

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-08 改 11
提出年月日	2022年12月7日

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2022年12月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

## 補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項
  - 1.1 津波と地震の組合せで考慮する荷重
  - 1.2 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定
  - 1.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界
  - 1.4 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物衝突荷重の組合せ
  - 1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定
  - 1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性
  - 1.7 浸水防護施設のアンカーボルトの設計
  - 1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定
  - 1.9 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況
  - 1.10 耐震及び耐津波設計における許容限界
  - 1.11 強度計算に用いた規格・基準類の適用性
  - 1.12 津波に対する止水性能を有する施設の評価
  
2. 津波防護対象設備
  - 2.1 防波壁に関する補足説明
    - 2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
    - 2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明
    - 2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
    - 2.1.4 防波壁（逆 T 擁壁）の強度計算書に関する補足説明
    - 2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
    - 2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明
    - 2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明
    - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明
    - 2.1.9 防波壁の設計・施工に関する補足説明
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
  - 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
    - 2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明
    - 2.3.2 1号機取水槽流路縮小工の強度計算書に関する補足説明
    - 2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響について

参考資料 1 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速について

参考資料 2 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象について

参考資料 3 1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

参考資料 4 1号機取水槽流路縮小工の保守管理について

- 2.4 浸水防止設備に関する補足説明
- 2.5 津波監視設備に関する補足説明
- 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
- 2.7 強度評価における鉛直方向荷重の考え方
- 2.8 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

## 2. 津波防護対象設備

### 2.1 防波壁に関する補足説明

#### 2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用規格・基準等	15
3. 強度評価	17
3.1 記号の定義	17
3.2 評価対象断面及び部位	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ	24
3.4 許容限界	29
3.5 評価方法	32
4. 評価条件	70
5. 評価結果	72
5.1 逆T擁壁	72
5.2 グラウンドアンカ	79
5.3 改良地盤	91
5.4 止水目地	95
5.5 基礎地盤	97
5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討	101
6. 防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討	110
6.1 鋼管杭の影響検討	110
6.2 ⑤－⑤断面位置でのグラウンドアンカ仕様を反映した影響検討	123

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（逆 T 擁壁）が津波荷重，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，施設・地盤の構造健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波壁（逆 T 擁壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。

