート)

5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は、評価対象部位ごとに、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5.3-2 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5.3-3, 表 5.3-4 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5.3-5, 表 5.3-8 にそれぞれ示す。

表 5.3-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容限界*1			
曲げ	引張	せん断	支圧
$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 *1: 地震後、津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

*2: 扉体の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.3-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
ヒンジ	SUS316L	88	88	51	—
吊りピン	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 鋼材の各許容応力度の値は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

*3: コンクリートの許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5.3-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_Y^{*1,2}$ (N/mm ²)
アンカーボルト	SUS316L	175

注記 *1: σ_Y : 耐力を示す。

*2: アンカーボルトの耐力の値は、「J I S G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

表 5.3-5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容応力				
	短期許容応力度				
	曲げ (N/mm ²)	引張/圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	合成応力 (-)
スキンプレート	132	-	-	-	-
主桁	125* ¹	-	76	-	1.1
補助縦桁	125* ¹	-	76	-	1.1
ヒンジ	132	132	76	-	-
吊りピン	132	-	76	-	1.1
戸当り	-	132* ²	-	-	-
戸当り コンクリート	-	-	0.6	8.8	-

注記 *1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 (社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5.3-1 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left(88 - 0.7 \left(K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合 $K = 2$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)
 b : 圧縮フランジ幅 (mm)
 A_w : 腹板の総断面積 (mm²)
 A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

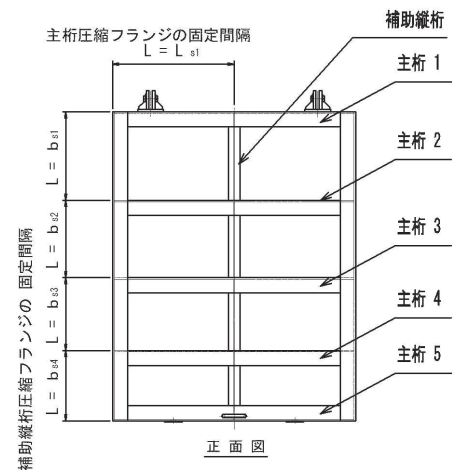


図 5.3-1 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力度の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

(主桁の許容応力)

主桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	800	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1800	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1000	mm ²

よって、

$$A_w / A_c = 1800 / 1000 = 1.80 \quad \therefore A_w / A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w / A_c < 2$ の場合 $K = 2$ であることから、

$$K = 2$$

$$10 / K = 10 / 2 = 5$$

$$L / b = 800.0 / 100 = 8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10) \right) \times 1.5 &= \left(88 - 0.70 \times (2 \times 8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.80 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.70 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力は保守的に許容値が最も小さくなるよう固定間隔の最も大きい主桁 1~2 間の補助縦桁において算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	585	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1164	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	450	mm ²

よって、

$$A_w / A_c = 1164.0 / 450.00 = 2.59 \quad \therefore A_w / A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w / A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \times A_c)} = \sqrt{3 + 2.59 \div 2} = 2.07$$

$$10 / K = 10 / 2.07 = 4.83$$

$$L / b = 585 / 75 = 7.8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10) \right) \times 1.5 &= \left(88 - 0.70 \times (2.07 \times 7.8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.70 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.55 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

表 5.3-8 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	4.28×10^4	3.00×10^4	1.0
コンクリートの コーン状破壊	1.89×10^5	1.19×10^5	—

注記 *1: アンカーボルトに対する許容引張力, 許容せん断力及び合成応力の許容値は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき算出する。

*2: アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s \sigma_{pa} \times {}_s c a$$

$${}_s \sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.3-9 に示す。

表 5.3-9 アンカーボルトの許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s \sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	—	N/mm ²
${}_s c a$	ねじの有効断面積	245	mm ²

よって,

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s \sigma_{pa} \times {}_s c a = 1 \times 175 \times 245 = 42.88 \times 10^3 \text{N} = 4.28 \times 10^4 \text{N}$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_{sc}a$$

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7\sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-10 に示す。

表 5.3-10 アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元

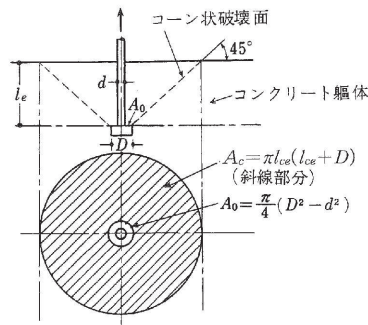
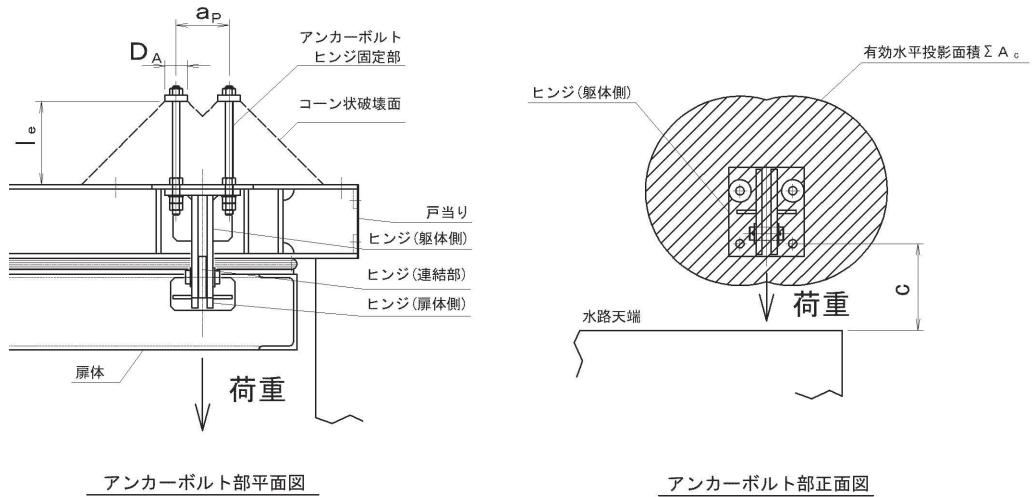
記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s\sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	—	N/mm ²
${}_{sc}a$	ねじの有効断面積	245	mm ²

よって、

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_{sc}a = 1 \times 0.7 \times 175 \times 245 = 30.01 \times 10^3 \text{N} = 3.00 \times 10^4 \text{N}$$

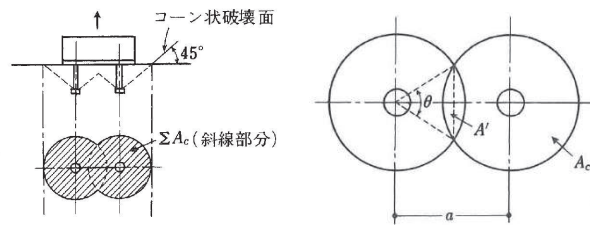
(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。コーン状破壊面の概要及び有効投影面積の計算モデルについて図 5.3-2 に示す。



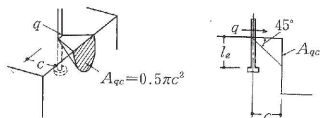
引張力に対するコーン状破壊面

(1)1 本の場合



アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積の算定方法概要

(2)複数本の場合



せん断力に対するコーン状破壊面

図 5.3-2 コンクリートのコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 5.3-11 に示す。

$$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c \quad (\text{N})$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A_c = \Sigma A_c \div 2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\Sigma A_c = \left(2\pi - \frac{\theta}{180} \pi + \sin \theta \right) \left(l_e + \frac{D_A}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \pi D_A^2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{a_p}{2 l_e + D_A} \quad ^\circ$$

表 5.3-11 コンクリートのコーン状破壊に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a2}	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力	—	N
ϕ_2	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
$c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm ²
ΣA_c	アンカーボルト 2 本のコーン状破壊面の有効水平投影面積	—	mm ²
A_c	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊面の有効水平投影面積	—	mm ²
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm ²
θ	近接して設けたアンカーボルトの有効水平投影面積が互いに重なるとき、その円の中心と 2 つの円周の交点がもたらす角度	—	°
D_A	頭付きアンカーボルト頭部の直径	60	mm
l_e	アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ	220	mm
a_p	近接する 2 本のアンカーボルトの距離	140	mm

よって,

$$\sigma_t = 0.31 \times \sqrt{50} = 2.192 \text{ N/mm}^2$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{140}{2 \times 220 + 60} = 147.480^\circ$$

$$A_c = \left(\left(2\pi - \frac{147.480}{180} \pi + \sin 147.480^\circ \right) \times \left(220 + \frac{60}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \pi \times 60^2 \right) \div 2$$

$$= (4.2468 \times 62500 - 5654.9) \div 2 = 2.5977 \times 10^5 \div 2 = 1.29885 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$P_{a2} = 2 \div 3 \times 2.192 \times 129885 = 1.898 \times 10^5 \text{ N} = 1.89 \times 10^5 \text{ N}$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 5.3-12 に示す。

$$Q_{a2} = \phi_2 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc} \quad (\text{N})$$

$${}_c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2 \quad (\text{mm}^2)$$

表 5.3-12 コンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
Q_{a2}	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力	—	N
ϕ_2	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
${}_c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm ²
A_{qc}	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	—	mm ²
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm ²
c	アンカーボルトのへりあき寸法	228	mm

よって,

$${}_c \sigma_t = 0.31 \times \sqrt{50} = 2.192 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times 228^2 = 81656 \text{ mm}^2$$

$$Q_{a2} = \phi_2 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc} = 2 \div 3 \times 2.192 \times 81656 = 1.193 \times 10^5 \text{ N} = 1.19 \times 10^5 \text{ N}$$

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1)，(No. 2) の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁 (鋼板) の耐震性についての計算書」に示す鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1)，(No. 2) の設計震度を表5.4-1に，断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置を図5.4-1に示す。

表 5.4-1 設計震度

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ (m)	地震による設計震度*	
				水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
補機冷却海水系放水路逆流防止設備	$S_s - D 2$ (++)	地盤ばらつき -1σ	防潮壁 (第2号機放水立坑)	水平方向 K_H	2.6
	$S_s - D 2$ (++)	地盤ばらつき -1σ	0.P.+11.160m (水路敷高)	鉛直方向 K_V	0.7

注記 * : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1)，(No. 2) の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

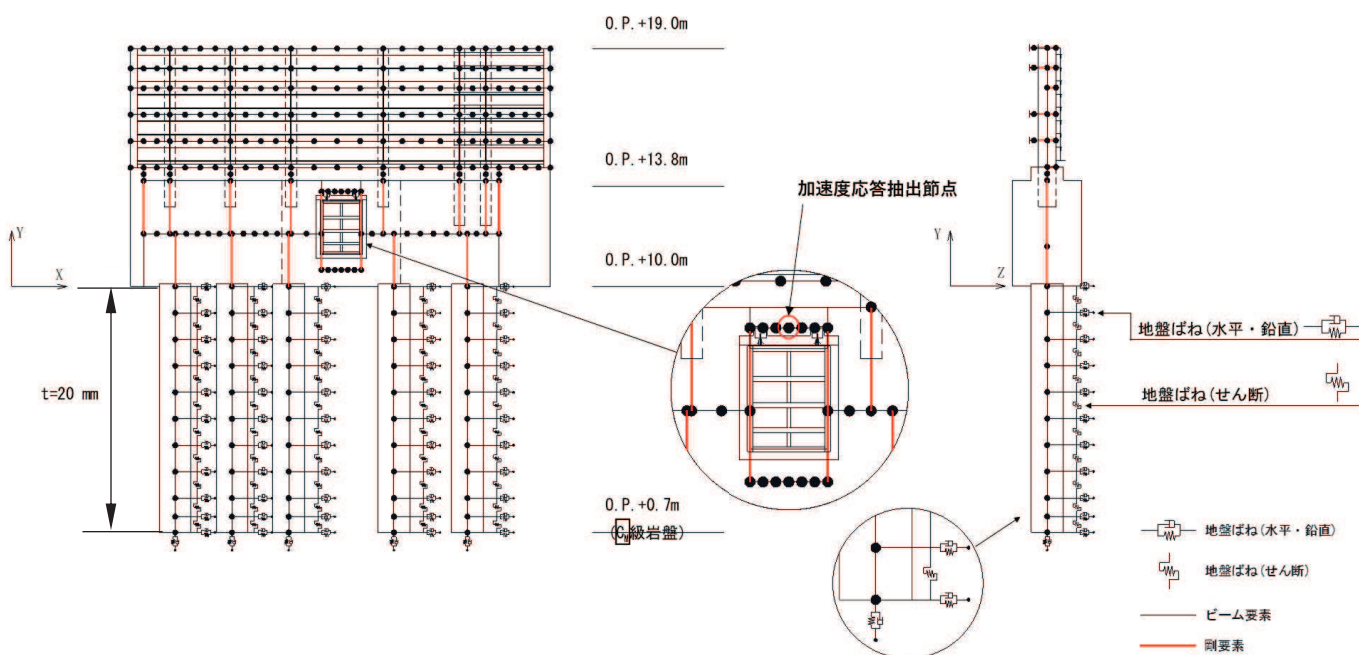


図5.4-1 鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置

なお、加速度応答は、別途、防潮壁の耐震評価において評価対象断面として選定している鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦の地震応答解析結果より抽出する。

断面⑦は、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）を支持する断面であるが、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示すとおり、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）を支持する断面位置との地盤応答の比較により、地盤（フーチング下面）の加速度応答が大きいため、上部工へ作用する地震荷重（慣性力）が大きくなると想定されることから選定している評価対象代表断面である。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）と補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）は構造仕様が同じとなっている。

よって、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）の設計用地震力を用いた評価により、（No. 1）及び（No. 2）の評価を代表させる。

各断面の地質構造を図5.4-2に、各断面のフーチング下面位置における加速度応答を表5.4-2に示す。

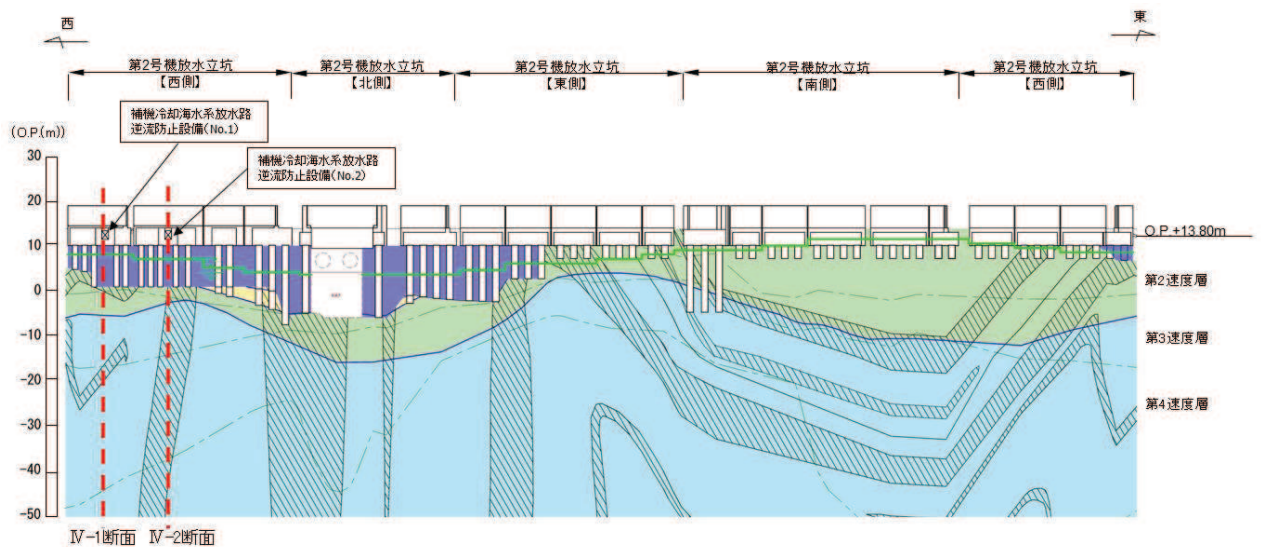


図5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の地質構造

表 5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の自由地盤応答（フーチング下面）の比較結果

断面	最大応答加速度 (cm/sec ²)	備考
IV-1 断面 (No. 1)	1114 (Ss-D2)	
IV-2 断面 (No. 2)	1186 (Ss-D2)	鋼製遮水壁（鋼板） 断面⑦

また、扉体及び固定部は横断方向(水平方向)及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、防潮壁一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合(開門時)を想定した最大応答加速度を確認する。

開門時の扉体の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化し算出する。解析モデル図を図 5.4-3 に示す。

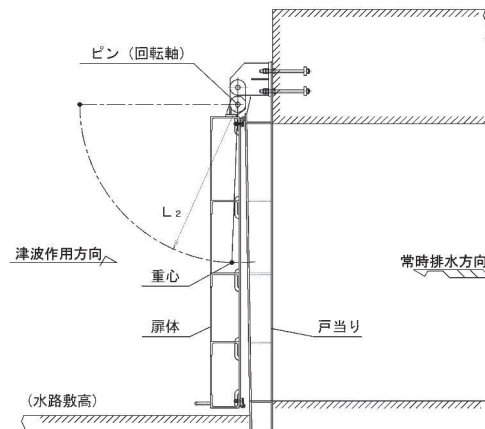


図5.4-3 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1 / f$$

ここで、L:振り子の長さ(=1108 mm)

計算の結果、開門時の固有周期は T=2.12 s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。

設計用床応答曲線を図 5.4-4 に示す。

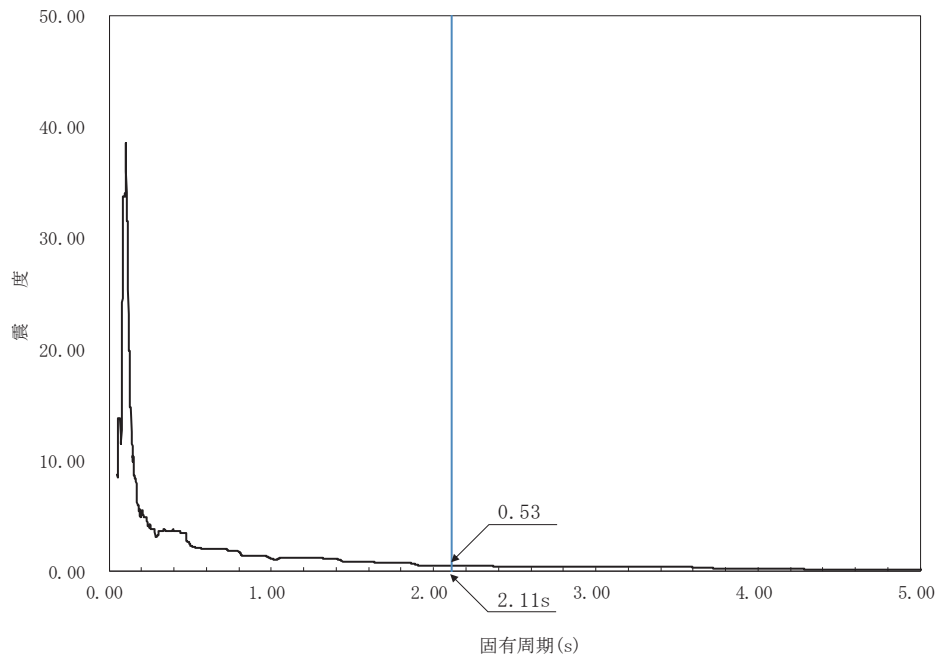


図5.4-4 鋼製遮水壁（鋼板）（断面⑦）における設計用床応答曲線

以上より、固有周期 2.11s における最大応答震度は 0.53 となり、開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力よりも小さいことを確認した。

よって、各応力計算においては、表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$

σ : 板に生じる最大応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1 / a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

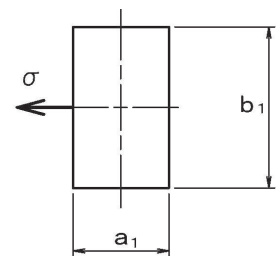
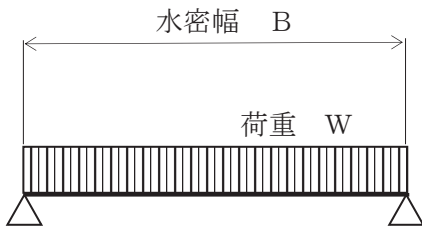


図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.5-2 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.5-3 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M a x} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M a x} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M a x}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M a x}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W : 主桁に加わる地震による荷重 (N)

R : 主桁に加わる地震による線荷重 (N/mm)

$M_{M a x}$: 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$: 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

κ : 合成応力度

σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

$A_{w 2}$: 主桁のウェブ断面積 (mm²)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

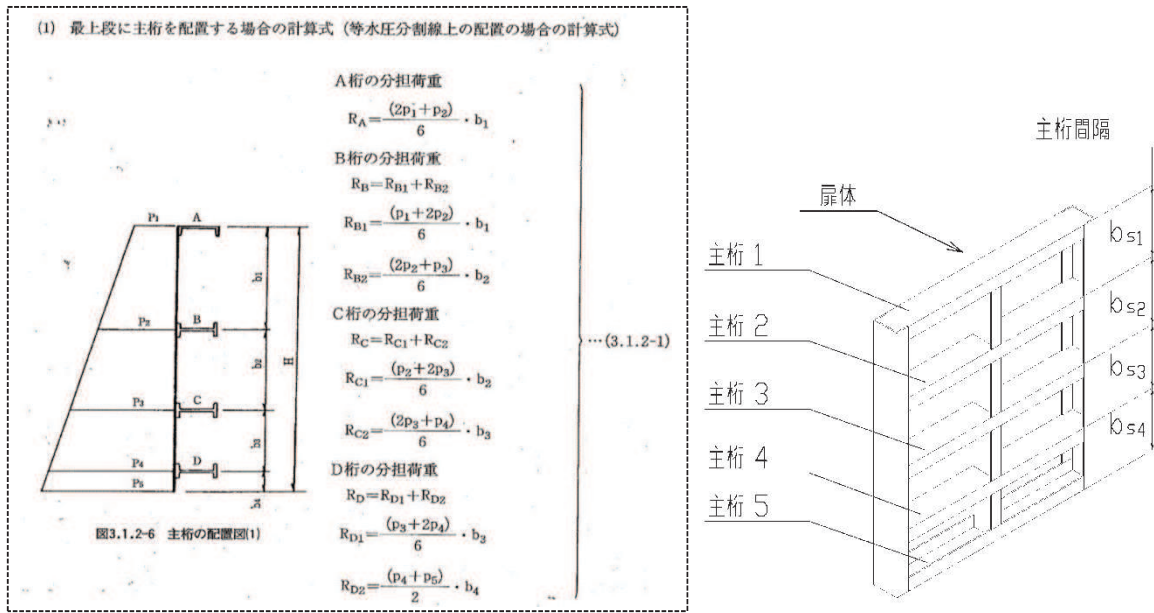


図 5.5-3 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1～5 がそれぞれ分担する線荷重 $R_1 \sim R_5$ を求める式を得る。

$$\begin{aligned} \text{主桁 1 : } R_1 &= \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1} & b_{s1} : \text{主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)} \\ \text{主桁 2 : } R_2 &= \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} & b_{s2} : \text{主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2} & b_{s3} : \text{主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)} \\ \text{主桁 3 : } R_3 &= \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} & b_{s4} : \text{主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3} & q_{s1} : \text{主桁 1 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ \text{主桁 4 : } R_4 &= \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} & q_{s2} : \text{主桁 2 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4} & q_{s3} : \text{主桁 3 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ \text{主桁 5 : } R_5 &= \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4} & q_{s4} : \text{主桁 4 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ & & q_{s5} : \text{主桁 5 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-4 に示す。