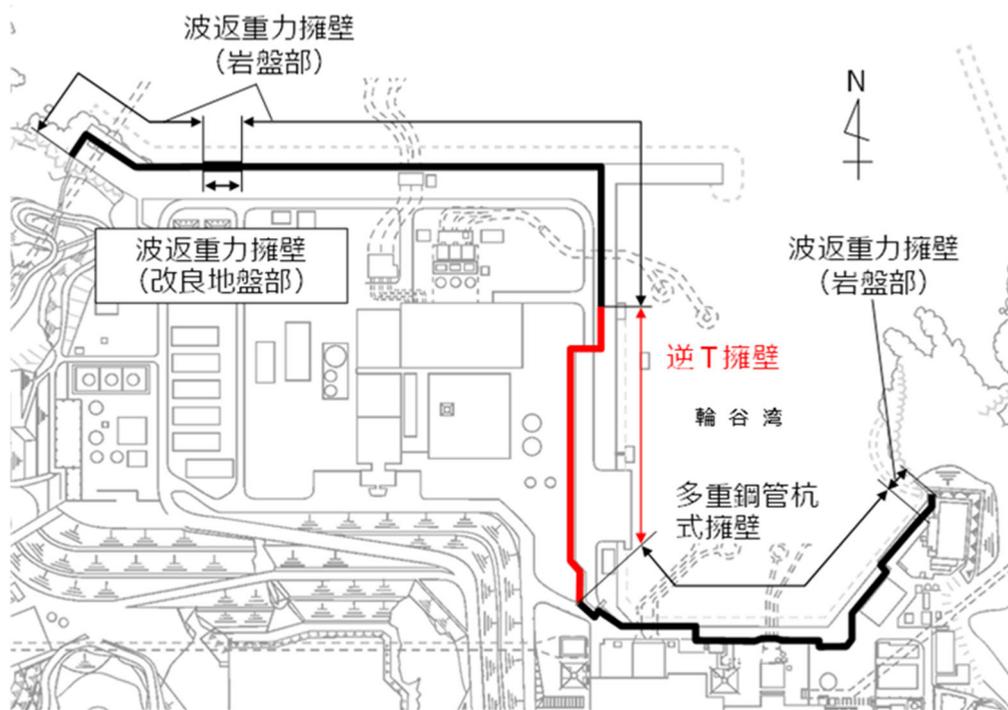


図 2.1-1 防波壁（逆 T 擁壁）の範囲

## 2.2 構造概要

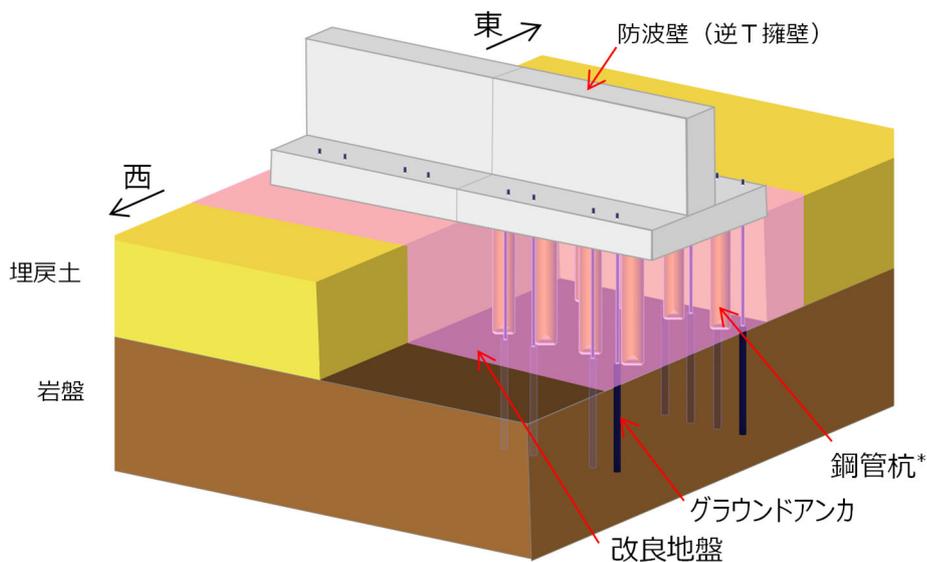
防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、目地材写真を図 2.2-5 に、概略配筋図を図 2.2-6 に、グラウンドアンカの配置図を図 2.2-7 に、止水目地の概念図及び設置位置図を図 2.2-9 及び図 2.2-10 に示す。

防波壁（逆 T 擁壁）は、入力津波高さ（EL 12.6m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

逆 T 擁壁は、改良地盤を介して岩盤に支持される鉄筋コンクリート造の逆 T 擁壁による直接基礎構造で構成される。約 16m を 1 ブロックの標準とした壁体を連続して設置し、ブロック間の境界には止水性を保持するための止水目地を設置する。1 ブロックにおいて海側では 8 本、陸側では 4 本グラウンドアンカを設置している。

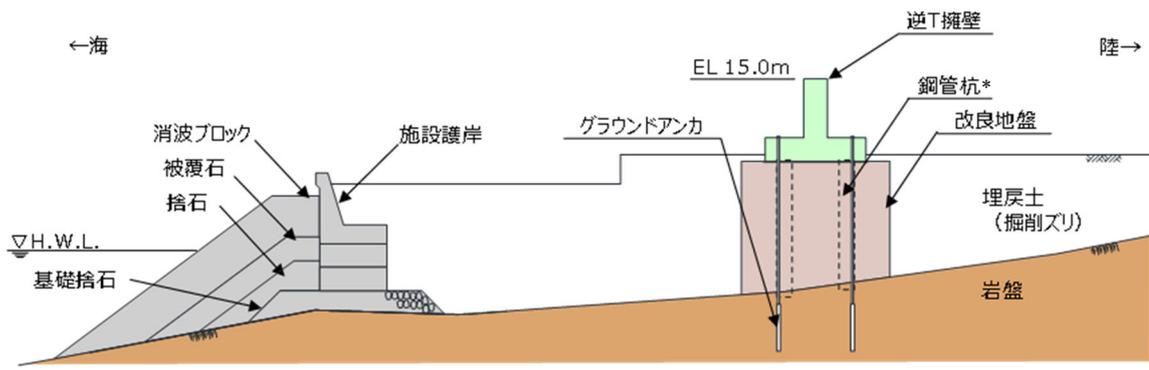
止水目地は、岩盤深さが深く、目地間の変位量が大きくなると考えられる北側ではシートジョイントを設置し、それ以外の範囲ではゴムジョイントを設置する。

なお、構造概要図には鋼管杭を示しているが、その効果を期待しない設計とする。



注記\* : 防波壁（逆 T 擁壁）は、鋼管杭の効果期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図



注記\*：防波壁（逆T擁壁）は，鋼管杭の効果を期待せずに耐震評価を行う。

図 2.2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図（断面図）

（単位：mm）

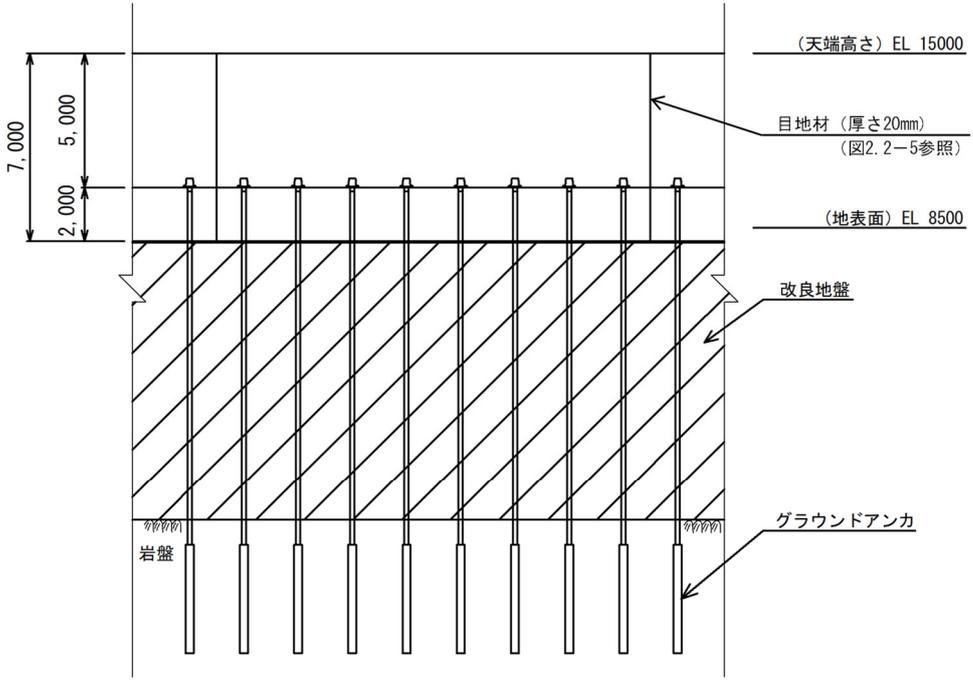


図 2.2-3 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（正面図）