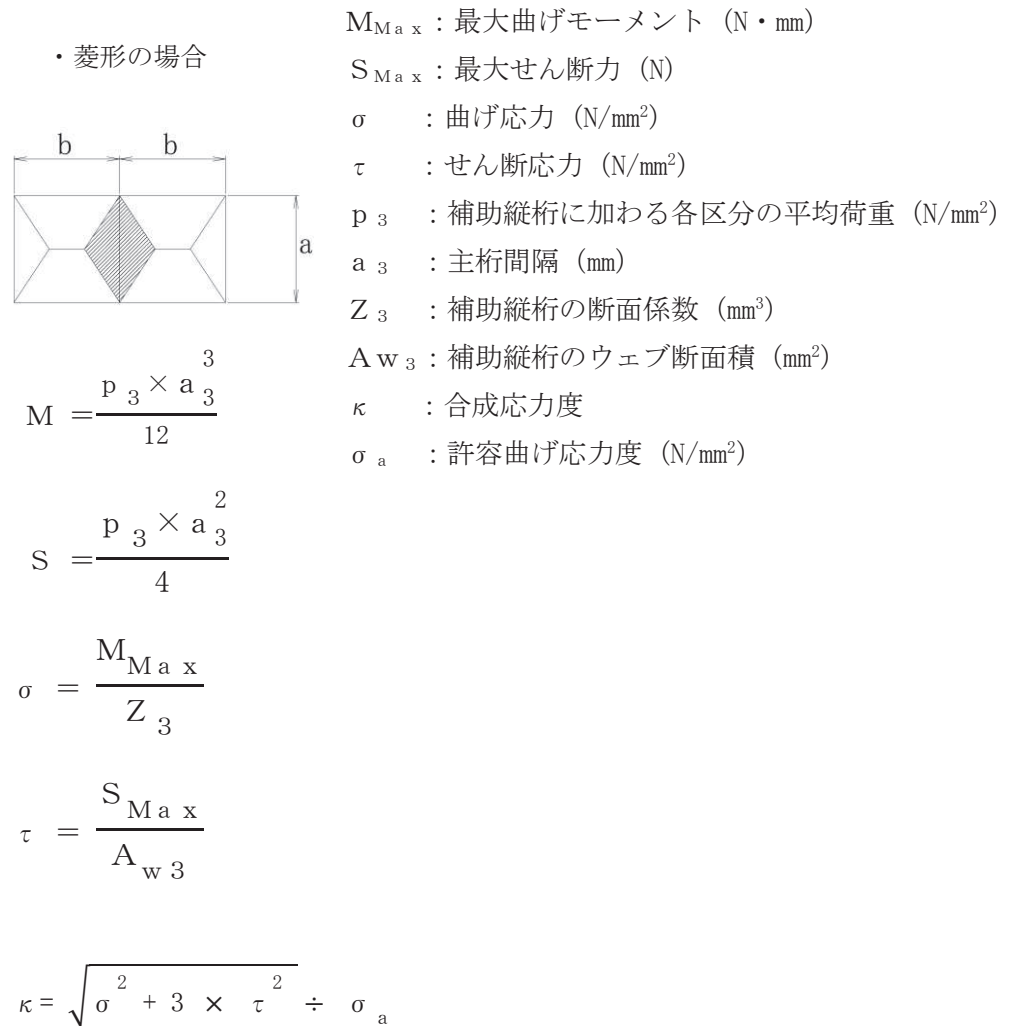


図 5.5-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

5.5.4 ヒンジ部

ヒンジ部の構造概要を図5.5-5に、ヒンジに作用する荷重の計算モデルを図5.5-6に示す。ヒンジ部の評価は、「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」のピン接合として、ヒンジピン、ヒンジ及びアンカーボルトについて評価を行う。

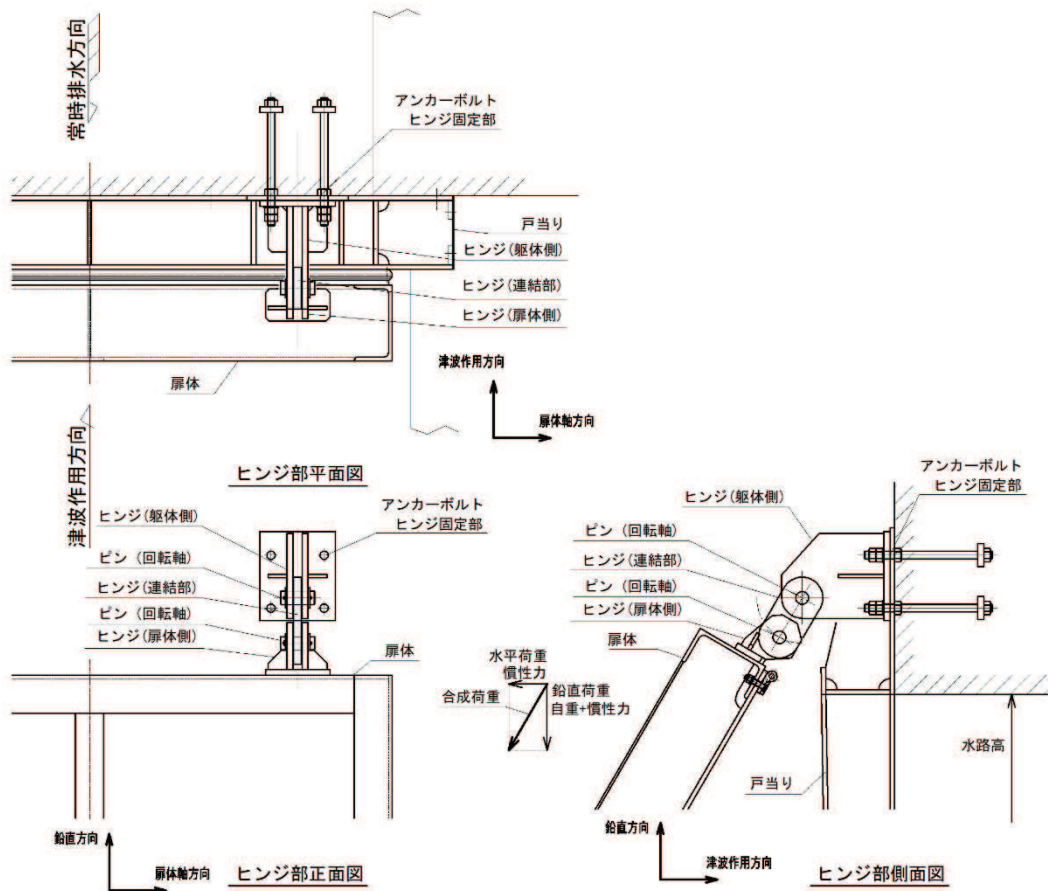
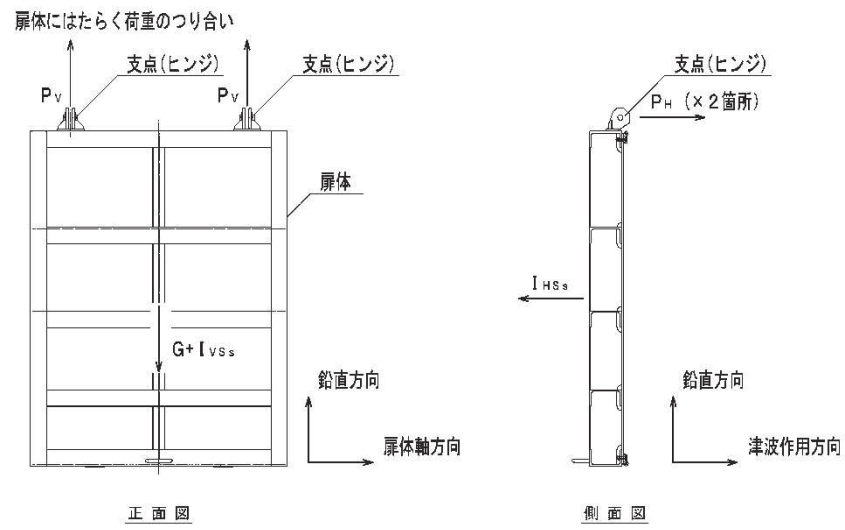


図 5.5-5 ヒンジ部の構造概要



$$P_H = I_{HS_s} \div 2$$

$$P_V = (G + I_{VS_s}) \div 2$$

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

ここに、

P_H : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)

I_{HS_s} : 水平方向地震荷重 (N)

G : 扉体自重 (N)

I_{VS_s} : 鉛直方向地震荷重 (N)

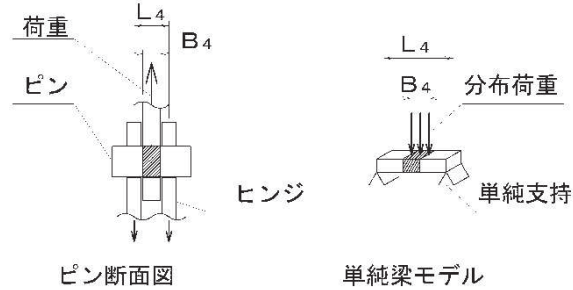
K_H : 基準地震動 S_s による水平方向設計震度

K_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向設計震度

図 5.5-6 ヒンジ部に作用する荷重の計算モデル

(1) 吊りピン

吊りピンに発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が，許容限界以下となることを確認する。ピンのモデル図及び応力算定式を図5.5-7に示す。



$$M_H = \frac{P_H \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$$

$$M_V = \frac{P_V \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_H = \frac{P_H}{2}$$

$$S_V = \frac{P_V}{2}$$

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_4}$$

$$\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$$

$$\tau_H = \frac{S_H}{A_4}$$

$$\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$$

$$\Sigma |\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\Sigma |\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma |\sigma|^2 + 3 \times \Sigma |\tau|^2} \div \sigma_a$$

ここに，

P_H ：ヒンジ1箇所への水平方向荷重

P_V ：ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重

Z_4 ：ピンの断面係数 (mm³)

A_4 ：ピンの断面積 (mm²)

L_4 ：ヒンジの板厚中心間距離 (mm)

B_4 ：荷重の載荷長さ (mm)

M_H ：水平方向荷重による曲げモーメント (N・mm)

M_V ：鉛直方向荷重による曲げモーメント (N・mm)

S_H ：水平方向荷重によるせん断力 (N)

S_V ：鉛直方向荷重によるせん断力 (N)

σ_H ：水平方向荷重による曲げ応力度 (N/mm²)

σ_V ：鉛直方向荷重による曲げ応力度 (N/mm²)

τ_H ：水平方向荷重によるせん断応力度 (N/mm²)

τ_V ：鉛直方向荷重によるせん断応力度 (N/mm²)

$\Sigma |\sigma|$ ：曲げ応力度の合計値 (N/mm²)

$\Sigma |\tau|$ ：せん断応力度の合計値 (N/mm²)

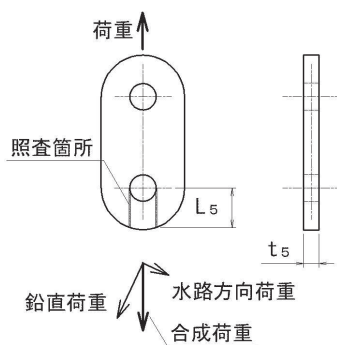
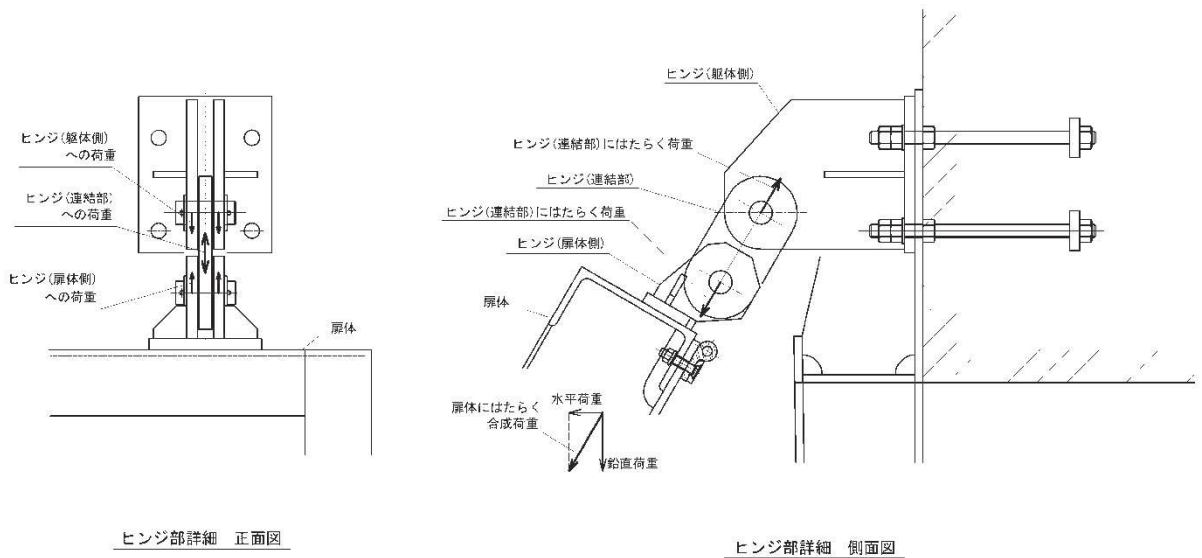
κ ：合成応力度

σ_a ：許容曲げ応力度 (N/mm²)

図 5.5-7 吊りピンの構造概要及び応力算定式

(2) ヒンジ

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度が、許容限界以下となることを確認する。連結部のピン穴周りのせん断応力度のモデル図及び応力算定式を図 5.5-8 に示す。



$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここに、

P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

t_5 : ヒンジ (連結部) の板厚 (mm)

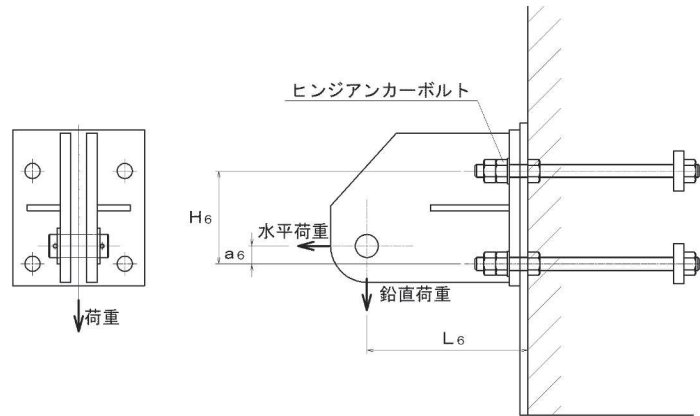
L_5 : ピン穴周りの端抜けせん断長さ (mm)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-8 ヒンジ (連結部) の構造概要及びせん断応力算定式

(3) アンカーボルト

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びコンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図5.5-9に示す。



$$P_6 = |P_H| \times \frac{a_6}{H_6} \div 2 + |P_V| \times \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = |P_V| \div 4$$

$$\kappa = \left(\frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

P_H : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)

P_6 : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)

Q_6 : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)

L_6 : アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ (mm)

H_6 : 鉛直方向アンカーボルト間距離 (mm)

a_6 : アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ (mm)

κ : アンカーボルトの合成応力

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)

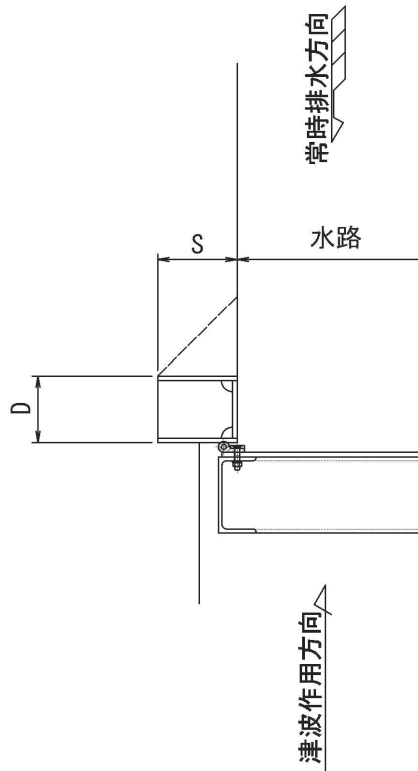
Q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-9 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

5.5.5 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（社）水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-10 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

D : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

B : 扉体水密幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

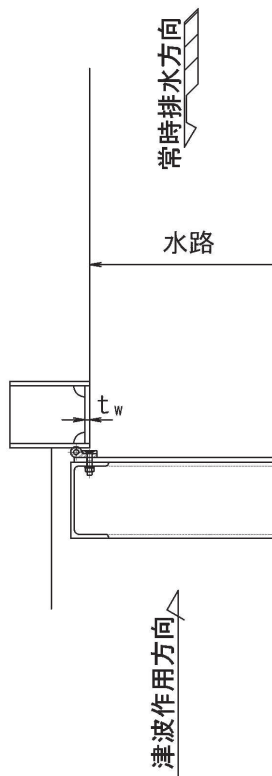
τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-10 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

5.5.6 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体からコンクリートに加わる最大圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.5-11 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

t_w : 戸当り腹板の板厚 (mm)

σ_{bw} : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm²)

図 5.5-11 戸当りのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピンの材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 H _p (mm)	水の単位体積重量 W _o (N/mm ³)
SUS316L	7.355×10^3	2.040×10^3	1.01×10^{-5}
スキンプレートの辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	スキンプレートの短辺 a ₁ (mm)	スキンプレートの長辺 b ₁ (mm)	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 P (N/mm ²)
42.74	585	800	2.44×10^{-3}
スキンプレートの板厚 t ₁ (mm)	主桁に加わる扉体自重による荷重 W (N)	水密幅 B (mm)	主桁の断面係数 Z ₂ (mm ³)
12	5.13×10^3	1.570×10^3	2.3100×10^5
主桁のウェブ断面積 A _{w2} (mm ²)	主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 b _{s1} (mm)	主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 b _{s2} (mm)	主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 b _{s3} (mm)
1.8000×10^3	585	510	480

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 b_{s4} (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 L_{s1} (mm)	主桁 1 での発生圧力 q_{s1} (N/mm ²)	主桁 2 での発生圧力 q_{s2} (N/mm ²)
465	800	5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}

主桁 3 での発生圧力 q_{s3} (N/mm ²)	主桁 4 での発生圧力 q_{s4} (N/mm ²)	主桁 5 での発生圧力 q_{s5} (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 a_3 (mm)
5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}	585

補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の ウェブ断面積 A_{w3} (mm ²)	補助縦桁に加わる 各区分の平均荷重 p_3 (N/mm ²)	ピンの断面係数 Z_4 (mm ³)
5.5232×10^4	1.1640×10^3	5.97×10^{-3}	4.2092×10^3

ピンの断面積 A_4 (mm ²)	ピンの支点間長さ L_4 (mm)	ピンの分布荷重 載荷長 B_4 (mm)	ヒンジ (連結部) の 板厚 t_5 (mm)
9.6211×10^2	40	20	20

ヒンジ (連結部) の 端抜けせん断長さ L_5 (mm)	アンカーボルト基部 からピン穴中心の 水平方向長さ L_6 (mm)	鉛直方向アンカー ボルト間距離 H_6 (mm)	アンカーボルトから ピン穴中心までの 鉛直方向長さ a_6 (mm)
52.057	244	140	27

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

アンカーボルトの コンクリートへの 有効埋め込み長さ l_e (mm)	頭付きアンカー ボルト頭部の直径 D_A (mm)	水平方向アンカー ボルト間距離 a_P (mm)	アンカーボルトの へりあき寸法 c (mm)
220	60	140	228

扉体への地震による 最大分布荷重 q_b (N/mm ²)	コンクリート面より 戸当り底面までの 深さ D (mm)	戸当り幅 S (mm)	戸当り腹板の板厚 t_w (mm)
5.97×10^{-3}	159	210	12

5.7 応力計算

各評価対象部位に加わる応力等の計算結果を示す。

応力計算に用いる、基準地震動 S_s による水平方向地震荷重 I_{HS_s} 、鉛直方向地震荷重 I_{VS_s} 及び単位面積当たりの水平方向地震荷重 i_{HS_s} は以下の式により算出する。

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

$$i_{HS_s} = \frac{G}{H_p \times B} \times K_H$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 S_s 地震荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
I_{HS_s}	基準地震動 S_s による水平方向地震荷重	—	N
I_{VS_s}	基準地震動 S_s による鉛直方向地震荷重	—	N
i_{HS_s}	基準地震動 S_s による単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	2.6	—
K_V	基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	0.7	—
G	固定荷重（扉体の自重）	7.355×10^3	N
H_p	扉体の高さ	2.040×10^3	mm
B	扉体の水密幅	1.570×10^3	mm

よって、

$$I_{HS_s} = 7.355 \times 10^3 \times 2.6 = 19123 = 1.9123 \times 10^4 \text{ N}$$

$$I_{VS_s} = 7.355 \times 10^3 \times 0.7 = 5148.5 = 5.1485 \times 10^3 \text{ N}$$

$$i_{HS_s} = \frac{7.355 \times 10^3}{2.040 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3} \times 2.6 = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

5.7.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、4 辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$

- σ : 板に生じる最大応力度 (N/mm²)
 k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数
 a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)
 b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)
 P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)
 t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

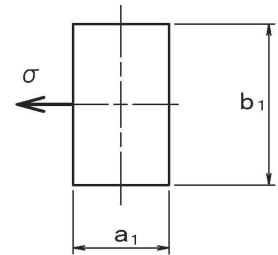


図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

スキンプレートにはたらく荷重として、板の自重による水平方向地震荷重を考慮し、以下の式により計算する。

$$P = P_{SHS_s}$$

$$P_{SHS_s} = \rho_{SUS} \times g \times t_1 \times K_H$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
P _{SHS_s}	スキンプレートに加わる単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm ²
ρ _{SUS}	スキンプレート材料の単位体積重量	7.980×10 ⁻⁶	kg/mm ³
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
t ₁	スキンプレートの板厚	12	mm
K _H	基準地震動S _s による水平方向の設計震度	2.6	—

よって、

$$P_{SHS_s} = 7.980 \times 10^{-6} \times 9.80665 \times 12 \times 2.6 = 2.44 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$P = 2.44 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = k \times a_1^2 \times P \div (100 \times t_1^2)$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-3 に示す。

表 5.7-3 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—	N/mm ²
a ₁	スキンプレートの短辺	—	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	—	mm
t ₁	スキンプレートの板厚	12	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。

各区間の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 、発生圧力 P 、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-4 に示す。また、スキンプレーートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-4 スキンプレーートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1 / a_1	k	P (N/mm ²)	σ (N/mm ²)
区間 1	585	800	1.3675	42.74	2.44×10^{-3}	2.5
区間 2	510	800	1.5686	46.30	2.44×10^{-3}	2.1
区間 3	480	800	1.6667	47.43	2.44×10^{-3}	1.9
区間 4	465	800	1.7204	48.06	2.44×10^{-3}	1.8

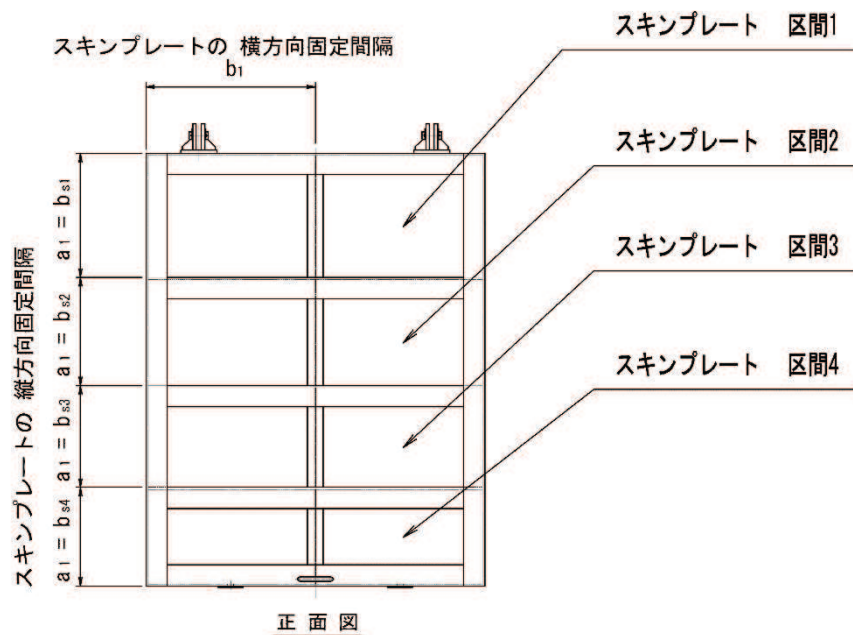


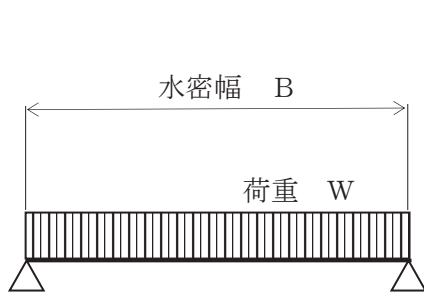
図 5.7-2 スキンプレーートの固定間隔概要図

以上より、スキンプレーートの最大応力が発生する箇所は区間 1 であり、当該箇所の計算諸元である短辺 $a_1 = 585.0$ mm、長辺 $b_1 = 800.0$ mm、辺長比による係数 $k = 42.74$ 、発生圧力 $P = 2.44 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$ より、スキンプレーートの最大曲げ応力度 $\sigma = 2.5 \text{N/mm}^2$ である。