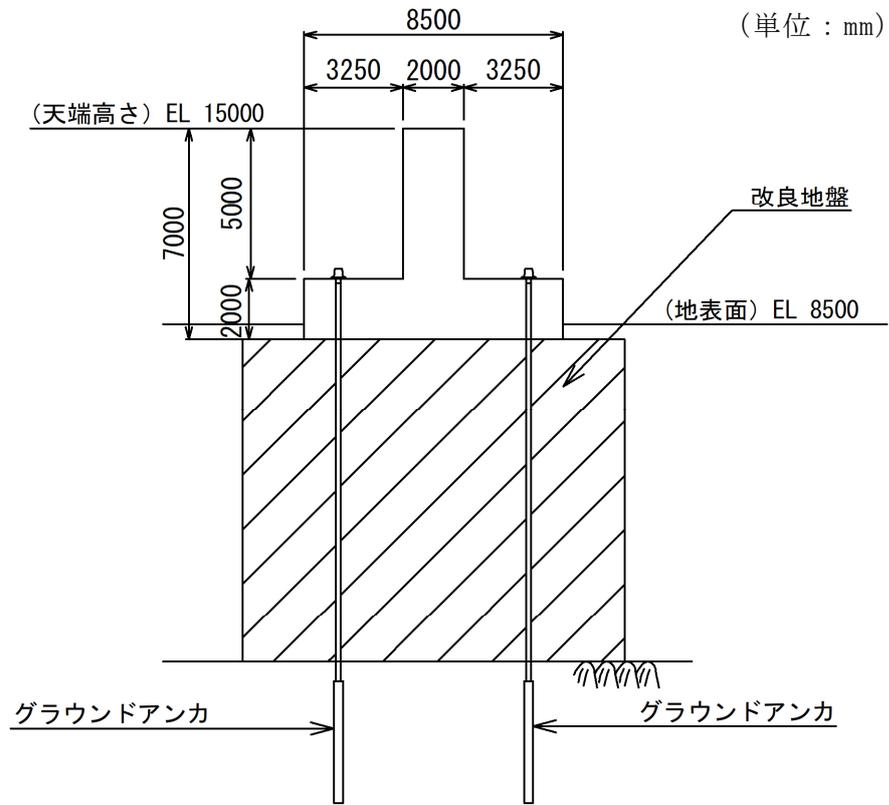


図 2.2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（断面図）

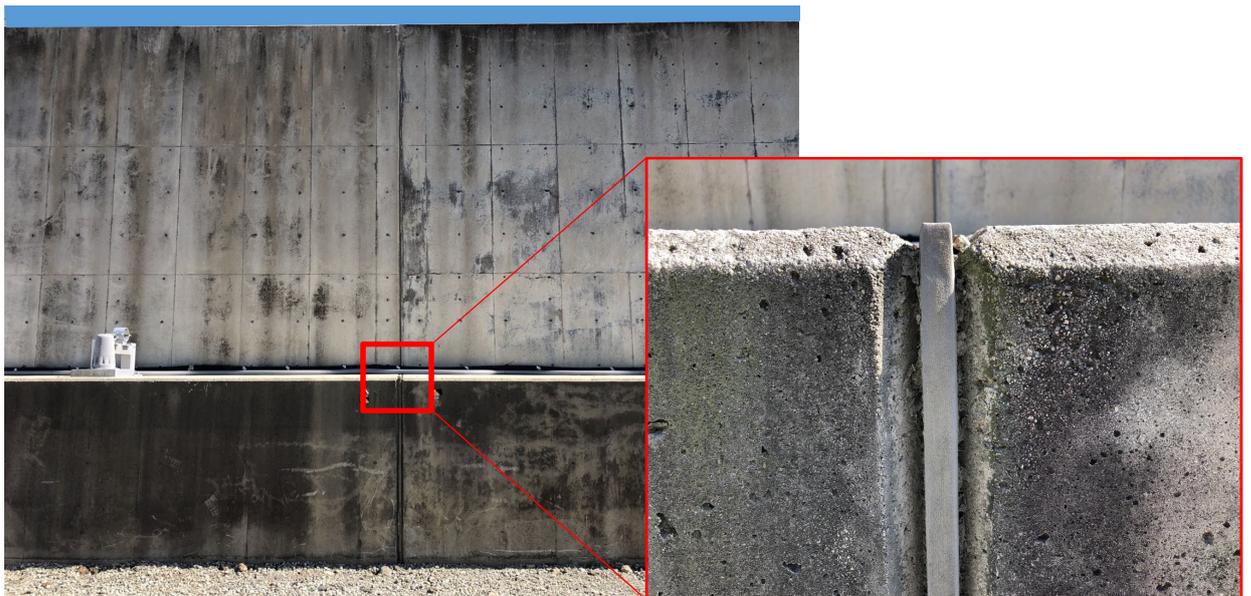


図 2.2-5 目地材写真（樹脂発泡体目地材，厚さ 20mm）

(単位：mm)