5.7.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.7-3 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.7-4 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M_{a x}} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M_{a x}} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M_{a x}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M_{a x}}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

- W : 主桁に加わる地震による荷重 (N)
- R : 主桁に加わる地震による線荷重 (N/mm)
- $M_{M_{a x}}$: 最大曲げモーメント (N・mm)
- $S_{M_{a x}}$: 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力 (N/mm²)
- τ : せん断応力 (N/mm²)
- κ : 合成応力度
- σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)
- B : 水密幅 (mm)
- Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)
- $A_{w 2}$: 主桁のウェブ断面積 (mm²)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

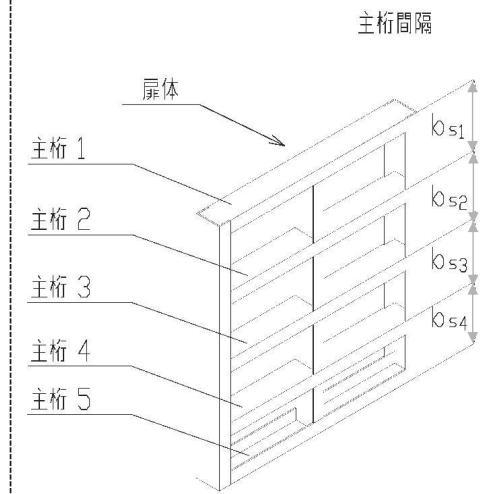
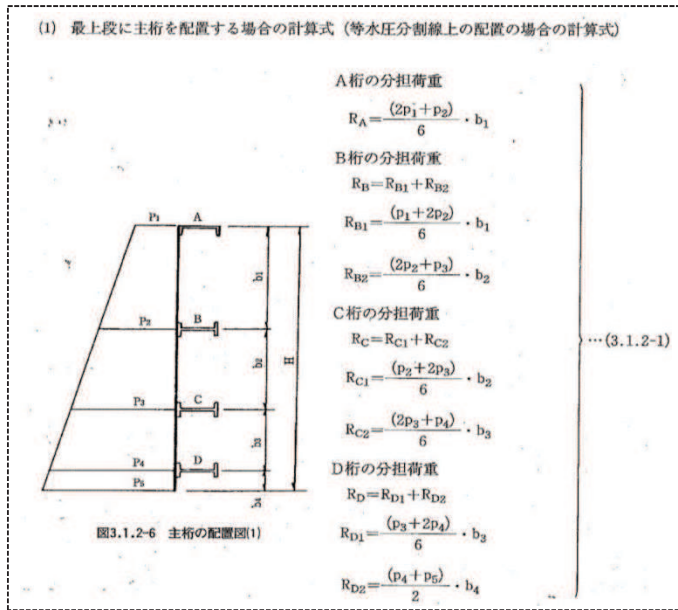


図 5.7-4 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重 $R_1 \sim R_5$ を求める式を得る。

$$\text{主桁 1: } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2: } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3: } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4: } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5: } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

b_{s1} : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

b_{s2} : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

b_{s3} : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

b_{s4} : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

q_{s1} : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s2} : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s3} : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s4} : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm²)

(1) 発生荷重

桁に生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = R \times B$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による荷重	—	N
R	主桁に加わる地震による線荷重	—	N/mm
B	扉体の水密幅	1.570×10^3	mm

各主桁に加わる荷重は隣り合う主桁との間隔を考慮して分担するものとし、各桁に生じる単位長さ当りの荷重を以下の式にて計算を行う。得られた値を比較し、最も発生荷重の大きい箇所について評価を行う。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s5}$$

各主桁での発生圧力は地震動による慣性力のみであるため

$$q_{s1} = q_{s2} = q_{s3} = q_{s4} = q_{s5} = i_{HSs} = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
R_1	主桁 1 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
R_2	主桁 2 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
R_3	主桁 3 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
R_4	主桁 4 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
R_5	主桁 5 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
b_{s1}	主桁 1 と主桁 2 の間隔	585	mm
b_{s2}	主桁 2 と主桁 3 の間隔	510	mm
b_{s3}	主桁 3 と主桁 4 の間隔	480	mm
b_{s4}	主桁 4 と主桁 5 の間隔	465	mm
q_{s1}	主桁 1 での発生圧力	5.97×10^{-3}	N/mm ²
q_{s2}	主桁 2 での発生圧力	5.97×10^{-3}	N/mm ²
q_{s3}	主桁 3 での発生圧力	5.97×10^{-3}	N/mm ²
q_{s4}	主桁 4 での発生圧力	5.97×10^{-3}	N/mm ²
q_{s5}	主桁 5 での発生圧力	5.97×10^{-3}	N/mm ²

よって,

$$R_1 = (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 585 \div 6 = 1.746 \text{ N/mm}$$

$$R_2 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 585 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 510 \div 6 = 3.269 \text{ N/mm}$$

$$R_3 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 510 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 480 \div 6 = 2.955 \text{ N/mm}$$

$$R_4 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 480 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 465 \div 6 = 2.821 \text{ N/mm}$$

$$R = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 465 \div 6 = 1.388 \text{ N/mm}$$

以降, 主桁に加わる荷重が最大となる 2 番目の桁に対して, 以下の荷重を用いて応力計算を行う。

$$R = R_2 = 3.269 \text{ N/mm}$$

$$W = R \times B = 3.269 \times 1.570 \times 10^3 = 5.13 \times 10^3 \text{ N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{M a x} = W \times B \div 8$$

$$S_{M a x} = W \div 2$$

ここで、

$M_{M a x}$: 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$: 最大せん断力 (N)

よって、

$$M_{M a x} = 5.13 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3 \div 8 = 1.01 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{M a x} = 5.13 \times 10^3 \div 2 = 2.57 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり、主桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。

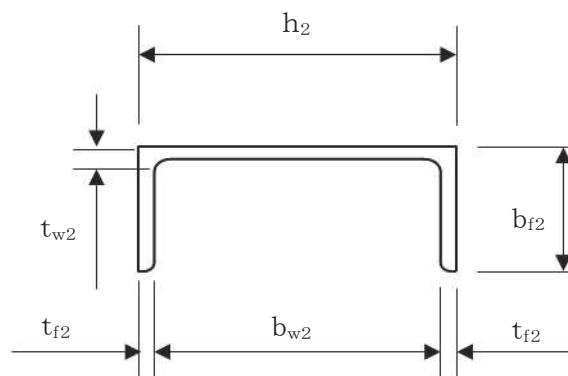


図 5.7-5 主桁の断面形状

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 主桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
t_{f2}	フランジの板厚	10	mm
b_{f2}	フランジの板幅	100	mm
t_{w2}	主桁のウェブ板厚	10	mm
b_{w2}	主桁のウェブ板幅	180	mm
h_2	主桁の桁高さ	200	mm

主桁は日本工業規格で規定された溝形鋼を用いており，断面係数として日本工業規格に記載された数値を用いる。

ウェブ断面積は以下の式にて計算を行う。

$$A_{w2} = t_{w2} \times b_{w2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 主桁の断面係数及びウェブ断面積の計算諸元

記号	定義	数値	単位
Z_2	主桁の断面係数	2.3100×10^5	mm^3
A_{w2}	主桁のウェブ断面積	1800	mm^2

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\text{Max}} \div A_{w2}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
κ	合成応力	—	—
σ_a	許容曲げ応力	125	N/mm ²
M_{Max}	最大曲げモーメント	1.01×10^6	N・mm
S_{Max}	最大せん断力	2.57×10^3	N
Z_2	主桁の断面係数	2.3100×10^5	mm ³
A_{w2}	主桁のウェブ断面積	1800	mm ²

以上より,

$$\sigma = M_{Max} \div Z_2 = 1.01 \times 10^6 \div 231000 = 4.37 \text{ N/mm}^2 = 4.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S_{Max} \div A_{w2} = 2.57 \times 10^3 \div 1800 = 1.43 \text{ N/mm}^2 = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a = \sqrt{4.37^2 + 3 \times 1.43^2} \div 125 = 0.05$$

5.7.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-6 に示す。

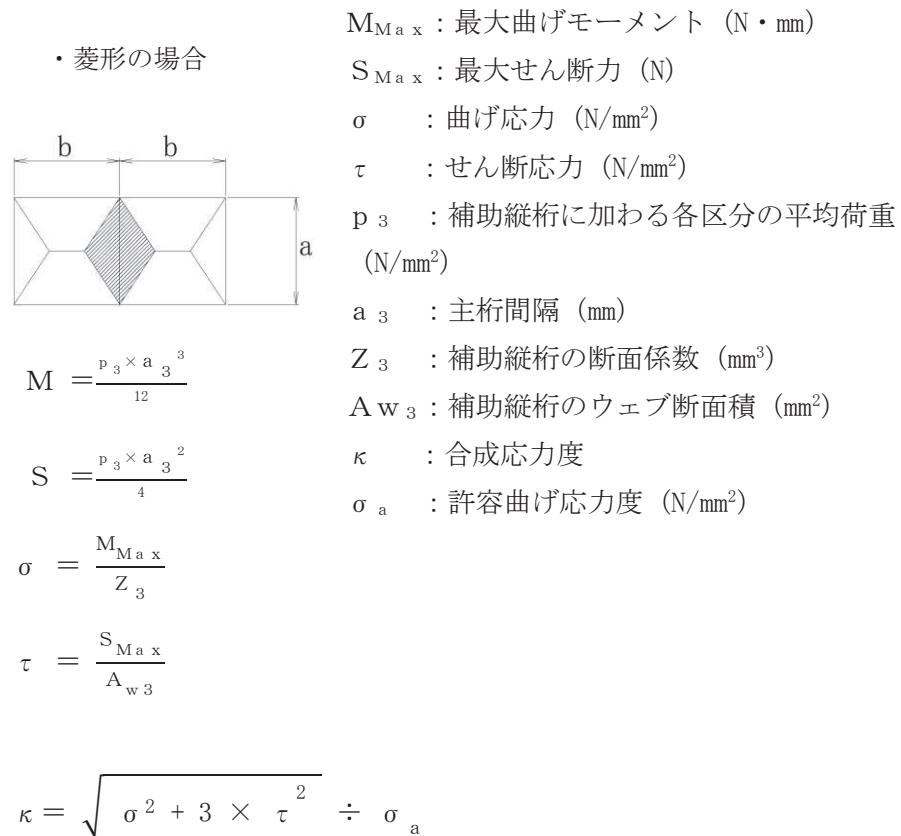


図 5.7-6 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う。

$$p_3 = i_{HSs}$$

ここで、

p_3 : 補助縦桁に加わる各区分の平均荷重 (N/mm²)

よって、

$$p_3 = 5.97 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = p_3 \times a_3^3 \div 12$$

$$S = p_3 \times a_3^2 \div 4$$

ここで、

M_{Max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{Max} : 最大せん断力 (N)

a_3 : 主桁間隔 (補助縦桁の支持間隔) (mm)

各主桁間の補助縦桁の最大曲げモーメント及び最大せん断力の計算結果を表 5.7-10 に示す。また、補助縦桁の固定間隔概要を図 5.7-7 に示す。

表 5.7-10 補助縦桁の断面力

	p_3 (N/mm ²)	a_3 (mm)	M_{Max} (N・mm)	S_{Max} (N)
区間 1	5.97×10^{-3}	585	9.9600×10^4	5.1077×10^2
区間 2	5.97×10^{-3}	510	6.5994×10^4	3.8820×10^2
区間 3	5.97×10^{-3}	480	5.5020×10^4	3.4387×10^2
区間 4	5.97×10^{-3}	465	5.0021×10^4	3.2272×10^2

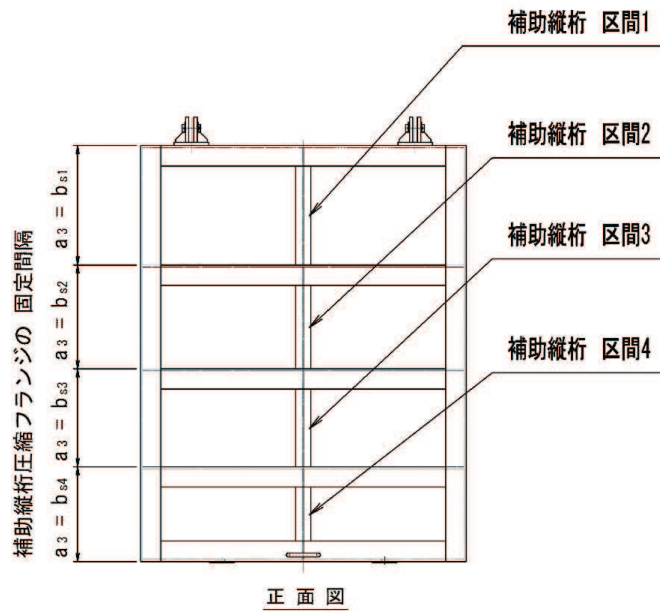


図 5.7-7 補助縦桁の固定間隔概要図

以降, 補助縦桁のうち最大曲げモーメント及び最大せん断力が生じる区間1に対して応力計算を行う。

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-8 に補助縦桁の断面形状を示す。

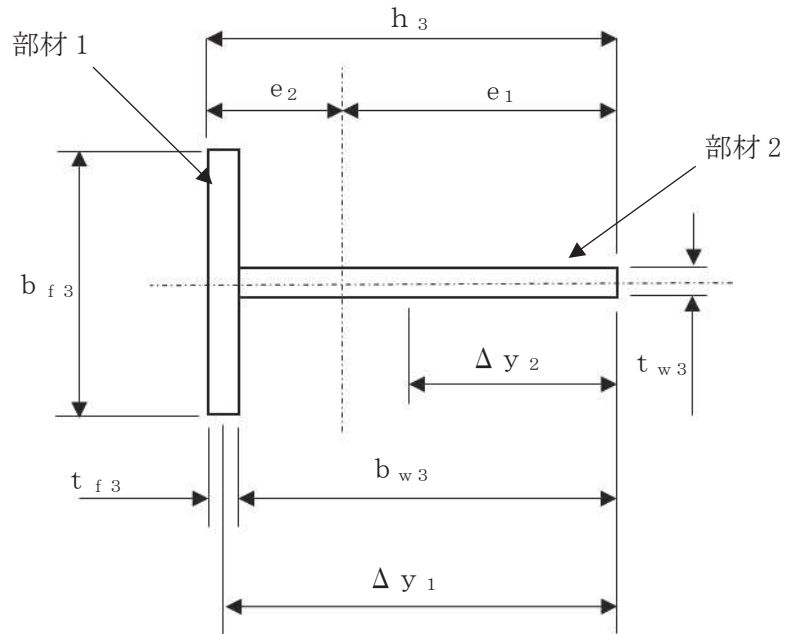


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 補助縦桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
t_{f3}	部材 1 (フランジ) の板厚	6	mm
b_{f3}	部材 1 (フランジ) の板幅	75	mm
Δy_1	部材端面 1 から部材 1 の図心までの距離	197	mm
t_{w3}	部材 2 (ウェブ) の板厚	6	mm
b_{w3}	部材 2 (ウェブ) の板幅	194	mm
Δy_2	部材端面 1 から部材 2 の図心までの距離	97	mm
h_3	補助縦桁の桁高さ	200	mm
e_1	中立軸から部材端面 1 までの距離	—	mm
e_2	中立軸から部材端面 2 までの距離	—	mm

補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_3 = I \div e$$

$$A_{w3} = b_{w3} \times t_{w3}$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積に関する記号の定義

記号	定義	数値	単位
Z_3	補助縦桁の断面係数	—	N/mm ²
A_{w3}	補助縦桁のウェブ断面積	—	N/mm ²
I	断面 2 次モーメント	—	N/mm ²
e	中立軸から部材端面までの距離	—	mm

非対称断面においては中立軸から部材端面までの距離 e が二通りあり、異なる断面係数が得られるため、保守的に小なるものを部材の断面係数として取り扱う。補助縦桁断面の端から中立軸までの距離 e_1 及び e_2 は以下の式により求める。

$$e_1 = \Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) / \Sigma A_i$$

$$e_2 = h_3 - e_1$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 補助縦桁の中立軸の計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
ΣA_i	桁を構成する各部材の断面積の合計値	—	mm ²
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i)$	部材端面 1 に対する各部材の断面一次モーメントの合計値	—	mm ³

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2$$

$$\Sigma A_i = t_{f3} \times b_{f3} + t_{w3} \times b_{w3}$$

部材の中立軸から断面までの距離を求める。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i) = 6 \times 75 \times 197 + 6 \times 194 \times 97 = 201558 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma A_i = 6 \times 75 + 6 \times 194 = 1614 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = \Sigma (A_i \times \Delta y_i) / \Sigma A_i = 201558 \div 1614 = 124.8810409 \text{ mm}$$

$$e_2 = h_3 - e_1 = 200 - 124.8810409 = 75.1189591 \text{ mm}$$

平行軸の定理より，複数の部材で構成される断面の断面二次モーメントを以下の式によって求める。

$$I = \Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) + \Sigma I_i - \Sigma A_i \times e_1^2$$

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1^2 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2^2$$

$$\Sigma I_i = t_{f3}^3 \times b_{f3} \div 12 + b_{w3}^3 \times t_{w3} \div 12$$

ここで，各記号の定義を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 補助縦桁の断面二次モーメントの計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma (A_i \times \Delta y_i^2)$	端面 1 まわりの断面二次モーメントと中立軸まわりの断面二次モーメントの差	—	mm ⁴
ΣI_i	各部材ごとの図心に対する断面二次モーメントの合計値	—	mm ⁴

補助縦桁の断面二次モーメントは以下の式より求める。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = 6 \times 75 \times 197^2 + 6 \times 194 \times 97^2 = 28416126 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I_i = 6^3 \times 75 \div 12 + 194^3 \times 6 \div 12 = 3652042 \text{ mm}^4$$

$$I = 28416126 + 3652042 - 1614.00 \times 124.8810409^2 = 6897395.16 \text{ mm}^4$$

以上より，断面係数及びウェブ断面積は

$$I/e_1 = 6897395.16 \div 124.8810409 = 55231.72 \text{ mm}^3 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$I/e_2 = 6897395.16 \div 75.1189591 = 91819.63 \text{ mm}^3 = 91820 \text{ mm}^3$$

$$I/e_1 < I/e_2 \text{ である。}$$

よって，

$$Z_3 = I/e_1 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$A_{w3} = 194 \times 6 = 1164 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} / Z_3$$

$$\tau = \frac{S_{\text{Max}}}{A_{w3}}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

以上より，

$$\sigma = 9.9600 \times 10^4 \div 55232 = 1.8033 \text{ N/mm}^2 = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 5.1077 \times 10^2 \div 1164 = 0.4388 \text{ N/mm}^2 = 0.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{1.8033^2 + 3 \times 0.4388^2} \div 125 = 0.02$$

5.7.4 ヒンジ部

ヒンジ部の構造概要を図5.7-9に、ヒンジに作用する荷重の計算モデルを図5.7-10に示す。ヒンジ部の評価は、「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）」のピン接合として、ヒンジピン、ヒンジ及びアンカーボルトについて評価を行う。

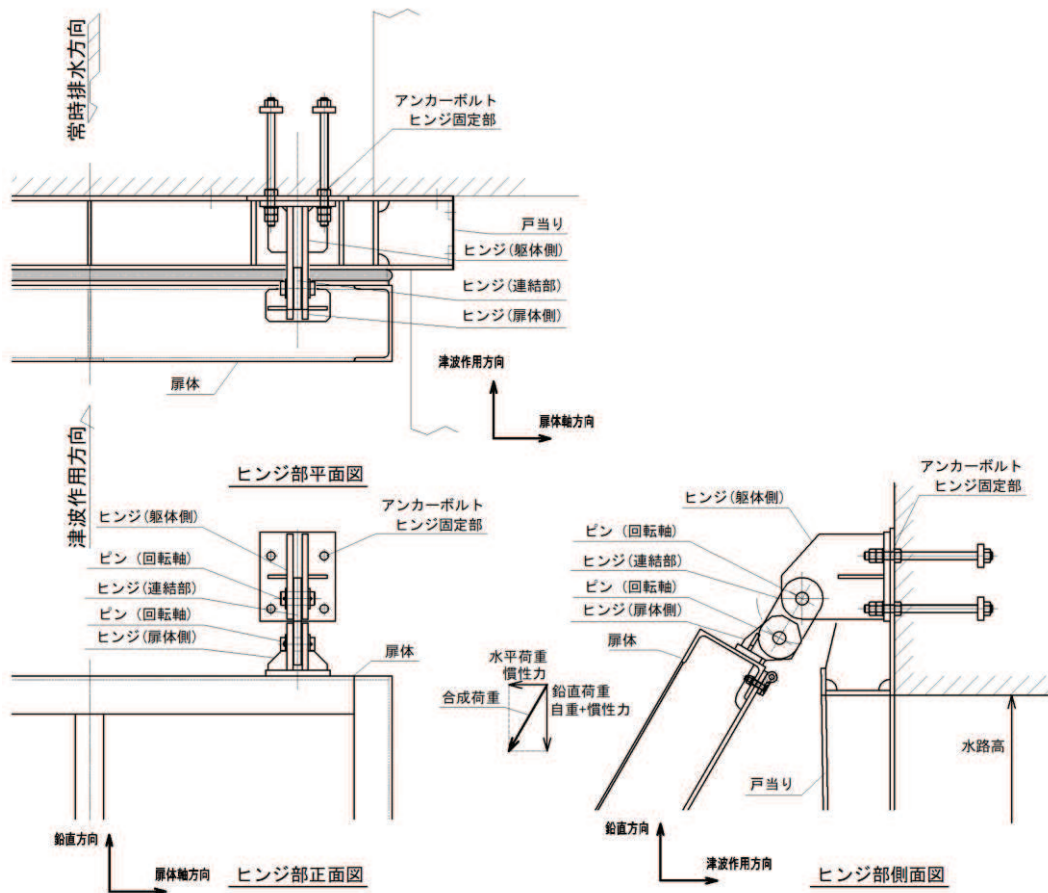
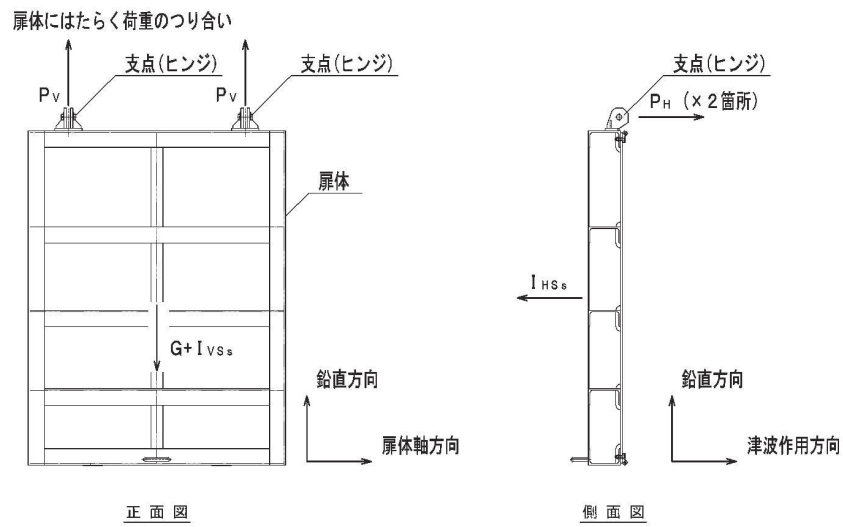