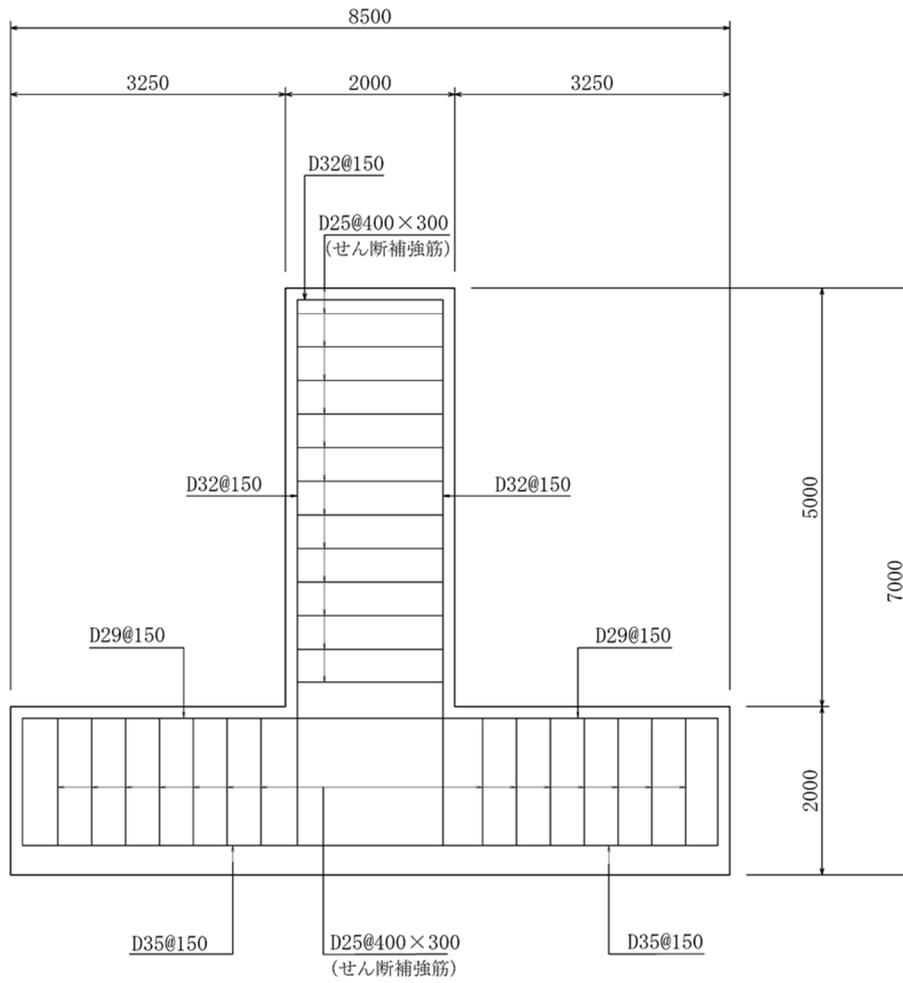
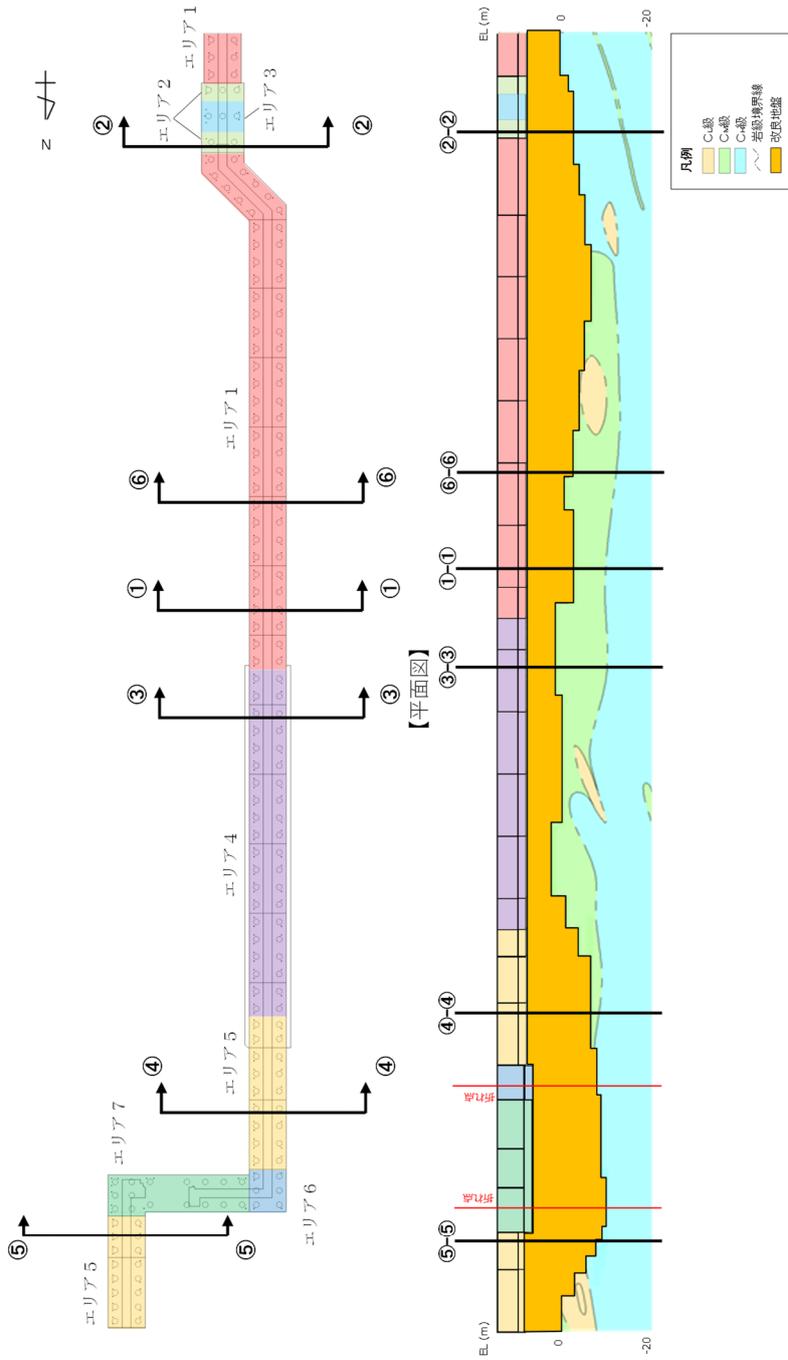