図 5.7-9 ヒンジ部の構造概要



$$P_H = I_{HS_s} \div 2$$

$$P_V = (G + I_{VS_s}) \div 2$$

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

ここに、

P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

I_{HS_s} : 水平方向地震荷重 (N)

G : 扉体自重 (N)

I_{VS_s} : 鉛直方向地震荷重 (N)

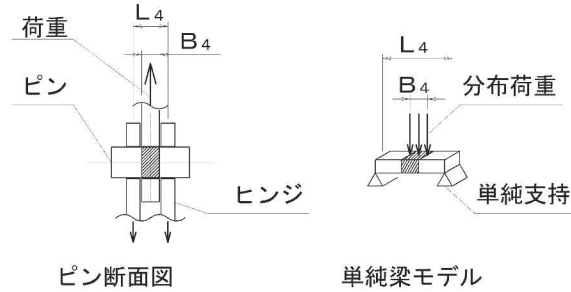
K_H : 基準地震動 S_s による水平方向設計震度

K_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向設計震度

図 5.7-10 ヒンジ部に作用する荷重の計算モデル

(1) 吊りピン

吊りピンに発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が，許容限界以下となることを確認する。ピンのモデル図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



$M_H = \frac{P_H \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $M_V = \frac{P_V \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $S_H = \frac{P_H}{2}$ $S_V = \frac{P_V}{2}$ $\sigma_H = \frac{M_H}{Z_4}$ $\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$ $\tau_H = \frac{S_H}{A_4}$ $\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$	<p>ここに，</p> <p>P_H : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)</p> <p>P_V : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)</p> <p>Z_4 : ピンの断面係数 (mm^3)</p> <p>A_4 : ピンの断面積 (mm^2)</p> <p>L_4 : ヒンジの板厚中心間距離 (mm)</p> <p>B_4 : 荷重の載荷長さ (mm)</p> <p>M_H : 水平方向荷重による曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)</p> <p>M_V : 鉛直方向荷重による曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)</p> <p>S_H : 水平方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p>S_V : 鉛直方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p>σ_H : 水平方向荷重による曲げ応力度 (N/mm^2)</p> <p>σ_V : 鉛直方向荷重による曲げ応力度 (N/mm^2)</p> <p>τ_H : 水平方向荷重によるせん断応力度 (N/mm^2)</p> <p>τ_V : 鉛直方向荷重によるせん断応力度 (N/mm^2)</p> <p>$\Sigma \sigma$: 曲げ応力度の合計値 (N/mm^2)</p> <p>$\Sigma \tau$: せん断応力度の合計値 (N/mm^2)</p> <p>κ : 合成応力度</p> <p>σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm^2)</p>
---	---

$$\Sigma |\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\Sigma |\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma |\sigma|^2 + 3 \times \Sigma |\tau|^2} \div \sigma_a$$

図 5.7-11 吊りピンの構造概要及び応力算定式

a. 発生荷重

ヒンジに対して鉛直方向及び水平方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2か所設置することから、全荷重を等分する。

$$P_V = (G + I_{V S_s}) \div 2$$

$$P_H = I_{H S_s} \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ部の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_V	ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重	—	N
P_H	ヒンジ1箇所への水平方向荷重	—	N
$I_{H S_s}$	基準地震動 S_s による水平方向地震荷重	1.9123×10^4	N
$I_{V S_s}$	基準地震動 S_s による鉛直方向地震荷重	5.1485×10^3	N
G	固定荷重 (扉体の自重)	7.3550×10^3	N

よって、

$$P_V = (7.3550 \times 10^3 + 5.1485 \times 10^3) \div 2 = 6.2518 \times 10^3 \text{N}$$

$$P_H = 1.9123 \times 10^4 \div 2 = 9.5615 \times 10^3 \text{N}$$

b. 発生荷重

吊りピンに発生する最大曲げモーメント・最大せん断力を以下の式にて計算する。

$$M_H = P_H \times (2 \times L_4 - B_4) \div 8$$

$$M_V = P_V \times (2 \times L_4 - B_4) \div 8$$

$$S_H = P_H \div 2$$

$$S_V = P_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_V	鉛直方向荷重による曲げモーメント	—	N・mm
M_H	水平方向荷重による曲げモーメント	—	N・mm
S_V	鉛直方向荷重によるせん断力	—	N
S_H	水平方向荷重によるせん断力	—	N
P_V	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	6.2518×10^3	N
P_H	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	9.5615×10^3	N
L_4	ヒンジの板厚中心間距離	40	mm
B_4	荷重の載荷長さ	20	mm

よって、

$$M_V = 6.2518 \times 10^3 \times (2 \times 40 - 20) \div 8 = 4.6889 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_H = 9.5615 \times 10^3 \times (2 \times 40 - 20) \div 8 = 7.1711 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_V = 6.2518 \times 10^3 \div 2 = 3.1259 \times 10^3 \text{ N}$$

$$S_H = 9.5615 \times 10^3 \div 2 = 4.7808 \times 10^3 \text{ N}$$

c. 断面係数及び断面積

発生応力の計算にあたって、ピンの断面係数及び断面積を以下の式にて計算を行う。

$$A_4 = \pi \times D_4^2 \div 4$$

$$Z_4 = \pi \times D_4^3 \div 32$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
D_4	ピンの直径	35	mm
A_4	ピンの断面積	—	mm ²
Z_4	ピンの断面係数	—	mm ³

よって,

$$A_4 = \pi \times 35^2 \div 4 = 962.11 \text{ mm}^2$$

$$Z_4 = \pi \times 35^3 \div 32 = 4209.2 \text{ mm}^3$$

d. 発生応力

吊りピンに発生する曲げ応力度, せん断応力度及び合成応力度を以下の式にて計算する。

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_4}$$

$$\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$$

$$\Sigma|\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\tau_H = \frac{S_H}{A_4}$$

$$\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$$

$$\Sigma|\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma|\sigma|^2 + 3 \times \Sigma|\tau|^2} \div \sigma_a$$

ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_V	鉛直方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm ²
σ_H	水平方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm ²
$\Sigma \sigma $	曲げ応力度の合計値	—	N/mm ²
τ_V	鉛直方向荷重によるせん断応力度	—	N/mm ²
τ_H	水平方向荷重によるせん断応力度	—	N/mm ²
$\Sigma \tau $	せん断応力度の合計値	—	N/mm ²
κ	合成応力度	—	—
σ_a	許容曲げ応力度	132	N/mm ²
M_V	鉛直方向荷重による曲げモーメント	4.6889×10^4	N・mm
M_H	水平方向荷重による曲げモーメント	7.1711×10^4	N・mm
S_V	鉛直方向荷重によるせん断力	3.1259×10^3	N
S_H	水平方向荷重によるせん断力	4.7808×10^3	N
A_4	ピンの断面積	962.11	mm ²
Z_4	ピンの断面係数	4209.2	mm ³

以上より,

$$\sigma_H = \frac{7.1711 \times 10^4}{4209.2} = 17.04 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_V = \frac{4.6889 \times 10^4}{4209.2} = 11.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma|\sigma| = 17.04 + 11.14 = 28.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_H = \frac{4.7808 \times 10^3}{962.11} = 4.97 \text{ N/mm}^2$$

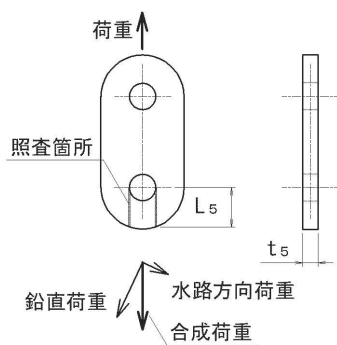
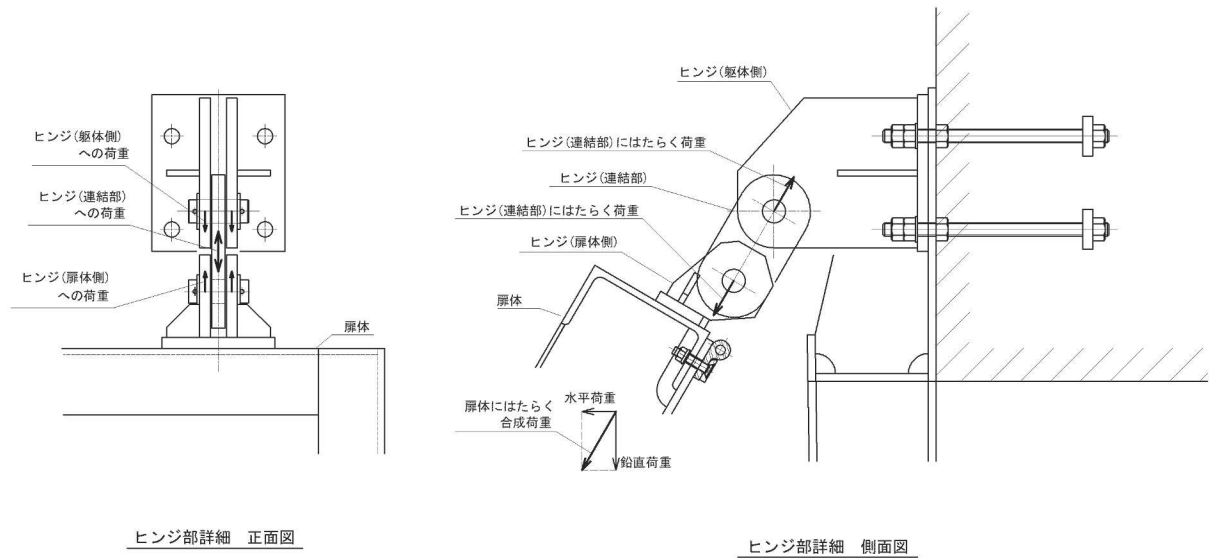
$$\tau_V = \frac{3.1259 \times 10^3}{962.11} = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma|\tau| = 4.97 + 3.25 = 8.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{28.18^2 + 3 \times 8.22^2} \div 132 = 0.24$$

(2) ヒンジ

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度が、許容限界以下となることを確認する。連結部のピン穴周りのせん断応力度のモデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここに、

P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

t_5 : ヒンジ (連結部) の板厚 (mm)

L_5 : ピン穴周りの端抜けせん断長さ (mm)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-12 ヒンジ (連結部) の構造概要及びせん断応力算定式

a. 発生荷重

ピン穴に対して鉛直方向及び水平方向地震荷重が加わったものとして計算を行う。
それぞれ数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_V	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	6.2518×10^3	N
P_H	ヒンジ 1 箇所への水路方向荷重	9.5615×10^3	N

b. 発生応力

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度について以下の式にて計算する。

$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 ヒンジ（連結部）の発生応力の評価に用いる計算諸元

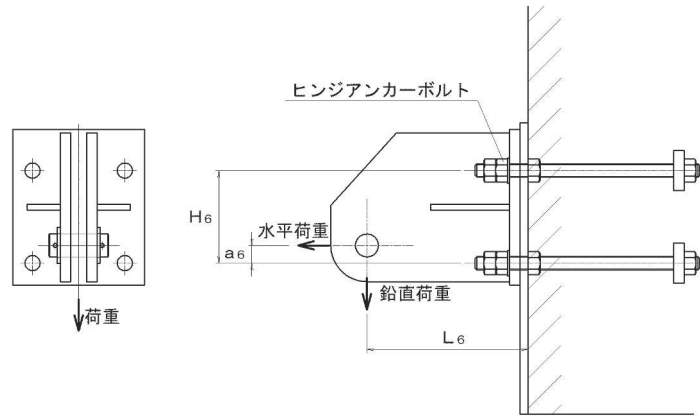
記号	定義	数値	単位
τ	鉛直方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm ²
P_V	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	6.2518×10^3	N
P_H	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	9.5615×10^3	N
L_5	ヒンジ（連結部）の端抜けせん断長さ	52.057	mm
t_5	ヒンジ（連結部）の板厚	20	mm

以上より、

$$\tau = \frac{\sqrt{(9.5615 \times 10^3)^2 + (6.2518 \times 10^3)^2}}{(2 \times 52.057 \times 20)} = 5.5 \text{ N/mm}^2$$

(3) アンカーボルト

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びコンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図5.7-13に示す。



$$P_6 = |P_H| \times \frac{a_6}{H_6} \div 2 + |P_V| \times \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = |P_V| \div 4$$

$$\kappa = \left(\frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

P_6 : アンカーボルト 1 本にはたらく引張力 (N)

Q_6 : アンカーボルト 1 本にはたらくせん断力 (N)

L_6 : アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ (mm)

H_6 : 鉛直方向アンカーボルト間距離 (mm)

a_6 : アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ (mm)

κ : アンカーボルトの合成応力

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)

Q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-13 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

a. 発生荷重

アンカーボルトに生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$P_6 = \left| P_H \right| \frac{a_6}{H_6} \div 2 + \left| P_V \right| \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = \left| P_V \right| \div 4$$

$$\kappa = \left(\frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_6	アンカーボルト 1 本にはたらく引張力	—	N
Q_6	アンカーボルト 1 本にはたらくせん断力	—	N
κ	アンカーボルトの合成力	—	—
P_a	アンカーボルトの許容引張力	4.28×10^4	N
Q_a	アンカーボルトの許容せん断力	3.00×10^4	N
P_V	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	6.2518×10^3	N
P_H	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	9.5615×10^3	N
L_6	アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ	244	mm
H_6	鉛直方向アンカーボルト間距離	140	mm
a_6	アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ	27	mm

以上より、

$$P_6 = 9.5615 \times 10^3 \times \frac{27}{140} \div 2 + 6.2518 \times 10^3 \times \frac{244}{140} \div 2 = 6.37 \times 10^3 \text{ N}$$

$$Q_6 = 6.2518 \times 10^3 \div 4 = 1.57 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\kappa = \left(\frac{6.369999 \times 10^3}{4.28 \times 10^4} \right)^2 + \left(\frac{1.56295 \times 10^3}{3.00 \times 10^4} \right)^2 = 0.03$$

5.7.5 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（社）水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。

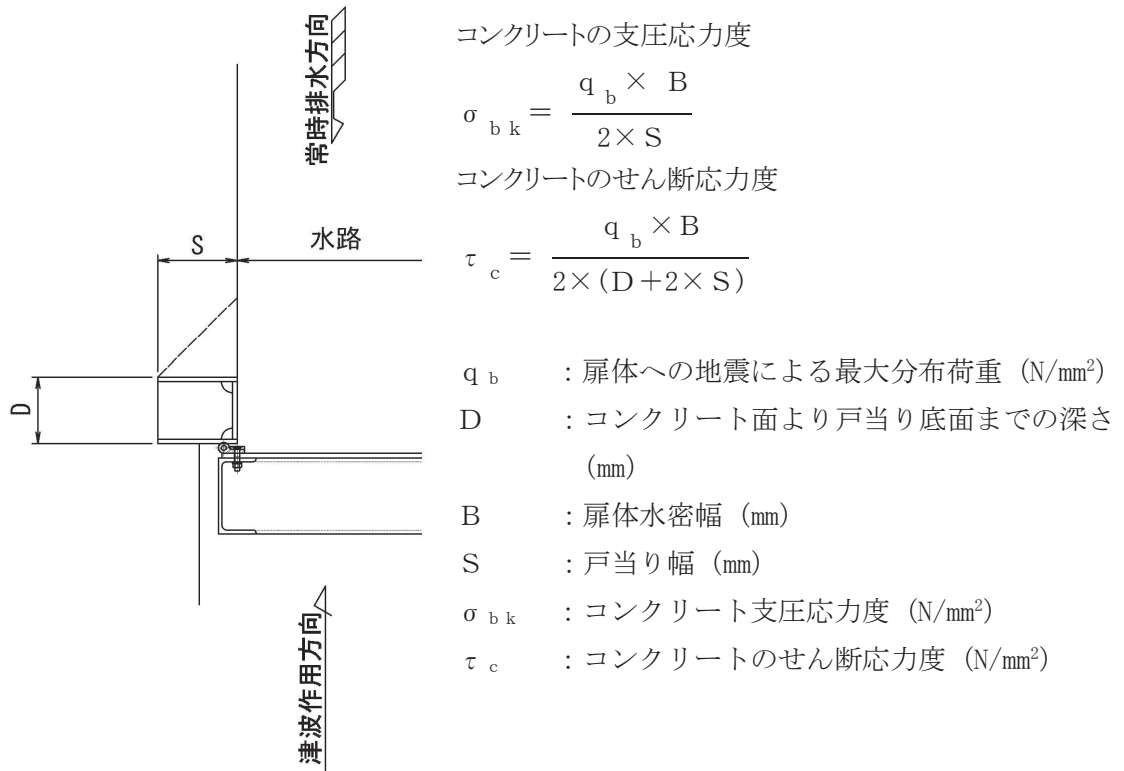


図 5.7-14 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りコンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = i_{HSs}$$

ここで、

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

i_{HSs} : 基準地震動 S_s による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm²)

よって、

$$q_b = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

コンクリートの支圧応力度及びせん断応力度，戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$
$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表5.7-22に示す。

表 5.7-22 戸当りコンクリートの計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ_c	コンクリートのせん断応力度	—	N/mm ²
q_b	扉体への地震による最大分布荷重	5.97×10^{-3}	N/mm ²
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	159	mm
B	水密幅	1.57×10^3	mm
S	戸当り幅	210	mm

以上より，

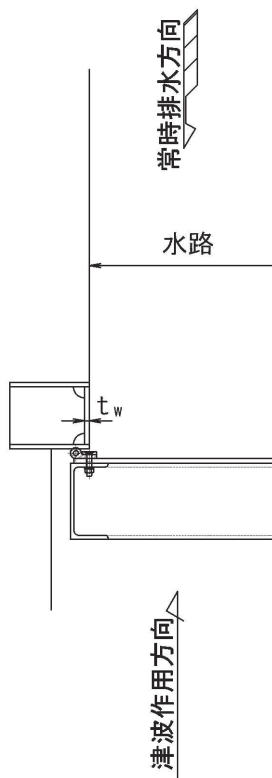
$$\sigma_{bk} = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 210} = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times (159 + 2 \times 210)} = 0.01 \text{ N/mm}^2$$

5.7.6 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体からコンクリートに加わる最大圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.7-15 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

t_w : 戸当り腹板の板厚 (mm)

σ_{bw} : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm²)

図 5.7-15 戸当りのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りに掛かる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = i_{HS_s}$$

ここで、

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

i_{HS_s} : 基準地震動 S_s による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm²)

よって、

$$q_b = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表5.7-23に示す。

表 5.7-23 戸当り腹板の計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bw}	戸当り腹板の圧縮応力度	—	N/mm ²
q_b	扉体への地震による最大分布荷重	5.97×10^{-3}	N/mm ²
B	水密幅	1.57×10^3	mm
t_w	戸当り腹板の板厚	12	mm

以上より、

$$\sigma_{bw} = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 12} = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果（補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm ²)	2.5	132	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	4.4	125	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	1.5	76	0.02
	合成応力度	0.05	1.1	0.05
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.9	125	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.5	76	0.01
	合成応力度	0.02	1.1	0.02
ピン	曲げ応力度 (N/mm ²)	28.2	132	0.22
	せん断応力度 (N/mm ²)	8.3	76	0.11
	合成応力度	0.24	1.1	0.22
ヒンジ（連結部）	せん断応力度 (N/mm ²)	5.5	76	0.08
アンカーボルト	引張力 (N)	6.37×10^3	4.28×10^4	0.15
	せん断力 (N)	1.57×10^3	3.00×10^4	0.06
	合成力	0.03	1.0	0.03
アンカーボルト （コンクリートのコーン状破壊）	引張力 (N)	6.37×10^3	1.89×10^5	0.04
	せん断力 (N)	1.57×10^3	1.19×10^5	0.02
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
戸当り	圧縮応力度 (N/mm ²)	0.4	132	0.01

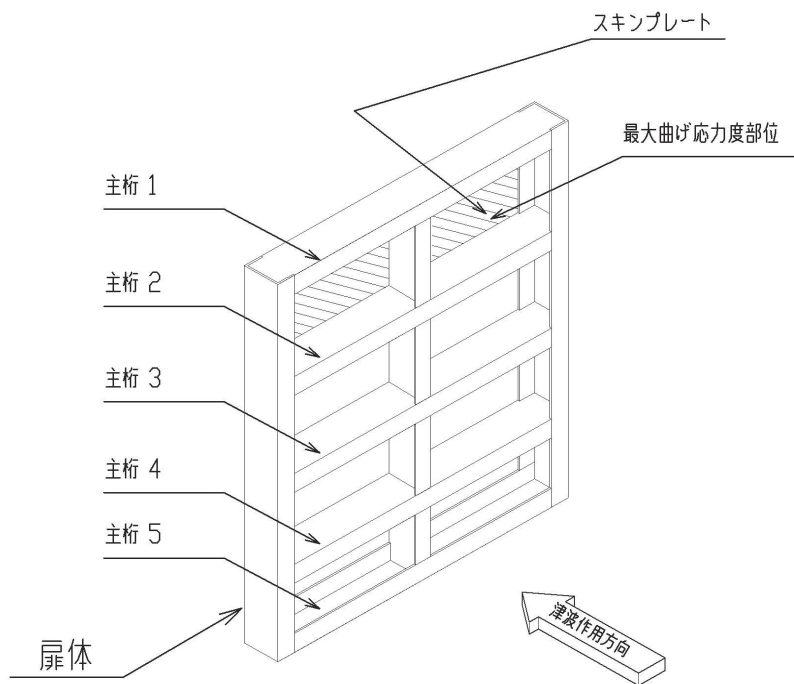


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

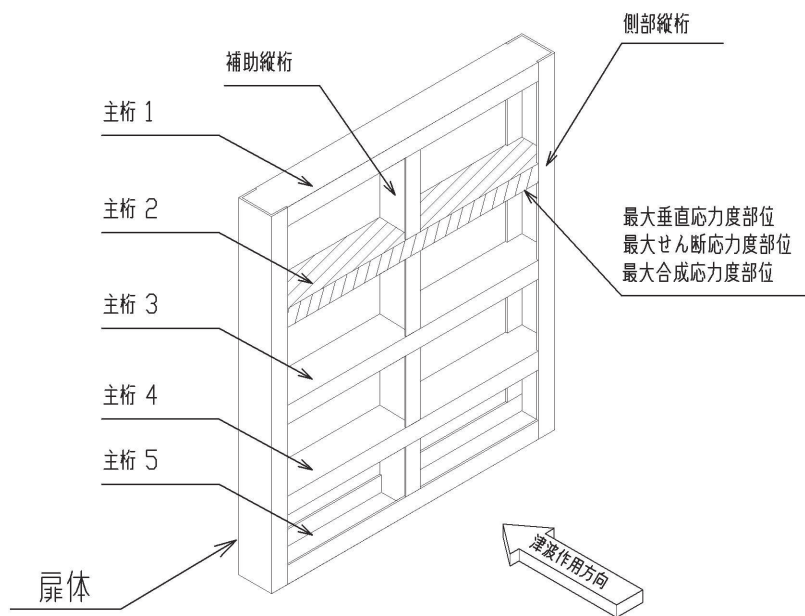


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

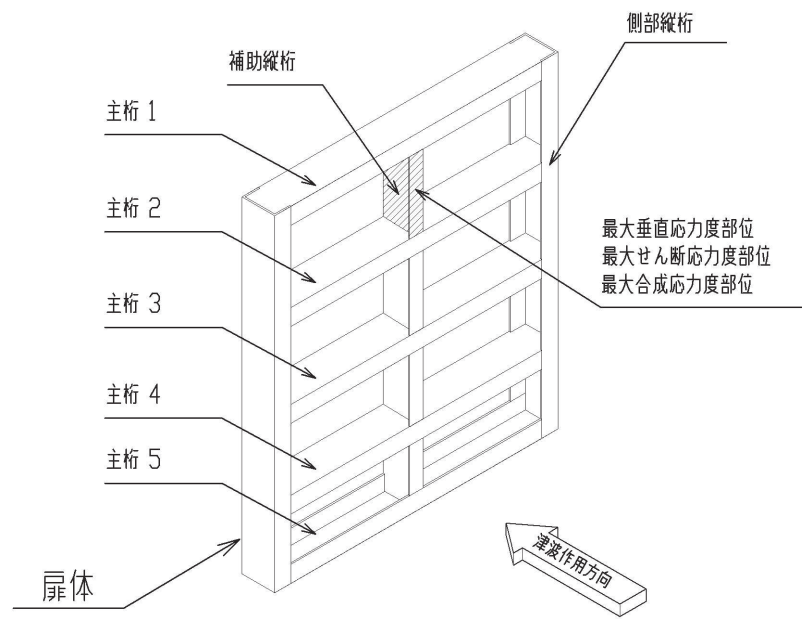


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	15
5.4 設計用地震力	21
5.5 計算方法	23
5.6 計算条件	29
5.7 応力計算	31
6. 評価結果	56