図 2.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）の概略配筋図





【断面図】

アンカー種別	前孔径 (mm)	PC細φ (mm)	PC細本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 権限引張り力 (kN)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/ 許容アンカー力
エリア 1	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	2000	0.82
エリア 2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア 3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア 4				7000~11500	8500				2400	1764	2000	0.77
エリア 5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア 6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア 7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記\*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 2.1.4-8 逆 T 擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

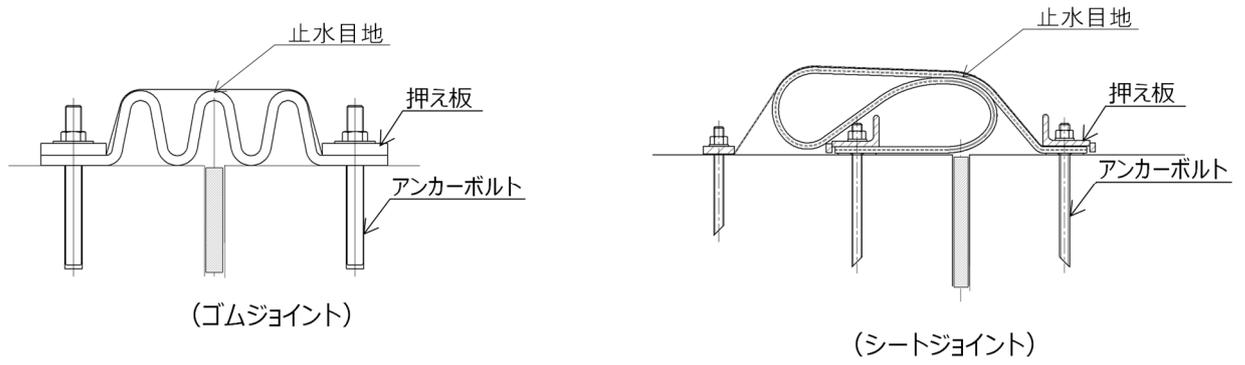


図 2.2-9 防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の概念図

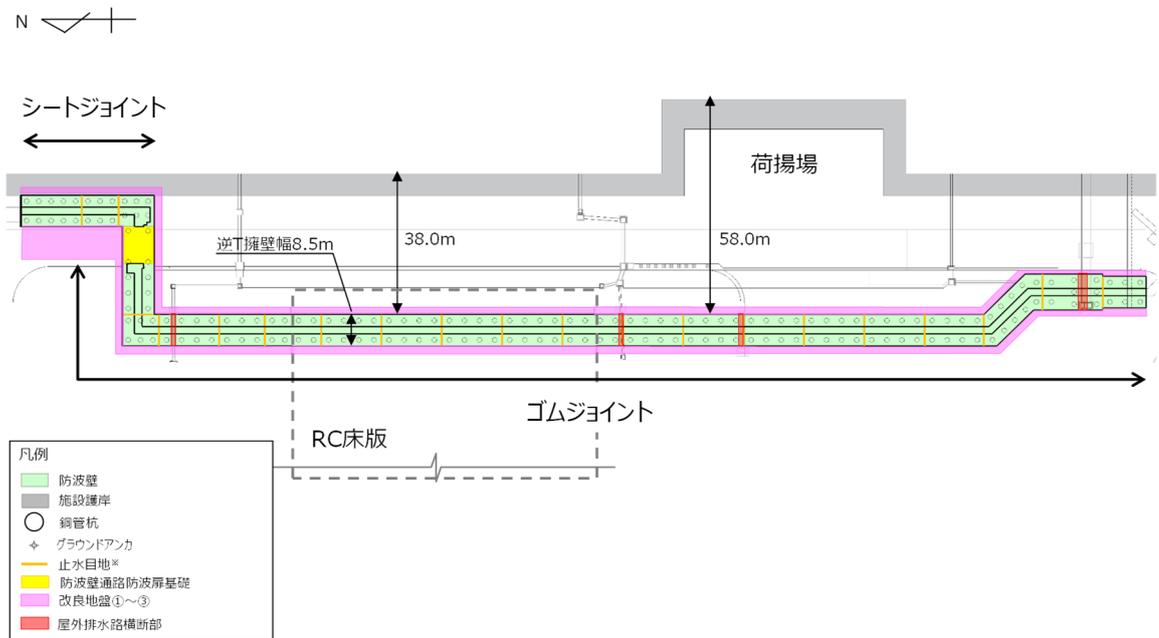


図 2.2-10 止水目地の設置位置図

## 2.3 評価方針

防波壁（逆 T 擁壁）は，S クラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

また，防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では，「3. 強度評価方法」に示す方法により，「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し，「5. 評価結果」より，防波壁（逆 T 擁壁）の評価対象部位の発生応力，すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波の作用方向や伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について行う。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波壁（逆 T 擁壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形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止水性を損なわないことを確認する。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設 *1	逆 T 擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆 T 擁壁間の変形に追従する。	・逆 T 擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
地盤	改良地盤*2	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。
	埋戻土	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸，基礎捨石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	被覆石，捨石		
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記\*1：漂流物対策工については追而とする。

\*2：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-2 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設 *1	逆 T 擁壁	—	—	構造部材の健全性を保持するために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	逆 T 擁壁から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	グラウンドアンカ			逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。	逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。
地盤	改良地盤*2	逆 T 擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤				—

注記\*1：漂流物対策工については追而とする。

\*2：RC 床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-3 防波壁(逆 T 擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位* <sup>1</sup>	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力度（曲げ，軸力，せん断力，アンカーによる支圧力，隣接する躯体同士の支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ* <sup>3</sup>	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* <sup>2</sup>
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力度（曲げ，軸力及びせん断力，アンカーによる支圧力，隣接する躯体同士の支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ* <sup>3</sup>	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* <sup>2</sup>
	施設の変形性	止水目地	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記\*1：漂流物対策工については追而とする。

\*2：妥当な安全余裕を考慮する。

\*3：グラウンドアンカを考慮した滑動・転倒に対する照査も実施する。

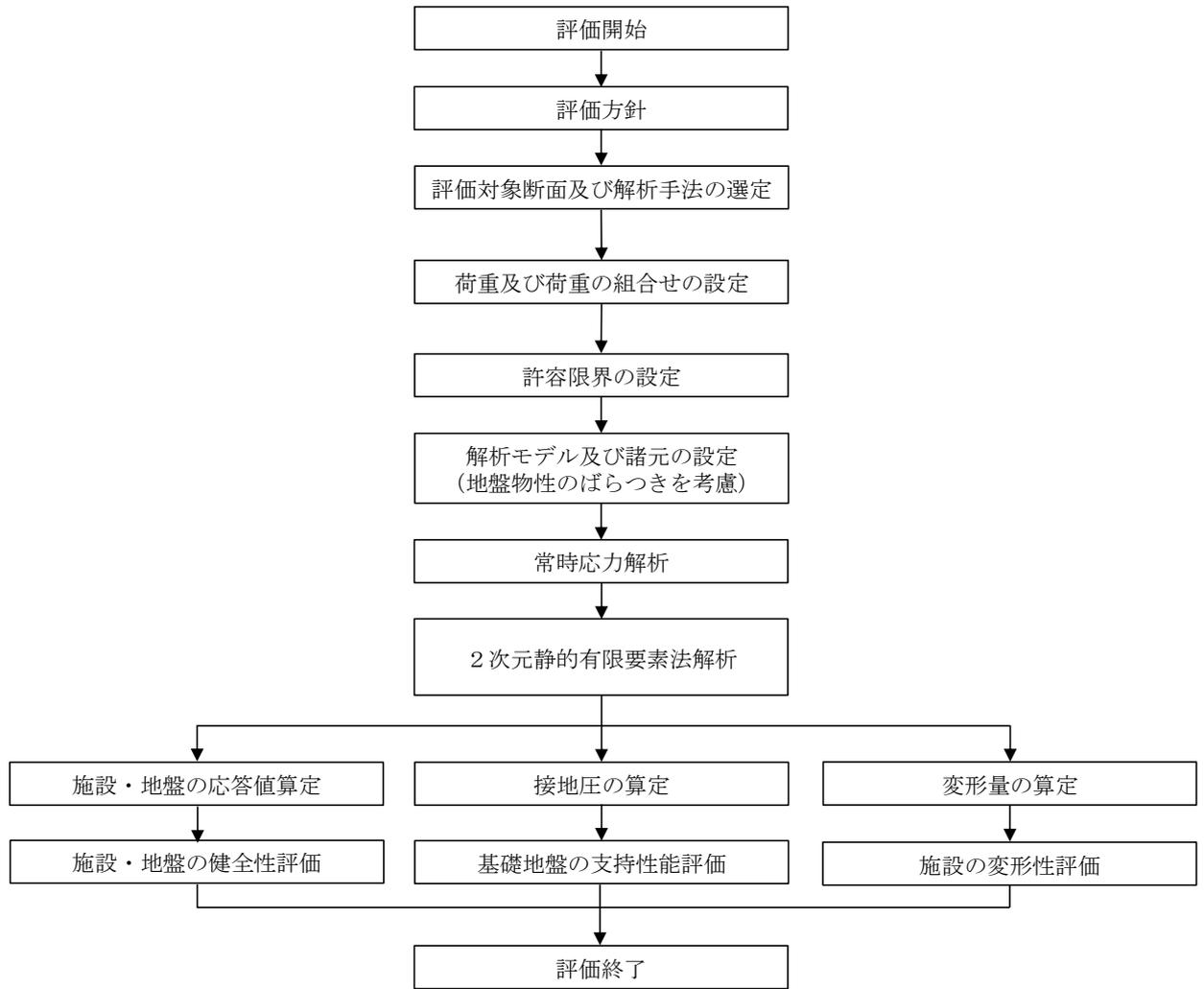


図 2.3-1 防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フロー

#### 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 J G S 4101-2012 (地盤工学会)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)
- ・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)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解析 ( (社) 日本港湾協会, H19年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成19年3月)

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	
仕様材料及び材料 定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	—	
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](土木学会，2002年制定)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討。	
許容 限界	逆 T 擁壁	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)	曲げ軸力照査，せん断力照査及び支圧照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認。
	グラウンド アンカ	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 J G S 4101-2012 (地盤工学会)	発生アンカー力が，テンドンの許容引張力，許容拘束力及び許容引抜力以下であることを確認。
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認。 支持力照査は，接地圧が，極限支持力度以下であることを確認。
	基礎地盤	道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認。
	鋼管杭	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)	押抜きせん断照査及び支圧照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認。
応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた非線形解析。	
	港湾の施設の技術上の基準・同解析((社)日本港湾協会，H19年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定。	

### 3. 強度評価

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$G_a$	kN	グラウンドアンカの初期緊張力
P	kN/m	積載荷重
$P_t$	kN/m <sup>2</sup>	遡上津波荷重