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2.1-1 に示す。

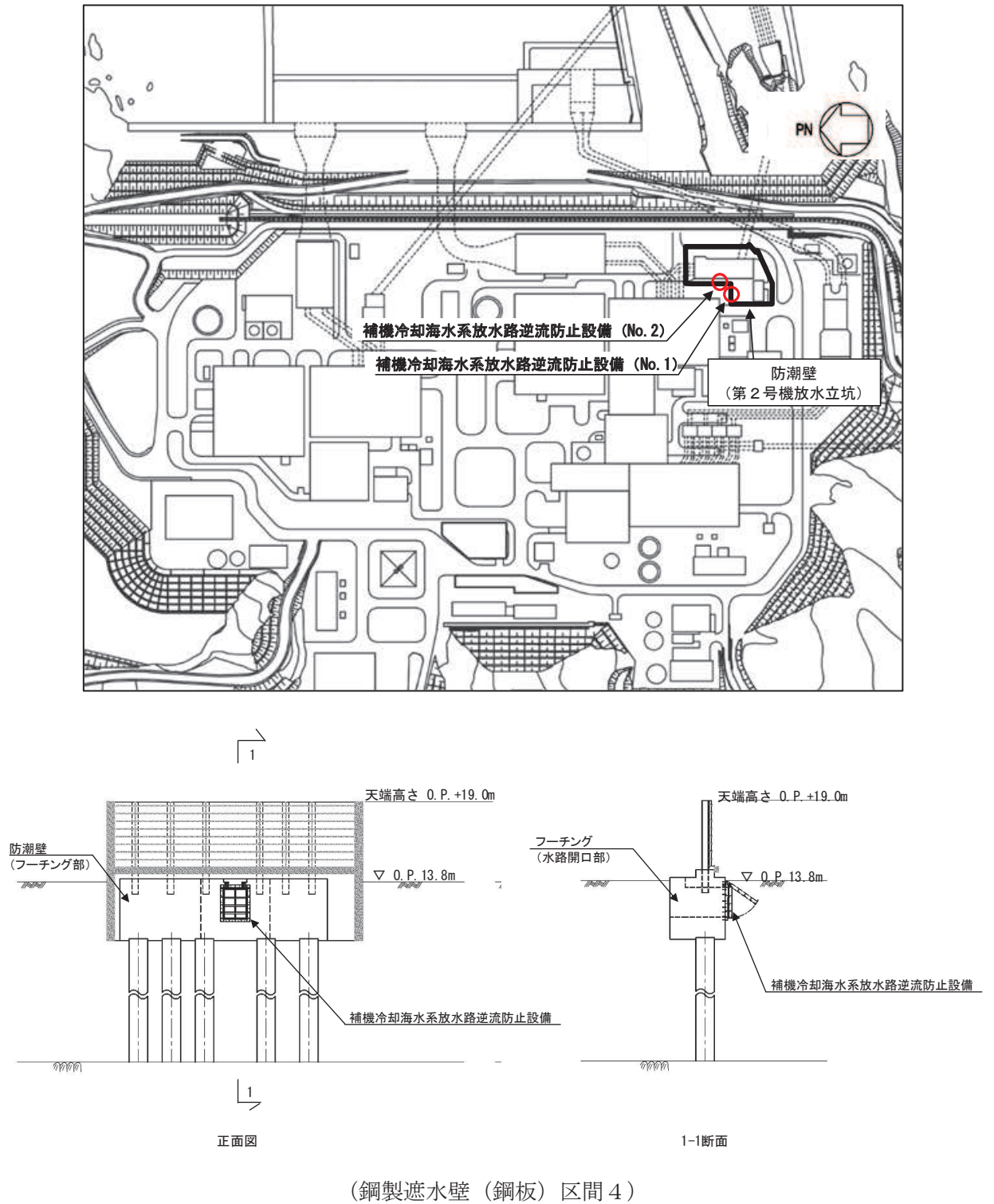
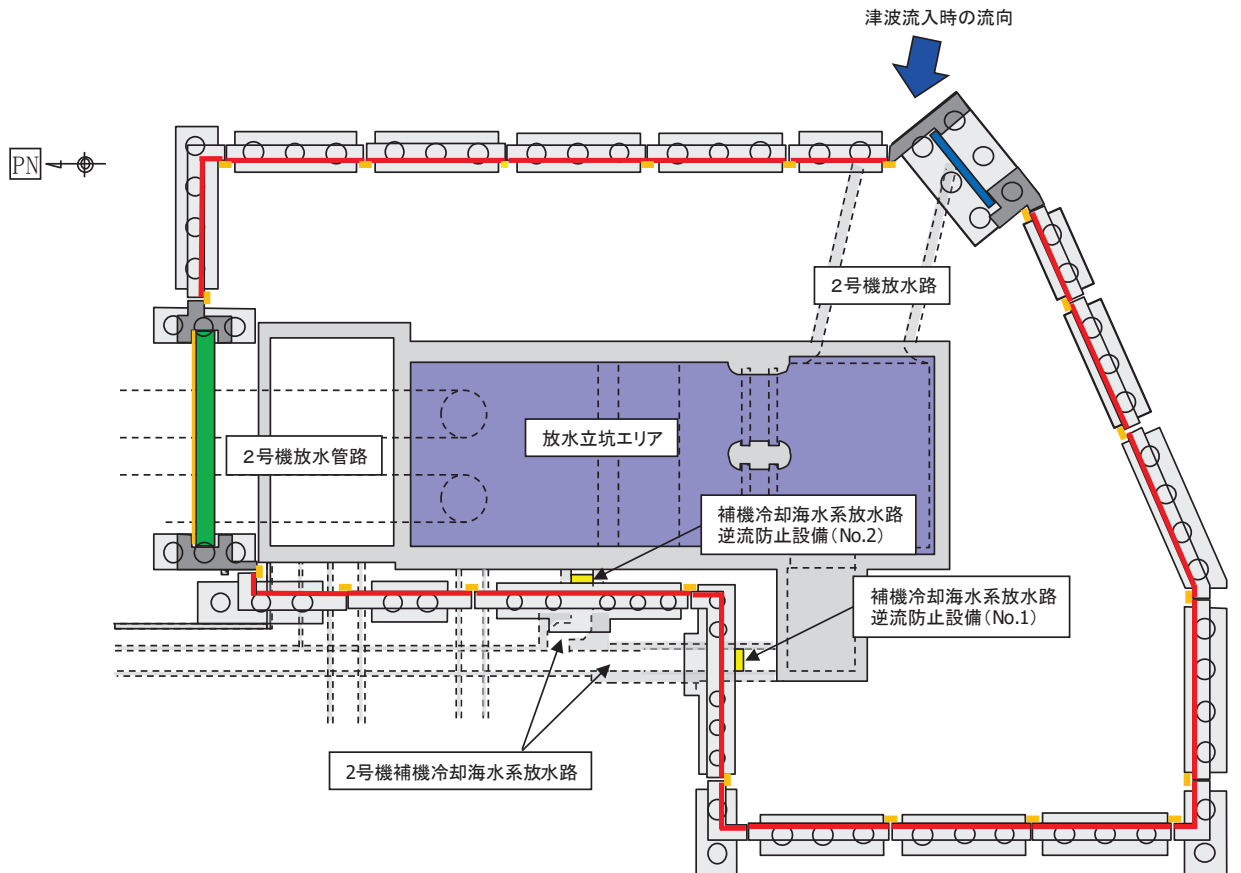


図 2.1-1(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置



凡 例			
	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		津波流入経路 (開口部)
	鋼製扉 (車両進入路部)		止水ジョイント (M型ジョイント)
	フーチング		逆流防止設備 (フラップゲート)
	RC支柱		

(第2号機放水立坑)

図 2.1-1(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置

2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り部	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「2.2 構造計画」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位において, 「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを, 「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価における, 強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは, 津波に伴う荷重作用時 (以下「津波時」という。) 及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時 (以下「重畳時」という。) について行う。ただし, 「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから, 「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため, 「津波時」の検討は省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目を表 2.3-1 に, 強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目

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	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する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
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する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
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する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

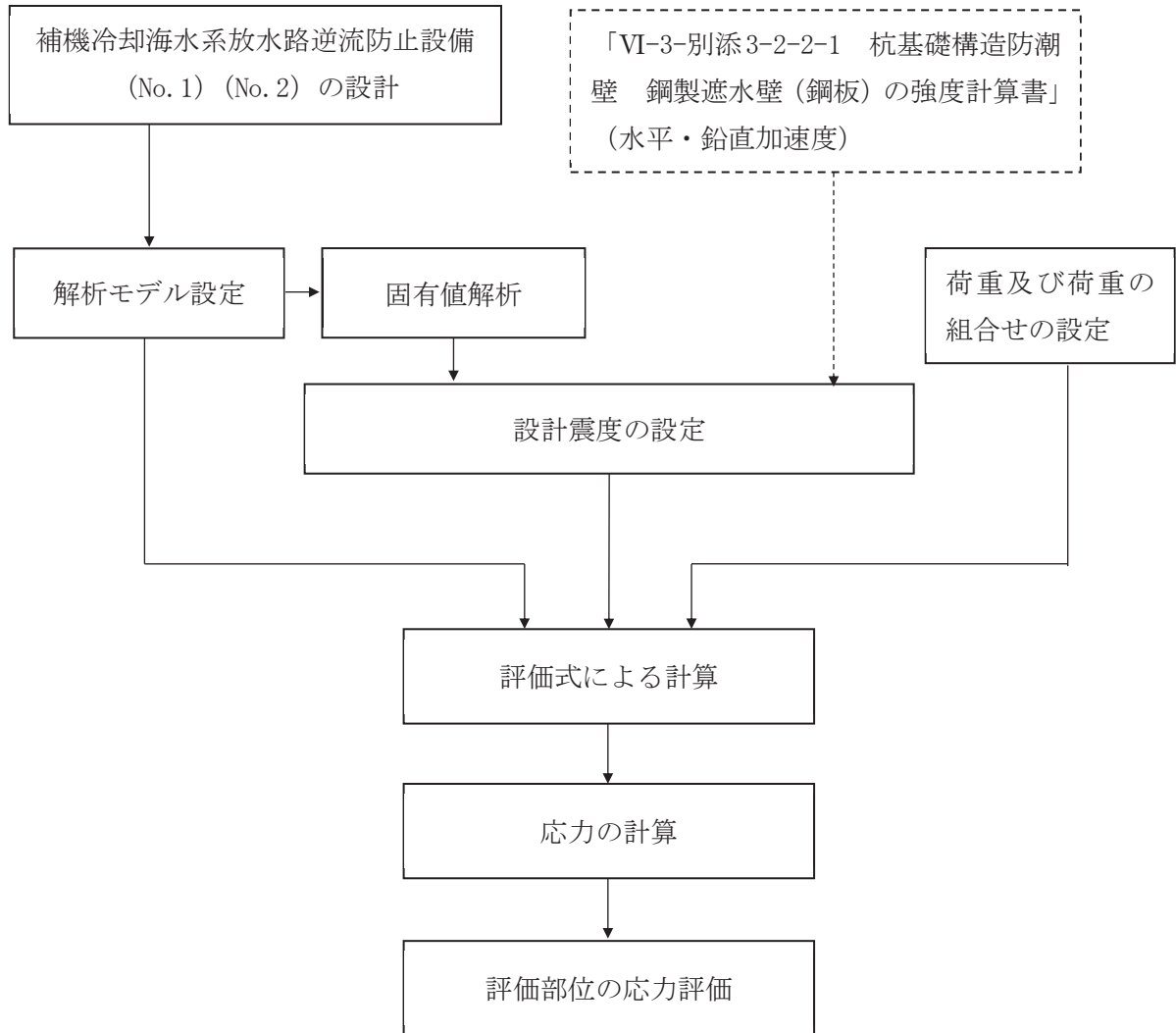


図 2.3-1 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
許容限界 及び応力 計算	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 水門・樋門ゲート設計要領(案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)	は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度以下であることを確認。

2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSD}	余震による鉛直方向の設計震度	—
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
H	設計水深	m
h	作用位置までの水深	m
k	スキンプレートの辺長比 (b_1/a_1) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	N
b _{s1}	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b _{s2}	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b _{s3}	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b _{s4}	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L _{s1}	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z ₂	主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	主桁のウェブ断面積	mm ²
B	扉体の水密幅	mm

表 2.5-2(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
q_{s1}	主桁 1 での発生圧力	N/mm^2
q_{s2}	主桁 2 での発生圧力	N/mm^2
q_{s3}	主桁 3 での発生圧力	N/mm^2
q_{s4}	主桁 4 での発生圧力	N/mm^2
q_{s5}	主桁 5 での発生圧力	N/mm^2
p_3	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	N/mm^2
a_3	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z_3	補助縦桁の断面係数	mm^3
A_{w3}	補助縦桁のウェブ断面積	mm^2
I_{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I_{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
i_{HSd}	余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重	N/mm^2
q_b	扉体への津波+余震による最大分布荷重	N/mm^2
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
S	戸当り幅	mm
t_w	戸当り腹板の板厚	mm

3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。強度評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート、主桁及び補助縦桁を選定し、戸当り部についても評価をする。「津波時」及び「重畳時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。また、固定部についても同様に有意な荷重は作用しないため、地震時の評価に包含される。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

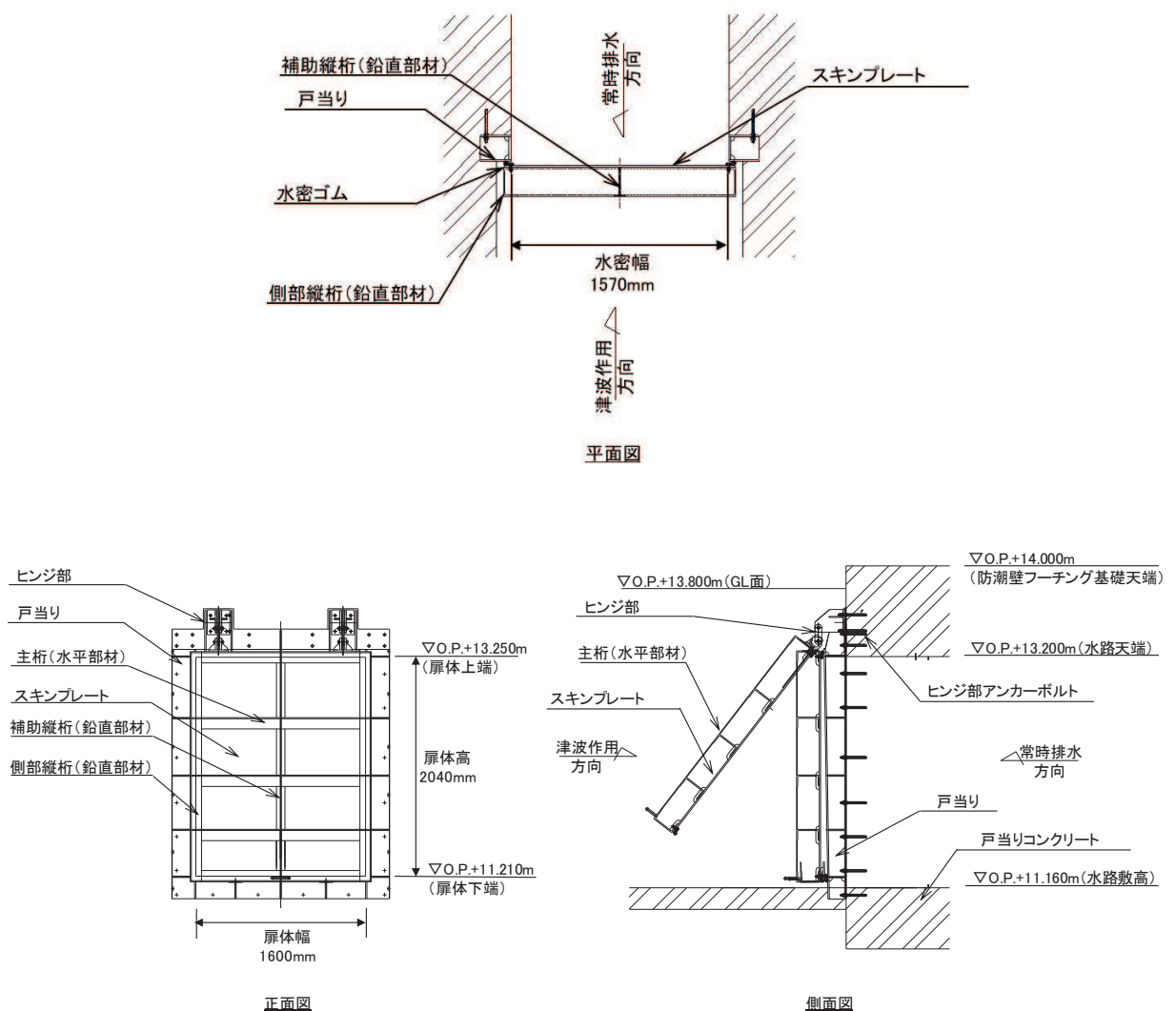


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており、扉体に津波に伴う荷重と余震に伴う荷重が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

4.1.1 解析モデル

解析モデルを図 4.1-1 に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し、スキンプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

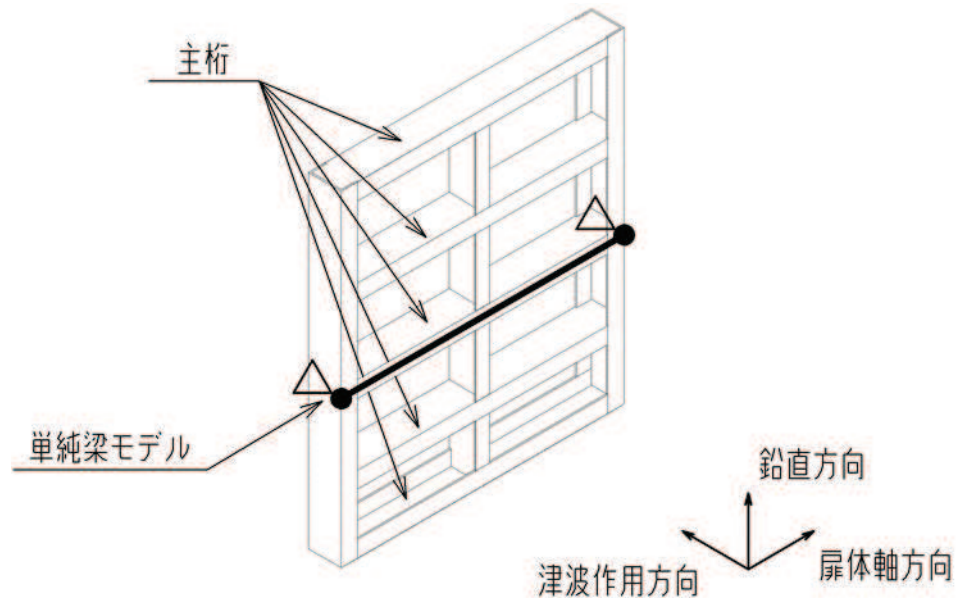


図 4.1-1 両端単純支持梁によるモデル化

4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988 年）」より，両端支持梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \times I \times 10^3}{m}}$$

4.1.3 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	1 次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	1.155×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	1600	mm

全主桁の断面二次モーメントは以下により計算を行う。

$$I = I_0 \times 5$$

ここで,

$$I_0 : \text{主桁 1 本あたりの断面 2 次モーメント (mm}^4\text{)}$$

主桁の形状は溝形鋼 (CH200×100×10×10) とする。主桁 1 本あたりの断面二次モーメントは日本工業規格 (JIS G 4317) より

$$I_0 = 2.3100 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

以上より,

$$I = 2.3100 \times 10^7 \times 5 = 1.1550 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

4.1.4 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4.1-2 に示す。固有周期は, 0.05s 以下であることから, 剛構造である。

表 4.1-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

ここで, 固有周期は以下により計算を行う。

$$f = \frac{\pi^2}{2 \times \pi \times 1600^2} \sqrt{\frac{1.93 \times 10^5 \times 1.155 \times 10^8 \times 10^3}{0.46875}} = 133 \text{ Hz}$$

$$T = 1 \div 133 = 0.0075 \text{ s}$$

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは, 添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

5.2.1 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は, 津波による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については, 設計用津波水位 (入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位) に基づく静水圧を考慮する。

(3) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として, 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

a. 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = W \times K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = W \times K_{VSd}$$

b. 余震による動水圧

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.4 設計用地震力」に示す。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_h + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_h : 浸水津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重 (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。
	常時考慮荷重 機器・配管自重	－ 対象構造物に作用する機器・配管は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。
	積載荷重	－ 積載荷重は考慮しない。
	静止土圧	－ 静止土圧は考慮しない。
	外水圧	－ 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は、津波による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。
	内水圧	－ 内水はないため考慮しない。
偶発荷重	積雪荷重	－ 積雪荷重は考慮しない。
	風荷重	－ 風荷重は考慮しない。
	浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
偶発荷重	余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
	余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

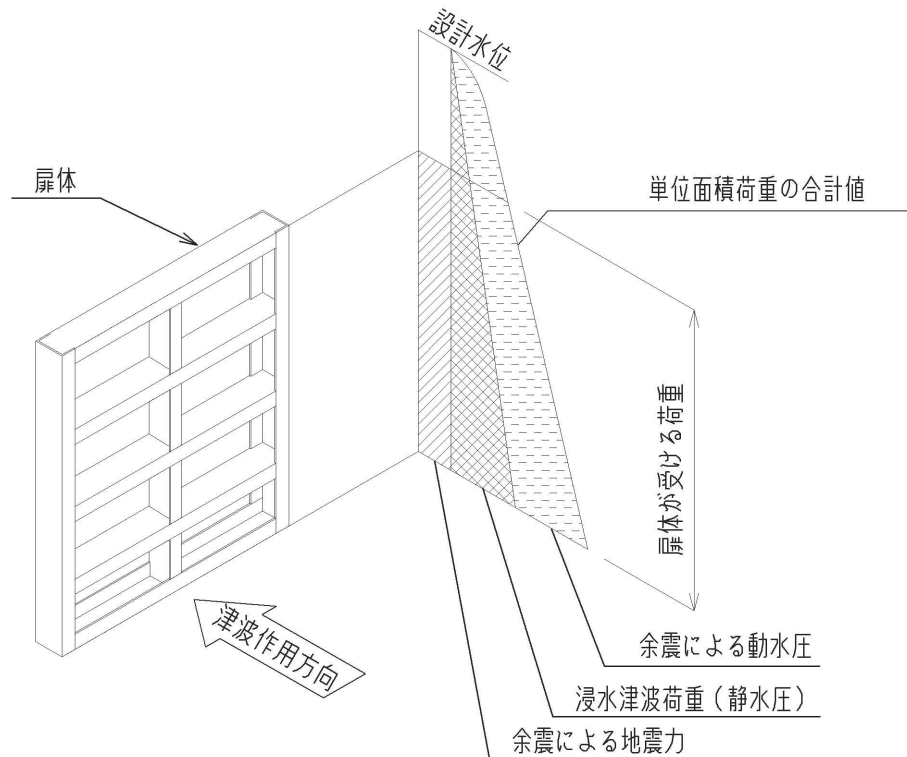


図 5.2-1 扉体に作用する荷重の概念図

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁の使用材料を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ (コンクリート)

5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は, 評価対象部位毎に, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5.3-2 に, 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5.3-3 に, 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5.3-4 にそれぞれ示す。

表 5.3-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容限界*1			
曲げ	引張	せん断	支圧
$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 *1: 地震後、津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し、当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

*2: 扉体の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.3-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 鋼材の各許容応力度の値は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

*3: コンクリートの許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5.3-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容応力				
	短期許容応力度				
	曲げ (N/mm ²)	引張/圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	合成応力 (-)
スキンプレート	132	-	-	-	-
主桁	125*1	-	76	-	1.1
補助縦桁	125*1	-	76	-	1.1
戸当り	-	132*2	-	-	-
戸当り コンクリート	-	-	0.6	8.8	-

注記 *1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 (社) 水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5.3-1 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left(88 - 0.7 \left(K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合 $K = 2$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

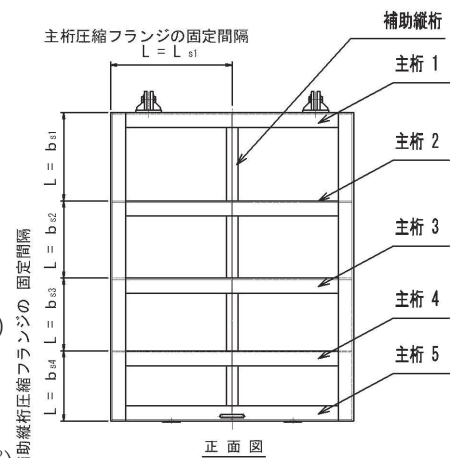


図 5.3-1 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力度の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

(主桁の許容応力)

主桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-5 に示す。

表 5.3-5 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	800	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1800	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	1000	mm ²

よって、

$$A_w / A_c = 1800 / 1000 = 1.80 \quad \therefore A_w / A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w / A_c < 2$ の場合 $K = 2$ であることから、

$$K = 2$$

$$10 / K = 10 / 2.00 = 5$$

$$L / b = 800.0 / 100 = 8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10) \right) \times 1.5 &= \left(88 - 0.70 \times (2 \times 8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.80 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.70 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力は保守的に許容値が最も小さくなるよう固定間隔の最も大きい主桁 1～2 間の補助縦桁において算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	585	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1164	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	450	mm ²

よって,

$$A_w/A_c = 1164.0/450.00 = 2.59 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで, 係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w/(2 \times A_c)} = \sqrt{3 + 2.59 \div 2} = 2.07$$

$$10/K = 10/2.07 = 4.83$$

$$L/b = 585/75 = 7.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L/b - 10) \right) \times 1.5 &= \left(88 - 0.70 \times (2.07 \times 7.8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.70 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.55 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，添付書類「VI-3-別添3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」に示す鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の設計震度を表5.4-1に，断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置を図5.4-1に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*	
				水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
補機冷却海水系放水路逆流防止設備	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1 σ	防潮壁 (第2号機放水立坑) O. P. +11.160m (水路敷高)	水平方向 K_H	1.1
	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1 σ		鉛直方向 K_V	0.5

注記 * : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

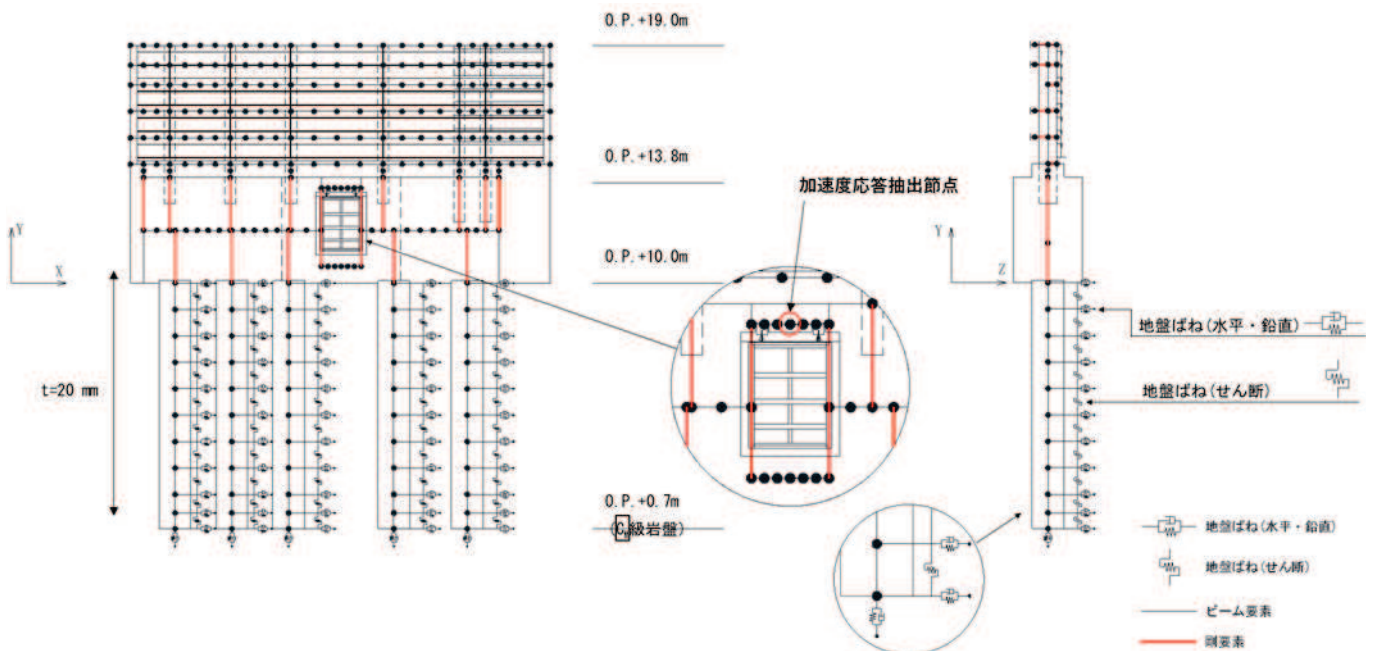


図5.4-1 鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置

なお、加速度応答は、別途、防潮壁の強度評価において評価対象断面として選定している鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦の地震応答解析結果より抽出する。

断面⑦は、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）を支持する断面であるが、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示すとおり、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）を支持する断面位置との地盤応答の比較により、地盤（フーチング下面）の加速度応答が大きいいため、上部工へ作用する余震荷重（慣性力及び動水圧）が大きくなると想定されることから選定している評価対象代表断面である。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）と補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）は構造仕様及び設計津波水位が同じとなっている。

よって、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）の設計用地震力を用いた評価により、（No. 1）及び（No. 2）の評価を代表させる。

各断面の地質構造を図5.4-2に、各断面のフーチング下面位置における加速度応答を表5.4-2に示す。

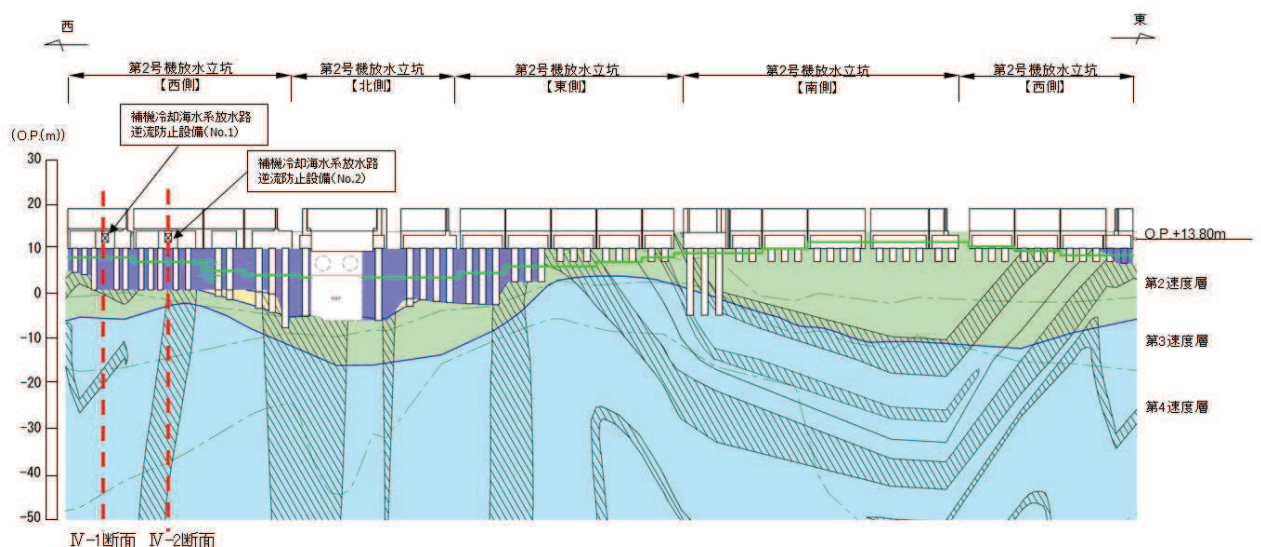


図5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の地質構造

表 5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の自由地盤応答（フーチング下面）の比較結果

断面	フーチング下面 最大応答加速度 (cm/sec ²)	備考
IV-1 断面 (No. 1)	643 (Sd-D2)	
IV-2 断面 (No. 2)	685 (Sd-D2)	鋼製遮水壁（鋼板） 断面⑦

5.5 計算方法

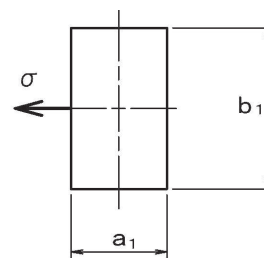
各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$



σ : 板に生じる最大応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

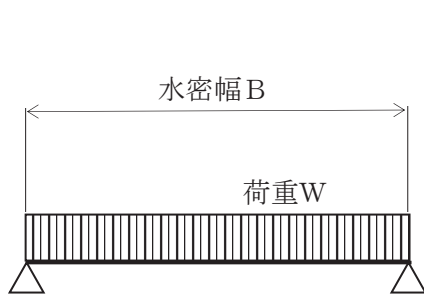
t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.5-2 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.5-3 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M a x} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M a x} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M a x}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M a x}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

R : 主桁に加わる津波及び余震による線荷重 (N/mm)

$M_{M a x}$: 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$: 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

κ : 合成応力度

σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

$A_{w 2}$: 主桁のウェブ断面積 (mm²)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

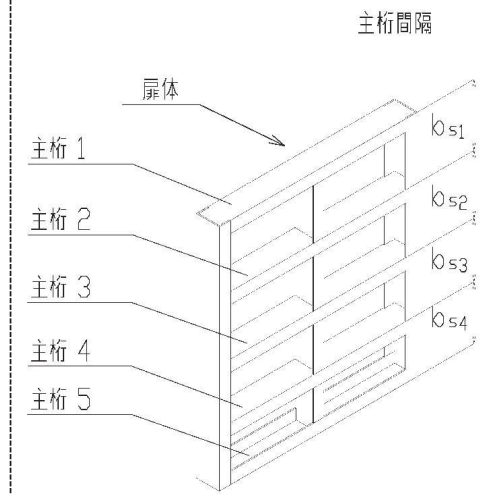
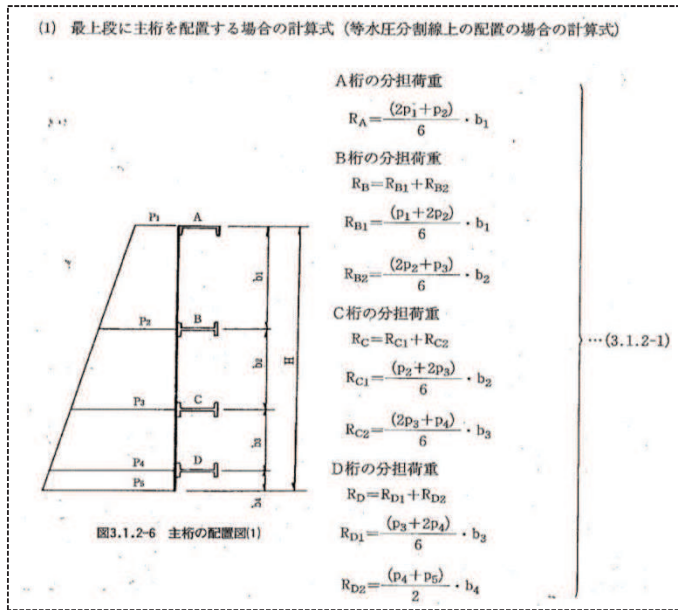


図 5.5-3 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重 R_1 ~ R_5 を求める式を得る。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

b_{s1} : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

b_{s2} : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

b_{s3} : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

b_{s4} : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

q_{s1} : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s2} : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s3} : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s4} : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm²)

5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-4 に示す。

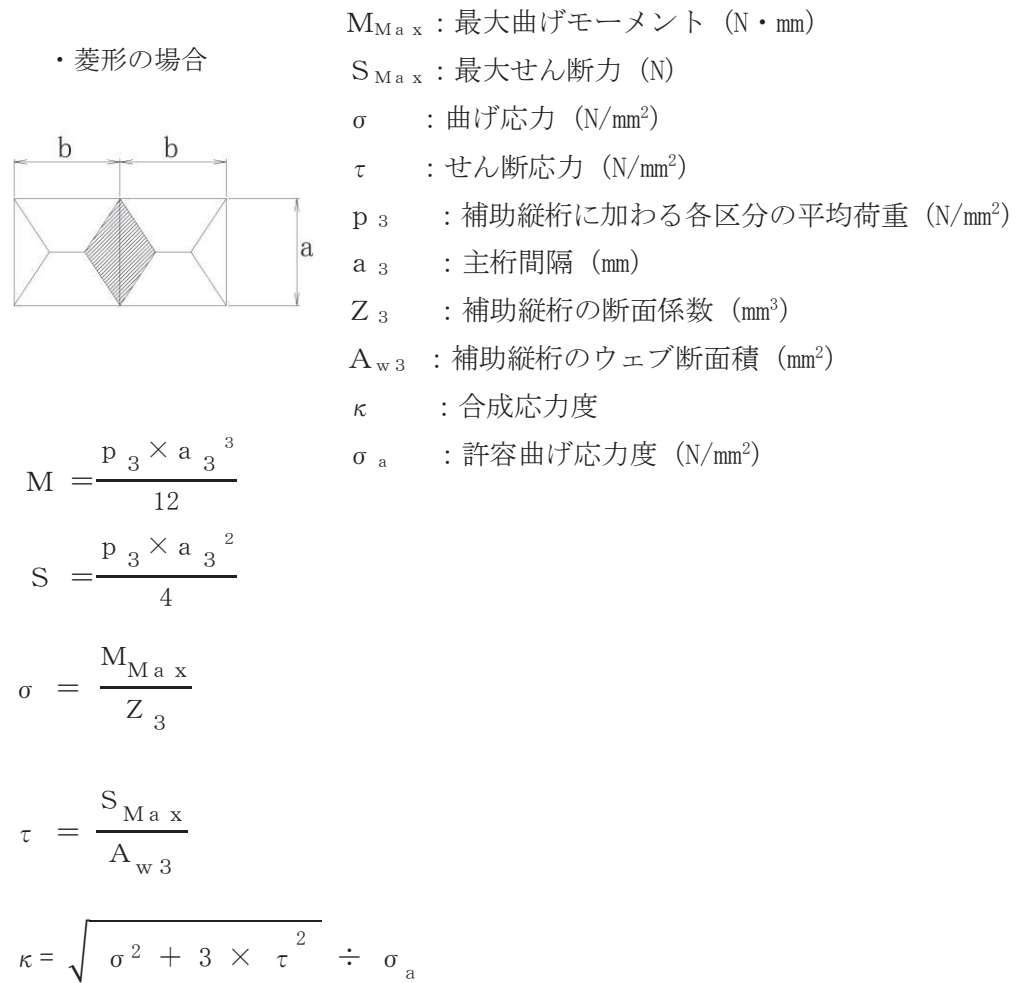
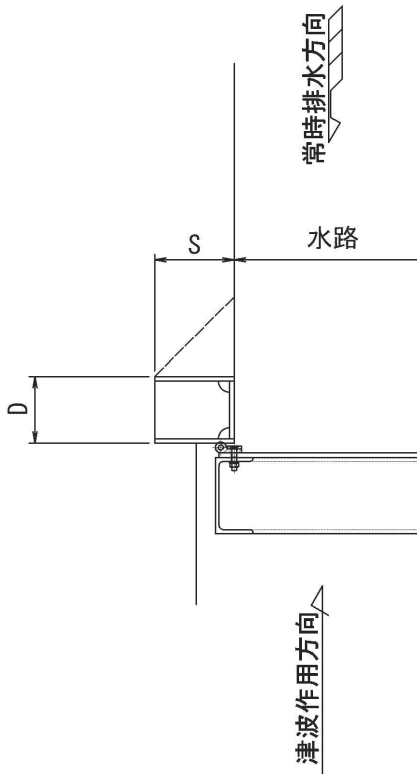


図 5.5-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

5.5.4 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-5 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

q_b : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm²)

D : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

B : 扉体水密幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

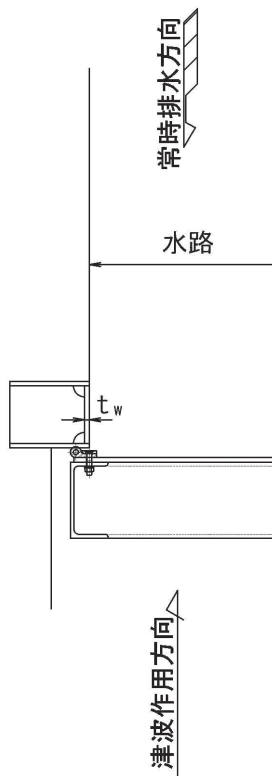
τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

図 5.5-5 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

5.5.5 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成31年）」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-6に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

q_b : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

t_w : 戸当り腹板の板厚 (mm)

σ_{bw} : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm²)

図 5.5-6 戸当りのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に、強度評価に用いる津波荷重に関わる計算条件を表5.6-2に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピン の材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 Hp (mm)	水の単位体積重量 Wo (N/mm ³)
SUS316L	7.355×10^3	2.040×10^3	1.01×10^{-5}

スキンプレートの辺 長比 (b/a) による 係数 k	スキンプレートの 短辺 a ₁ (mm)	スキンプレートの 長辺 b ₁ (mm)	スキンプレートの 板厚 t ₁ (mm)
42.74	585	800	12

水密幅 B (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の ウェブ断面積 A _{w2} (mm ²)	主桁 1, 主桁 2 の 桁間隔 b _{s1} (mm)
1.570×10^3	2.3100×10^5	1.8000×10^3	585

主桁 2, 主桁 3 の 桁間隔 b _{s2} (mm)	主桁 3, 主桁 4 の 桁間隔 b _{s3} (mm)	主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 b _{s4} (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 L _{s1} (mm)
510	480	465	800

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

補助縦桁の 主桁間隔 a_3 (mm)	補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の ウェブ断面積 A_{w3} (mm ²)	コンクリート面より 戸当り底面までの深さ D (mm)
585	5.5232×10^4	1.1640×10^3	159

戸当り幅 S (mm)	戸当り腹板の板厚 t_w (mm)	余震による水平方向 地震荷重 I_{HSd} (N)	余震による鉛直方向 地震荷重 I_{VSD} (N)
210	12	8.090×10^3	3.677×10^3

表 5.6-2 津波荷重に関わる計算条件

設計用津波 高さ H_1 (m)	設計水深 h_1 (m)	主桁 1 での 津波及び余震 による 分布荷重 q_{s1} (N/mm ²)	主桁 2 での 津波及び余震 による 分布荷重 q_{s2} (N/mm ²)	主桁 3 での 津波及び余震 による 分布荷重 q_{s3} (N/mm ²)	主桁 4 での 津波及び余 震による 分布荷重 q_{s4} (N/mm ²)	主桁 5 での 津波及び余 震による 分布荷重 q_{s5} (N/mm ²)
17.9	6.74	1.0391×10^{-1}	1.1314×10^{-1}	1.2104×10^{-1}	1.2837×10^{-1}	1.3537×10^{-1}

スキンプレート(区間 1) に作用する 単位面積当たりの 荷重 P (N/mm ²)	主桁 2 に作用する 津波及び余震 による荷重 W (N)	補助縦桁(区間 1) に加わる 単位面積当たりの 荷重 p_3 (N/mm ²)	扉体への津波 及び余震によ る最大分布荷 重 q_b (N/mm ²)
1.0704×10^{-1}	9.6897×10^4	1.0853×10^{-1}	1.3537×10^{-1}

5.7 応力計算

各評価対象部位に加わる応力等の計算結果を示す。

応力計算に用いる、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）による水平方向地震荷重 I_{HSd} 及び単位面積当たりの水平方向地震荷重 i_{HSd} は以下の式により算出する。

$$I_{HSd} = G \times K_{HSd}$$

$$i_{HSd} = \frac{G}{H_p \times B} \times K_{HSd}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 余震荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
I_{HSd}	弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向地震荷重	—	N
i_{HSd}	弾性設計用地震動 S d - D 2 による単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm ²
G	固定荷重（扉体の自重）	7.355×10^3	N
H_p	扉体の高さ	2.040×10^3	mm
B	扉体の水密幅	1.570×10^3	mm

よって、

$$I_{HSd} = 7.355 \times 10^3 \times 1.1 = 8.0905 \times 10^3 = 8.090 \times 10^3 \text{ N}$$

$$i_{HSd} = \frac{7.355 \times 10^3}{2.040 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3} \times 1.1 = 2.5261 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

また、浸水津波荷重として、設計用津波水位による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。

静水圧 P_{sGi} は以下の式により算出する。

$$P_{sGi} = W_0 \times h_{Gi}$$

余震による動水圧 P_{dGi} は以下の式により算出する。

$$P_{dGi} = 7 \div 8 \times W_0 \times K_H \times \sqrt{h_1 \times h_{Gi}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に、設計水位と水圧評価位置の関係を図 5.7-1 に示す。

表 5.7-2 津波荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{sGi}	各主桁の水深における静水圧	—	N/mm^2
P_{dGi}	各主桁の水深における動水圧	—	N/mm^2
h_{Gi}	各主桁の水深	—	mm
W_0	水の単位体積重量	1.01×10^{-5}	N/mm^3
h_1	設計水深	6740	mm

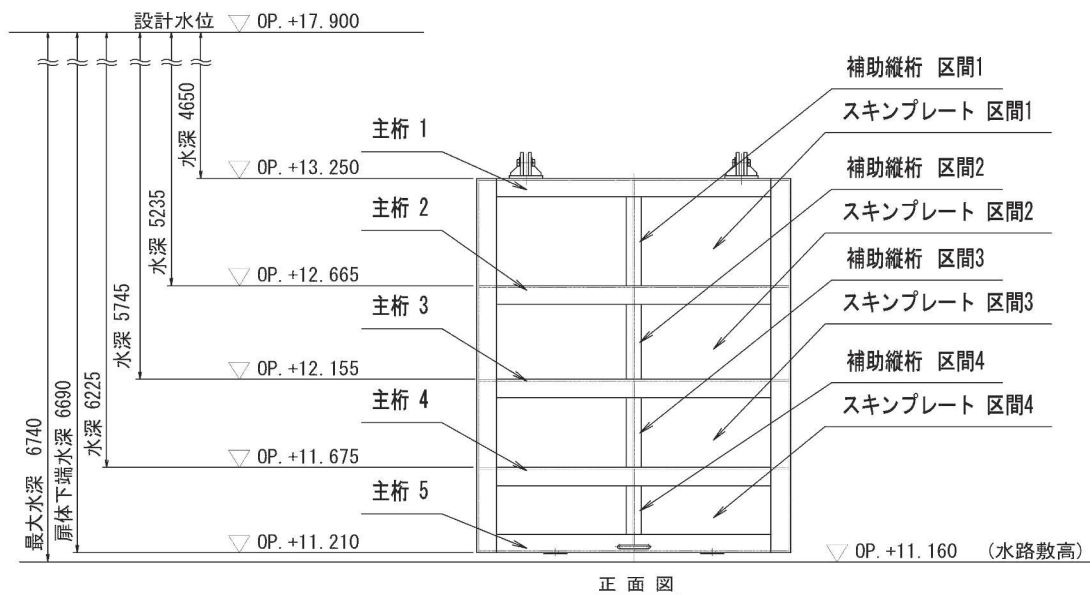


図 5.7-1 各評価部位における水圧算定用水深

以上より、各主桁位置での水深及び静水圧と動水圧の計算値を表 5.7-3 に示す。

表 5.7-3 各主桁における水深と静水圧及び動水圧

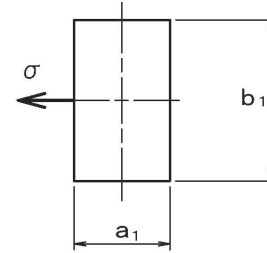
	h_{Gi} (mm)	P_{sGi} (N/mm^2)	P_{dGi} (N/mm^2)
主桁 1	4650	4.6965×10^{-2}	5.4423×10^{-2}
主桁 2	5235	5.2874×10^{-2}	5.7744×10^{-2}
主桁 3	5745	5.8025×10^{-2}	6.0492×10^{-2}
主桁 4	6225	6.2873×10^{-2}	6.2968×10^{-2}
主桁 5	6690	6.7569×10^{-2}	6.5278×10^{-2}

5.7.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-2 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$



σ : 板に生じる最大応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1 / a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-2 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

スキンプレートにはたらく荷重として，板の自重による水平方向地震荷重，静水圧および動水圧を考慮し，以下の式により計算する。

$$P = P_{SHSd} + P_s + P_d$$

$$P_{SHSd} = \rho_{SUS} \times g \times t \times K_H$$

$$P_s = (P_{sGi} + P_{sGj}) \div 2$$

$$P_d = (P_{dGi} + P_{dGj}) \div 2$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
P _{SHSd}	スキンプレートに加わる単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm ²
P _s	スキンプレートに加わる静水圧	—	N/mm ²
P _d	スキンプレートに加わる動水圧	—	N/mm ²
ρ _{SUS}	スキンプレート材料の単位体積重量	7.980×10 ⁻⁶	kg/mm ³
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
t ₁	スキンプレートの板厚	12	mm
K _H	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平方向の設計震度	1.1	—
P _{sGi}	スキンプレートを支持する主桁のうち低水深側に加わる静水圧	—	N/mm ²
P _{sGj}	スキンプレートを支持する主桁のうち高水深側に加わる静水圧	—	N/mm ²
P _{dGi}	スキンプレートを支持する主桁のうち低水深側に加わる動水圧	—	N/mm ²
P _{dGj}	スキンプレートを支持する主桁のうち高水深側に加わる動水圧	—	N/mm ²

よって、各区間に作用する荷重は以下のとおり。

水平方向慣性力 P_{SHSd}

$$\text{区間 1~4 : } 7980 \times 10^{-9} \times 9.80665 \times 12 \times 1.1 = 1.0330 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

静水圧 P_s

$$\text{区間 1 : } (4.6965 \times 10^{-2} + 5.2874 \times 10^{-2}) \div 2 = 4.9919 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 2 : } (5.2874 \times 10^{-2} + 5.8025 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.5449 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 3 : } (5.8025 \times 10^{-2} + 6.2873 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.0449 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 4 : } (6.2873 \times 10^{-2} + 6.7569 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.5221 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

動水圧 P_d

$$\text{区間 1 : } (5.4423 \times 10^{-2} + 5.7744 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.6083 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 2 : } (5.7744 \times 10^{-2} + 6.0492 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.9118 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 3 : } (6.0492 \times 10^{-2} + 6.2968 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.1730 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 4 : } (6.2968 \times 10^{-2} + 6.5278 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.4123 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

以上より、スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 各区間におけるスキンプレートに作用する荷重

	P_{SHSd} (N/mm ²)	P_s (N/mm ²)	P_d (N/mm ²)	P (N/mm ²)
区間 1	1.0330×10^{-3}	4.9919×10^{-2}	5.6083×10^{-2}	1.0704×10^{-1}
区間 2	1.0330×10^{-3}	5.5449×10^{-2}	5.9118×10^{-2}	1.1560×10^{-1}
区間 3	1.0330×10^{-3}	6.0449×10^{-2}	6.1730×10^{-2}	1.2321×10^{-1}
区間 4	1.0330×10^{-3}	6.5221×10^{-2}	6.4123×10^{-2}	1.3038×10^{-1}

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = k \times a_1^2 \times P \div (100 \times t_1^2)$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数	—	N/mm ²
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	12	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。

各区間の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 、発生圧力 P 、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-7 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-3 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1 / a_1	k	P (N/mm ²)	σ (N/mm ²)
区間 1	585	800	1.3675	42.74	1.0704×10^{-1}	108.8
区間 2	510	800	1.5686	46.30	1.1560×10^{-1}	96.7
区間 3	480	800	1.6667	47.43	1.2321×10^{-1}	93.6
区間 4	465	800	1.7204	48.06	1.3038×10^{-1}	94.1

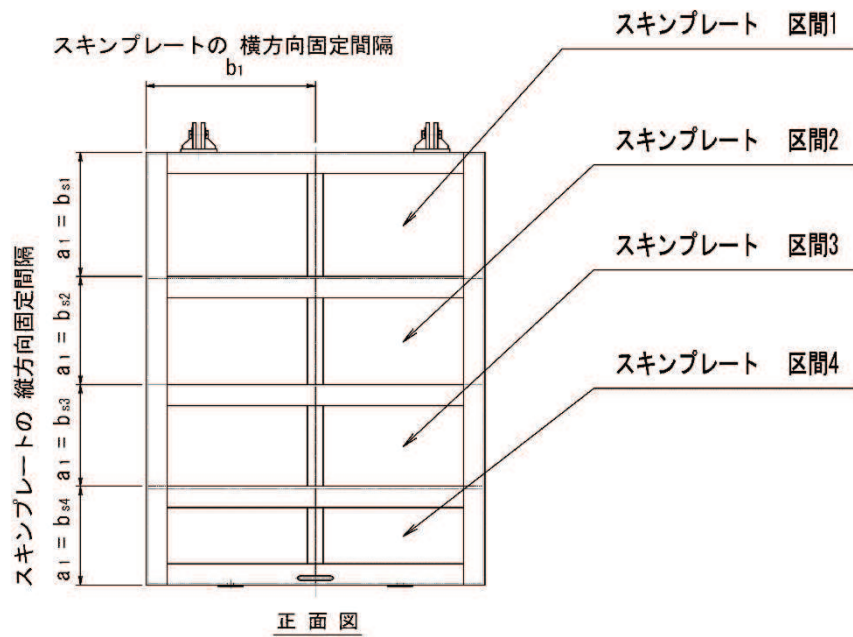


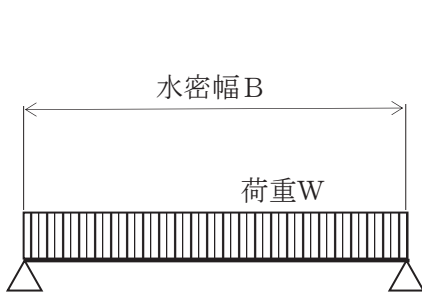
図 5.7-3 スキンプレートの固定間隔概要図

以上より、スキンプレートの最大応力が発生する箇所は区間 1 であり、最大応力発生箇所
のスキンプレート短辺 $a_1 = 585\text{mm}$ 、長辺 $b_1 = 800\text{mm}$ 、辺長比による係数 $k = 42.74$ 、スキ
ンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 $P = 1.0704 \times 10^{-1} \text{N/mm}^2$ より、スキンプレートの
最大曲げ応力度 $\sigma = 108.8 \text{N/mm}^2$ である。

5.7.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.7-4 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.7-5 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{Max} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{Max} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{Max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{Max}}{A_{w2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W：主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

R：主桁に加わる津波及び余震による線荷重 (N/mm)

M_{Max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{Max} ：最大せん断力 (N)

σ ：曲げ応力 (N/mm²)

τ ：せん断応力 (N/mm²)

κ ：合成応力度

σ_a ：許容曲げ応力度 (N/mm²)

B：水密幅 (mm)

Z_2 ：主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} ：主桁のウェブ断面積 (mm²)

図 5.7-4 主桁のモデル図及び応力算定式

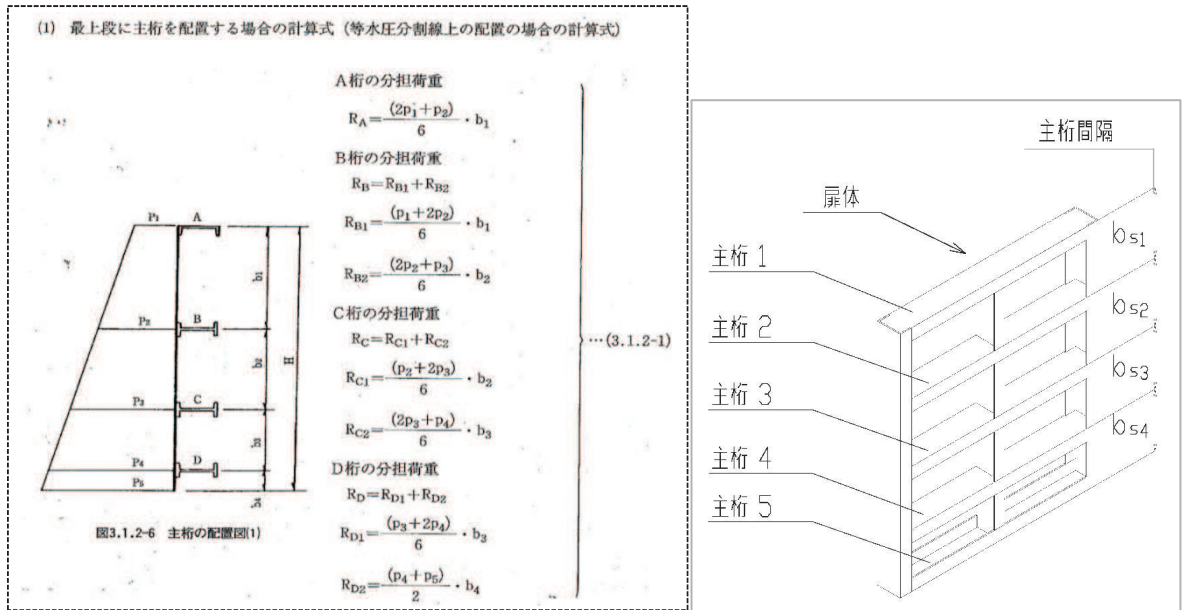


図 5.7-5 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重 R_1 ~ R_5 を求める式を得る。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

b_{s1} : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

b_{s2} : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

b_{s3} : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

b_{s4} : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

q_{s1} : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s2} : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s3} : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s4} : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm²)

(1) 発生荷重

桁に生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W=R \times B$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	—	N
R	主桁に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
B	扉体の水密幅	1.570×10^3	mm

各主桁に加わる荷重は隣り合う主桁との間隔を考慮して分担するものとし、各桁に生じる単位長さ当りの荷重を以下の式にて計算を行う。得られた値を比較し、最も発生荷重の大きい箇所について評価を行う。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
R_1	主桁 1 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
R_2	主桁 2 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
R_3	主桁 3 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
R_4	主桁 4 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
R_5	主桁 5 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
b_{s1}	主桁 1 と主桁 2 の間隔	585	mm
b_{s2}	主桁 2 と主桁 3 の間隔	510	mm
b_{s3}	主桁 3 と主桁 4 の間隔	480	mm
b_{s4}	主桁 4 と主桁 5 の間隔	465	mm
q_{s1}	主桁 1 での発生圧力	—	N/mm ²
q_{s2}	主桁 2 での発生圧力	—	N/mm ²
q_{s3}	主桁 3 での発生圧力	—	N/mm ²
q_{s4}	主桁 4 での発生圧力	—	N/mm ²
q_{s5}	主桁 5 での発生圧力	—	N/mm ²

各主桁での発生圧力は静水圧及び動水圧，慣性力を考慮し，以下の式により計算する。

$$q_{s i} = P_{s G i} + P_{d G i} + i_{H S d}$$

ここで，

$q_{s i}$: 主桁での発生圧力 (N/mm²)

$P_{s G i}$: 主桁位置での静水圧 (N/mm²)

$P_{d G i}$: 主桁位置での動水圧 (N/mm²)

$i_{H S d}$: 基準地震動 S_d による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm²)

各主桁での発生圧力の計算値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 各主桁における発生圧力

	$q_{s i}$ (N/mm ²)
主桁 1	1.0391×10^{-1}
主桁 2	1.1314×10^{-1}
主桁 3	1.2104×10^{-1}
主桁 4	1.2837×10^{-1}
主桁 5	1.3537×10^{-1}

$$q_{s 1} = 4.6965 \times 10^{-2} + 5.4423 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.0391 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 2} = 5.2874 \times 10^{-2} + 5.7744 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.1314 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 3} = 5.8025 \times 10^{-2} + 6.0492 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.2104 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 4} = 6.2873 \times 10^{-2} + 6.2968 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.2837 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 5} = 6.7569 \times 10^{-2} + 6.5278 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

よって，

$$R_1 = (2 \times 1.0391 \times 10^{-1} + 1.1314 \times 10^{-1}) \times 585 \div 6 = 31.295 \text{ N/mm}$$

$$R_2 = (1.0391 \times 10^{-1} + 2 \times 1.1314 \times 10^{-1}) \times 585 \div 6$$

$$+ (2 \times 1.1314 \times 10^{-1} + 1.2104 \times 10^{-1}) \times 510 \div 6 = 61.716 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
R_3 &= (1.1314 \times 10^{-1} + 2 \times 1.2104 \times 10^{-1}) \times 510 \div 6 \\
&+ (2 \times 1.2104 \times 10^{-1} + 1.2837 \times 10^{-1}) \times 480 \div 6 = 59.830 \text{ N/mm} \\
R_4 &= (1.2104 \times 10^{-1} + 2 \times 1.2837 \times 10^{-1}) \times 480 \div 6 \\
&+ (2 \times 1.2837 \times 10^{-1} + 1.3537 \times 10^{-1}) \times 465 \div 6 = 60.611 \text{ N/mm} \\
R_5 &= (1.2837 \times 10^{-1} + 2 \times 1.3537 \times 10^{-1}) \times 465 \div 6 = 30.931 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

以降、主桁に加わる荷重が最大となる2番目の桁に対して、以下の荷重を用いて応力計算を行う。

$$\begin{aligned}
R &= R_2 = 61.716 \text{ N/mm} \\
W &= R \times B = 61.716 \times 1.570 \times 10^3 = 9.6894 \times 10^4 \text{ N}
\end{aligned}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{Max}} = W \times B \div 8$$

$$S_{\text{Max}} = W \div 2$$

ここで、

M_{Max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{Max} : 最大せん断力 (N)

よって、

$$M_{\text{Max}} = 9.6894 \times 10^4 \times 1.570 \times 10^3 \div 8 = 1.9016 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\text{Max}} = 9.6894 \times 10^4 \div 2 = 4.8447 \times 10^4 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。

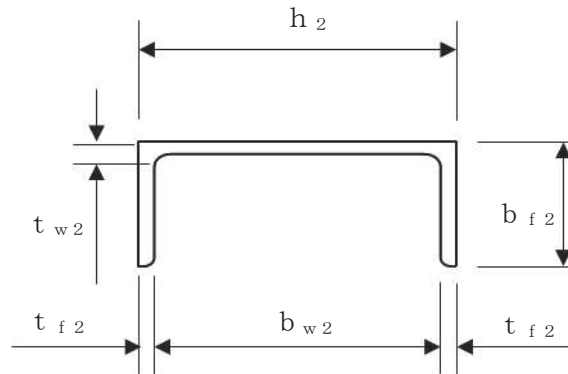


図 5.7-6 主桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 主桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
t_{f2}	フランジの板厚	10	mm
b_{f2}	フランジの板幅	100	mm
t_{w2}	主桁のウェブ板厚	10	mm
b_{w2}	主桁のウェブ板幅	180	mm
h_2	主桁の桁高さ	200	mm

主桁は日本工業規格で規定された溝形鋼を用いており，断面係数として日本工業規格に記載された数値を用いる。ウェブ断面積は以下の式にて計算を行う。

$$A_{w2} = t_{w2} \times b_{w2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 主桁の断面係数及びウェブ断面積の計算諸元

記号	定義	数値	単位
Z_2	主桁の断面係数	2.3100×10^5	mm^3
A_{w2}	主桁のウェブ断面積	1800	mm^2

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\text{Max}} \div A_{w2}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
κ	合成応力	—	—
σ_a	許容曲げ応力	125	N/mm ²
M_{Max}	最大曲げモーメント	1.9016×10^7	N・mm
S_{Max}	最大せん断力	4.8447×10^4	N
Z_2	主桁の断面係数	2.3100×10^5	mm ³
A_{w2}	主桁のウェブ断面積	1800	mm ²

以上より，

$$\sigma = M_{\text{Max}} \div Z_2 = 1.9016 \times 10^7 \div 231000 = 82.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S_{\text{Max}} \div A_{w2} = 4.8447 \times 10^4 \div 1800 = 27.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a} = \frac{\sqrt{82.32^2 + 3 \times 26.92^2}}{125} = 0.76$$

5.7.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-7 に示す。

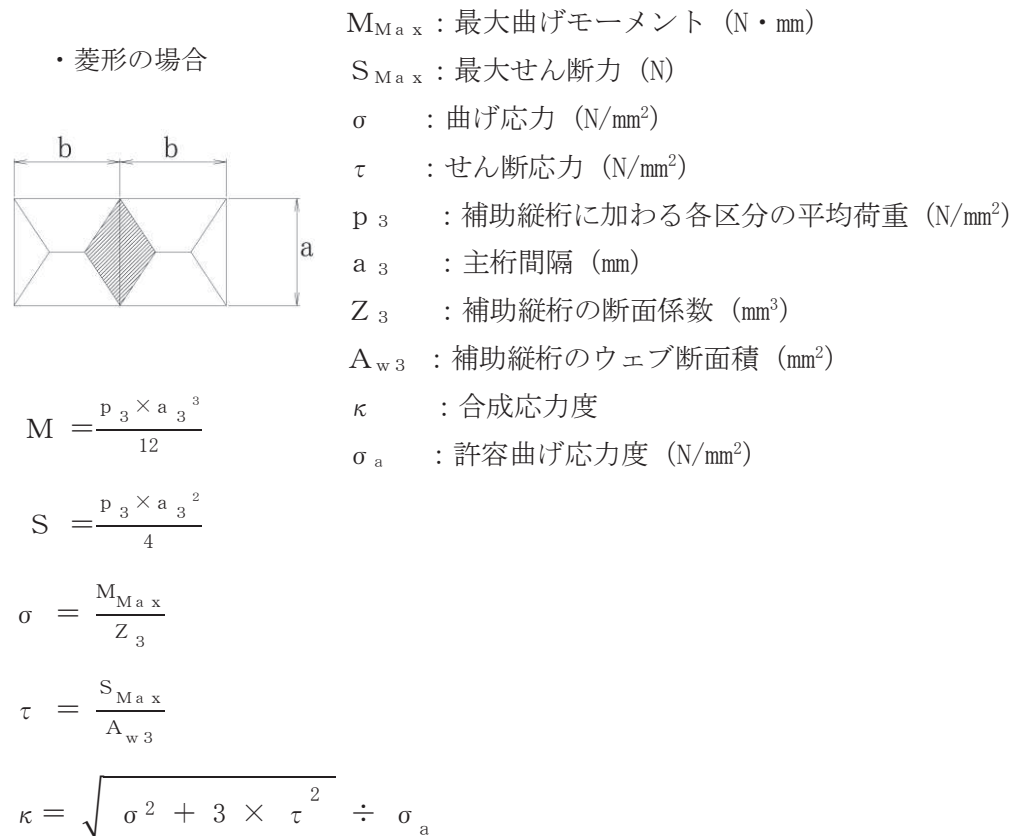


図 5.7-7 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う。

$$p_3 = (q_{s_i} + q_{s_j}) \div 2$$

ここで、

p_3 : 補助縦桁に加わる各区分の平均荷重 (N/mm²)

q_{s_i} : 補助縦桁を支持する主桁のうち低水深側の主桁に加わる荷重 (N/mm²)

q_{s_j} : 補助縦桁を支持する主桁のうち高水深側の主桁に加わる荷重 (N/mm²)

各主桁間の補助縦桁に作用する荷重を表 5.7-14 に示す。また、補助縦桁の固定間隔概要を図 5.7-7 に示す。

表 5.7-14 各区分における補助縦桁に作用する荷重

	q_{s_i} (N/mm ²)	q_{s_j} (N/mm ²)	p_3 (N/mm ²)
区間 1	1.0391×10^{-1}	1.1314×10^{-1}	1.0853×10^{-1}
区間 2	1.1314×10^{-1}	1.2104×10^{-1}	1.1709×10^{-1}
区間 3	1.2104×10^{-1}	1.2837×10^{-1}	1.2470×10^{-1}
区間 4	1.2837×10^{-1}	1.3537×10^{-1}	1.3187×10^{-1}

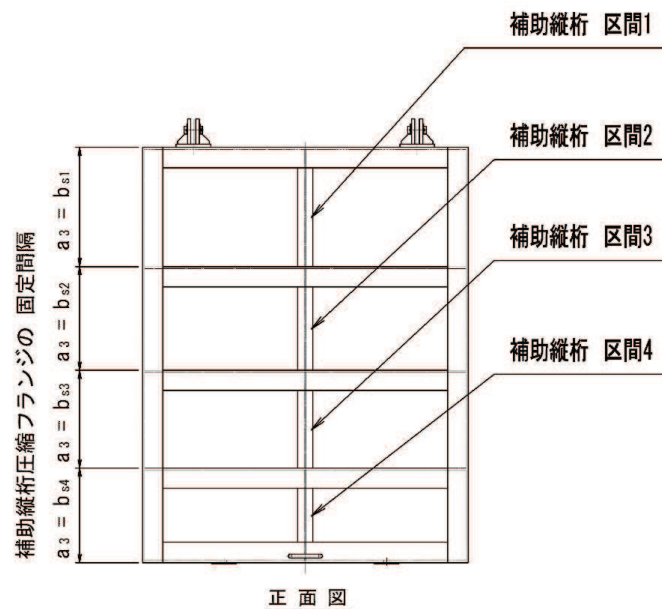


図 5.7-7 補助縦桁の固定間隔概要図

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = p_3 \times a_3^3 \div 12$$

$$S = p_3 \times a_3^2 \div 4$$

ここで，

M_{Max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{Max} : 最大せん断力 (N)

a_3 : 主桁間隔 (補助縦桁の支持間隔) (mm)

各主桁間の補助縦桁の最大曲げモーメント及び最大せん断力の計算結果を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 補助縦桁の断面力

	p_3 (N/mm ²)	a_3 (mm)	M_{Max} (N・mm)	S_{Max} (N)
区間 1	1.0853×10^{-1}	585	1.8106×10^6	9.2855×10^3
区間 2	1.1709×10^{-1}	510	1.2944×10^6	7.6140×10^3
区間 3	1.2470×10^{-1}	480	1.1493×10^6	7.1830×10^3
区間 4	1.3187×10^{-1}	465	1.1049×10^6	7.1284×10^3

以降，補助縦桁のうち最大曲げモーメント及び最大せん断力が生じる区間 1 に対して応力計算を行う。

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-8 に補助縦桁の断面形状を示す。

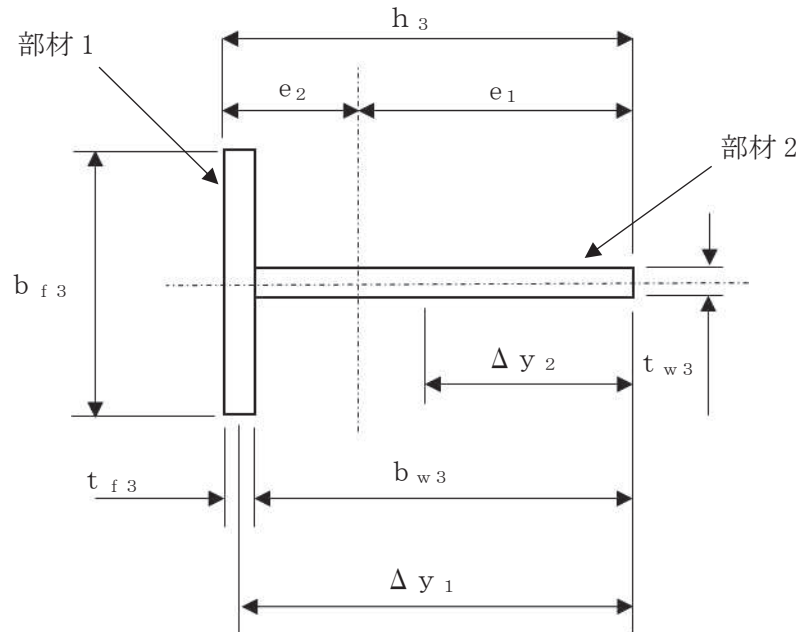


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 補助縦桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
t_{f3}	部材 1 (フランジ) の板厚	6	mm
b_{f3}	部材 1 (フランジ) の板幅	75	mm
Δy_1	部材端面 1 から部材 1 の図心までの距離	197	mm
t_{w3}	部材 2 (ウェブ) の板厚	6	mm
b_{w3}	部材 2 (ウェブ) の板幅	194	mm
Δy_2	部材端面 1 から部材 2 の図心までの距離	97	mm
h_3	補助縦桁の桁高さ	200	mm
e_1	中立軸から部材端面 1 までの距離	—	mm
e_2	中立軸から部材端面 2 までの距離	—	mm

補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_3 = I \div e$$

$$A_{w3} = b_{w3} \times t_{w3}$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積に関する記号の定義

記号	定義	数値	単位
Z_3	補助縦桁の断面係数	—	N/mm ²
A_{w3}	補助縦桁のウェブ断面積	—	N/mm ²
I	断面二次モーメント	—	N/mm ²
e	中立軸から部材端面までの距離	—	mm

非対称断面においては中立軸から部材端面までの距離 e が二通りあり、異なる断面係数が得られるため、保守的に小なるものを部材の断面係数として取り扱う。補助縦桁断面の端から中立軸までの距離 e_1 及び e_2 は以下の式により求める。

$$e_1 = \Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) / \Sigma A_i$$

$$e_2 = h_3 - e_1$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 補助縦桁の中立軸の計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
ΣA_i	桁を構成する各部材の断面積の合計値	—	mm ²
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i)$	部材端面 1 に対する各部材の断面一次モーメントの合計値	—	mm ³

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) = t_{f3} \cdot b_{f3} \times \Delta y_1 + t_{w3} \cdot b_{w3} \times \Delta y_2$$

$$\Sigma A_i = t_{f3} \cdot b_{f3} + t_{w3} \cdot b_{w3}$$

部材の中立軸から断面までの距離を求める。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i) = 6 \times 75 \times 197 + 6 \times 194 \times 97 = 201558 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma A_i = 6 \times 75 + 6 \times 194 = 1614 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = \Sigma (A_i \times \Delta y_i) / \Sigma A_i = 201558 \div 1614 = 124.8810409 \text{ mm}$$

$$e_2 = h_3 - e_1 = 200 - 124.8810409 = 75.1189591 \text{ mm}$$

平行軸の定理より，複数の部材で構成される断面の断面 2 次モーメントを以下の式によって求める。

$$I = \Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) + \Sigma I_i - \Sigma A_i \times e_1^2$$

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1^2 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2^2$$

$$\Sigma I_i = t_{f3}^3 \times b_{f3} \div 12 + b_{w3}^3 \times t_{w3} \div 12$$

ここで，各記号の定義を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 補助縦桁の断面二次モーメントの計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2)$	端面 1 まわりの断面 2 次モーメントと中立軸まわりの断面二次モーメントの差	—	mm ⁴
ΣI_i	各部材ごとの図心に対する断面 2 次モーメントの合計値	—	mm ⁴

補助縦桁の断面二次モーメントは以下の式より求める。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = 6 \times 75 \times 197^2 + 6 \times 194 \times 97^2 = 28416126 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I_i = 6^3 \times 75 \div 12 + 194^3 \times 6 \div 12 = 3652042 \text{ mm}^4$$

$$I = 28416126 + 3652042 - 1614.00 \times 124.8810409^2 = 6897395.16 \text{ mm}^4$$

以上より、断面係数及びウェブ断面積は

$$I / e_1 = 6897395.16 \div 124.8810409 = 55231.72 \text{ mm}^3 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$I / e_2 = 6897395.16 \div 75.1189591 = 91819.63 \text{ mm}^3 = 91820 \text{ mm}^3$$

$$I / e_1 < I / e_2 \text{ である。}$$

よって、

$$Z_3 = I / e_1 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$A_{w3} = 194 \times 6 = 1164 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力、せん断応力及び合成応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} / Z_3$$

$$\tau = S_{\text{Max}} / A_{w3}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

以上より、

$$\sigma = 1.8106 \times 10^6 \div 55232 = 32.8 \text{ N/mm}^2$$

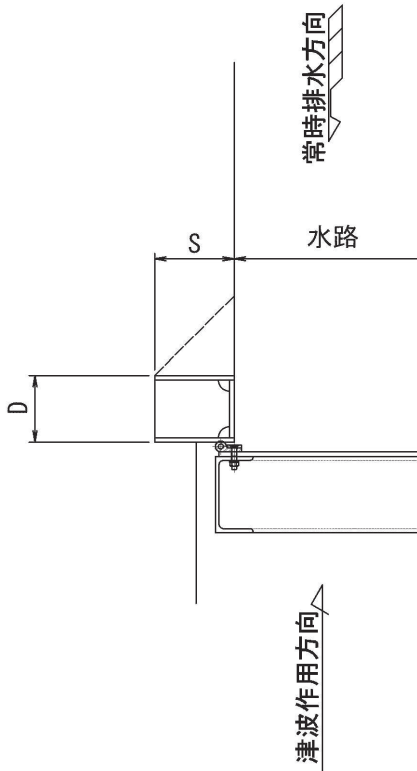
$$\tau = 9.2855 \times 10^3 \div 1164 = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{32.782^2 + 3 \times 7.977^2} \div 125 = 0.29$$

5.7.4 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

q_b : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm²)

D : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

B : 扉体水密幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

図 5.7-9 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りコンクリートに作用する荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = q_{s5}$$

ここで、

q_b : 扉体への津波及び余震による最大分布荷重 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁 5 での津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

よって、

$$q_b = q_{s5} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

コンクリートの支圧応力度及びせん断応力度，戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$
$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 戸当りコンクリートの計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
τ_c	コンクリートのせん断応力度	—	N/mm ²
q_b	扉体への地震による最大分布荷重	1.3537×10^{-1}	N/mm ²
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	159	mm
B	水密幅	1.57×10^3	mm
S	戸当り幅	210	mm

以上より，

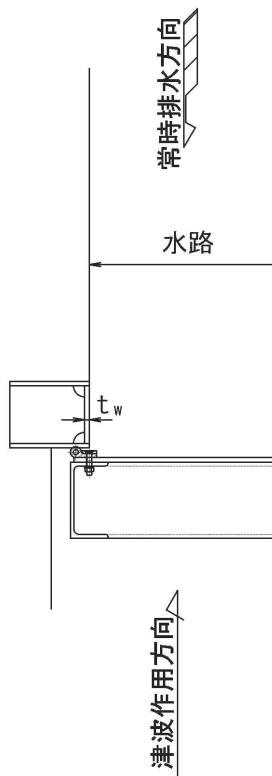
$$\sigma_{bk} = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 210} = 0.51 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times (159 + 2 \times 210)} = 0.19 \text{ N/mm}^2$$

5.7.5 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成31年）」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-10に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

q_b : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

t_w : 戸当り腹板の板厚 (mm)

σ_{bw} : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm²)

図5.7-10 戸当りのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りに作用する荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = q_{s5}$$

ここで、

q_b : 扉体への津波及び余震による最大分布荷重 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁5での津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

よって、

$$q_b = q_{s5} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 戸当り腹板の計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bw}	戸当り腹板の圧縮応力度	—	N/mm ²
q_b	扉体への地震による最大分布荷重	1.3537×10^{-1}	N/mm ²
B	水密幅	1.57×10^3	mm
t_w	戸当り腹板の板厚	12	mm

以上より、

$$\sigma_{bw} = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 12} = 8.9 \text{ N/mm}^2$$

6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、各評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm ²)	108.8	132	0.83
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	82.4	125	0.66
	せん断応力度 (N/mm ²)	27.0	76	0.36
	合成応力度	0.76	1.1	0.70
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	32.8	125	0.27
	せん断応力度 (N/mm ²)	8.0	76	0.11
	合成応力度	0.29	1.1	0.27
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)	0.51	8.8	0.06
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.19	0.6	0.32
戸当り	圧縮応力度 (N/mm ²)	8.9	132	0.07

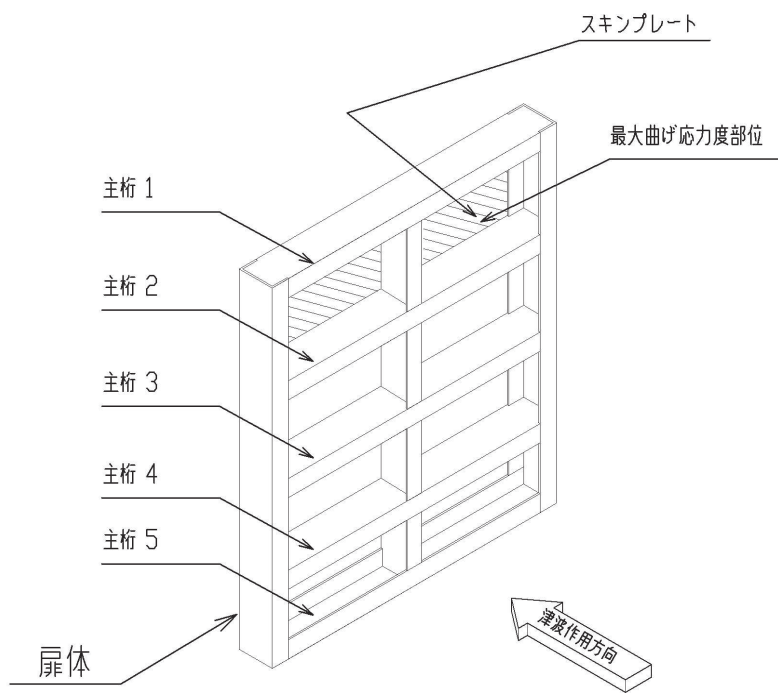


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

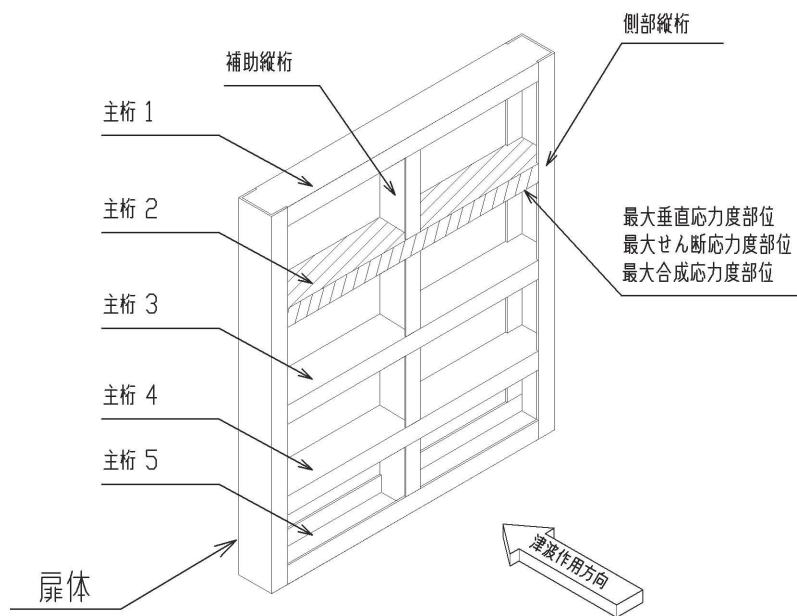


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

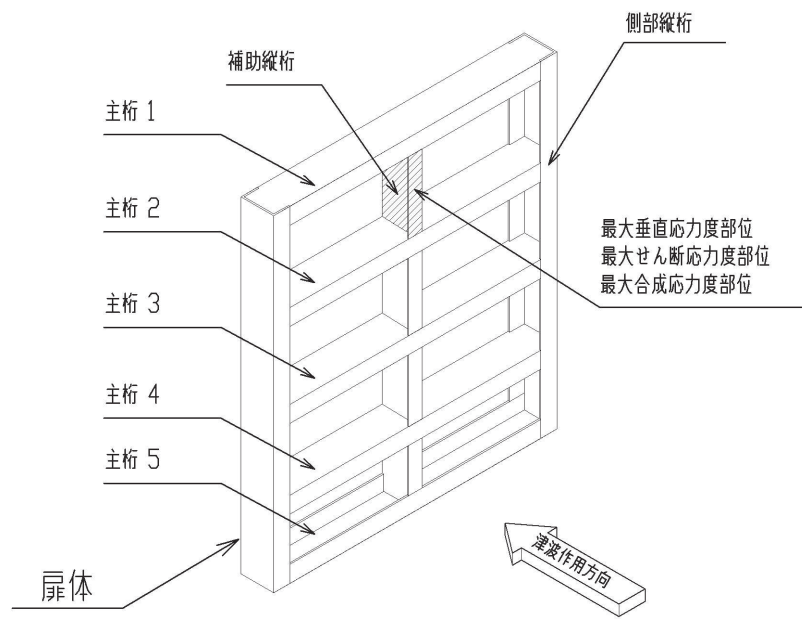


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明

(1) 概要

本資料は、浸水防止設備のうち第2号機浸水防止壁（以下「浸水防止壁」という。）の耐震計算及び強度計算の詳細について説明するものである。

(2) 浸水防止壁の構造

浸水防止壁は、海水ポンプ室補機ポンプエリアの躯体上部に設置する。浸水防止壁の設置位置及び構造を図6.5.4-1～図6.5.4-3に示す。

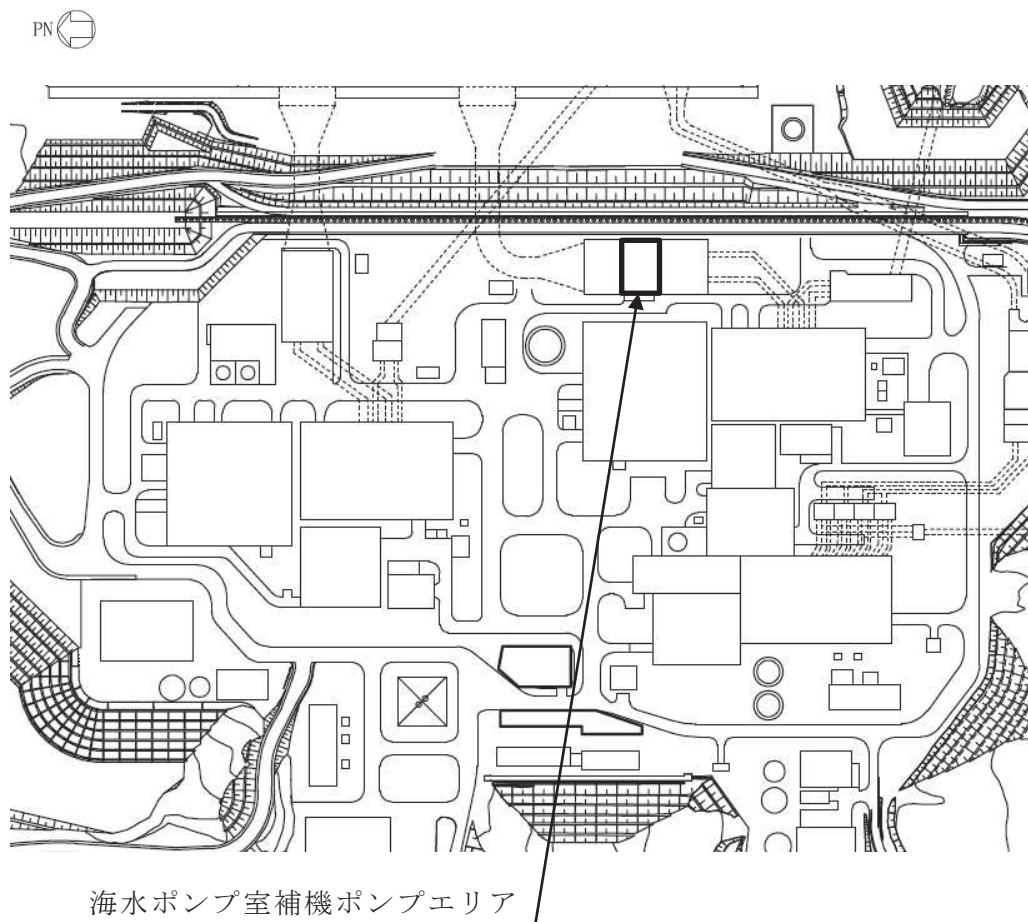


図 6.5.4-1 浸水防止壁の設置位置

PN

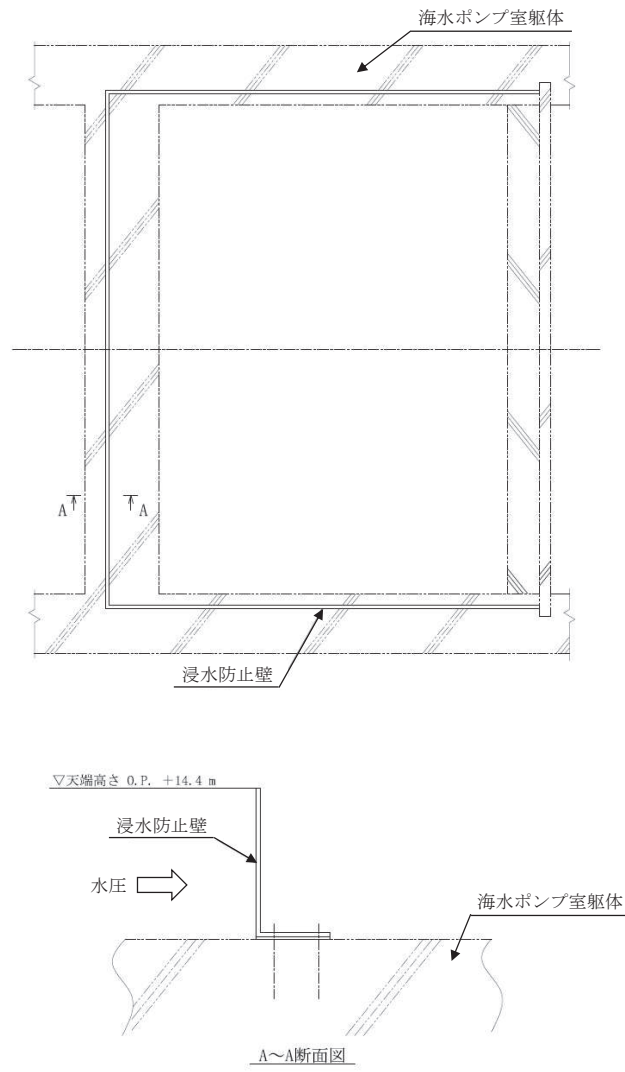
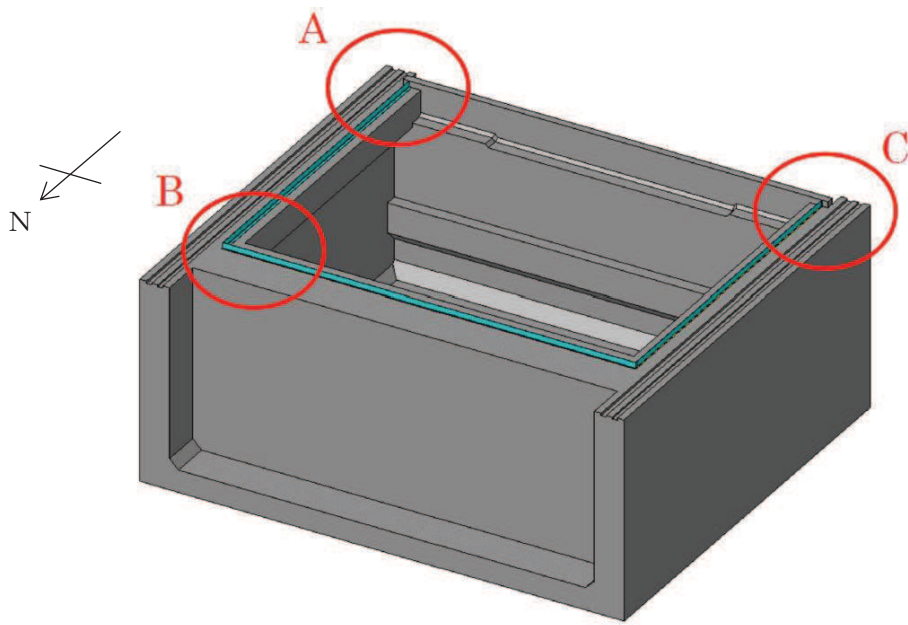
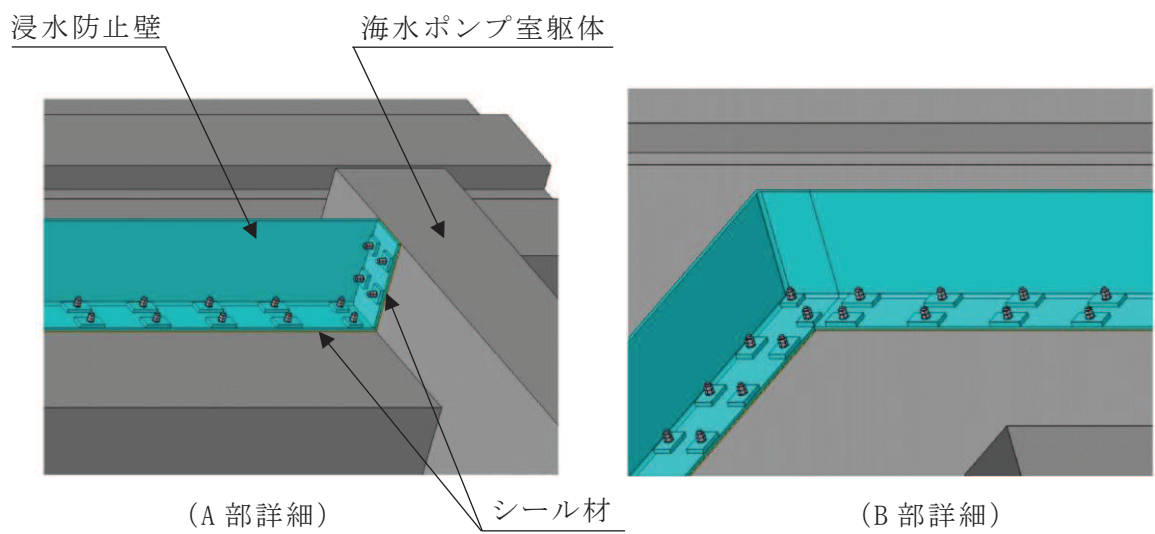


図 6.5.4-2 浸水防止壁の構造



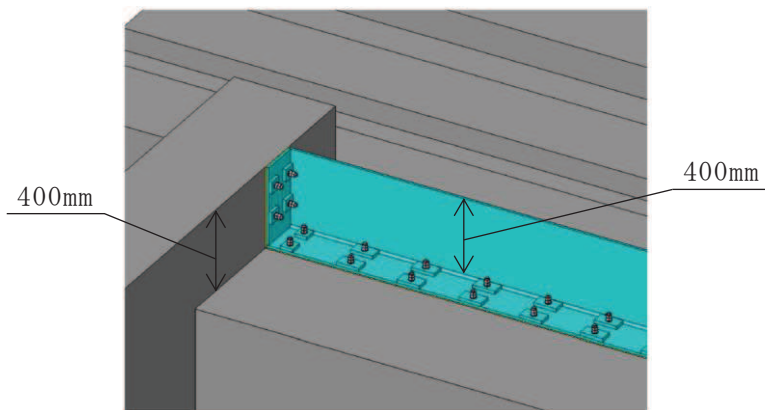
(海水ポンプ室補機ポンプエリア俯瞰図)



(A 部詳細)

シール材

(B 部詳細)



(C 部詳細)

図 6.5.4-3 浸水防止壁の構造概略