$P_c$	kN/m <sup>2</sup>	衝突荷重
$P_k$	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
$P_s$	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
$\rho$	ton/m <sup>3</sup>	海水の密度
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{al}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度
$\sigma_{ba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容曲げ引張応力度
$T_{as}$	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引張力
$T_{ab}$	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容拘束力
$T_{ag}$	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引抜き力
k	kN/m	グラウンドアンカの引張剛性
$\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
T	kN	グラウンドアンカの発生アンカー力
S	mm <sup>2</sup>	グラウンドアンカの支圧板の面積
$\delta_x$	mm	止水目地の x 方向の変位
$\delta_z$	mm	止水目地の z 方向の変位
$\delta_{x1}$	mm	逆 T 擁壁天端における x 方向の変位
$\delta_{z1}$	mm	逆 T 擁壁天端における z 方向の変位
P	N/mm <sup>2</sup>	最大接地圧
$P_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力

### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

逆 T 擁壁の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「1.8 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」で記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.2.1-2 及び図 3.2.1-3 に、評価対象断面を図 3.2.1-4～図 3.2.1-6 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「1.8.2 防波壁」に示す。

なお、漂流物衝突荷重については、表 3.2.1-2 及び図 3.2.1-1 のとおり、施設延長に応じて増減するが、防波壁（逆 T 擁壁）の施設延長 9～16m（図 3.2.1-2 参照）の範囲においては 410～430kN/m であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果（防波壁（逆 T 擁壁））

検討断面	評価対象断面整理上の観点				該当する観点	選定理由
	(1) 岩盤上面の深さ (m)	(2) 改良地盤の幅 (m)	(3) 改良地盤と施設護岸との位置関係	(4) 初期緊張力 /許容アンカー力		
①-①断面	10.9	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・改良地盤の幅が狭いこと、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が最も高いこと及び設置変更許可段階における構造成立性評価断面であることから、評価対象断面に選定する。
②-②断面	10.5	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、改良地盤の幅及び許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が同等であり、岩盤上面の深さが浅いことから、①-①断面に代表させる。
③-③断面	6.8	33.8	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.77	—	・⑤-⑤断面に比べ、岩盤上面の深さが浅いこと、改良地盤の幅が広いこと、改良地盤と施設護岸が離れていること及び許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が低いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
④-④断面	15.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.81	(1), (2), (4)	・岩盤上面深さが深いこと、改良地盤の幅が狭いこと及び許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が高いことから、評価対象断面に選定する。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	改良地盤と施設護岸が 接している	0.79	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと及び改良地盤と施設護岸が接していることから、評価対象断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、岩盤上面の深さ、改良地盤の幅、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合及び地表面最大加速度が同等であることから、設置変更許可段階における構造成立性評価断面である①-①断面に代表させる。

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

表 3.2.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

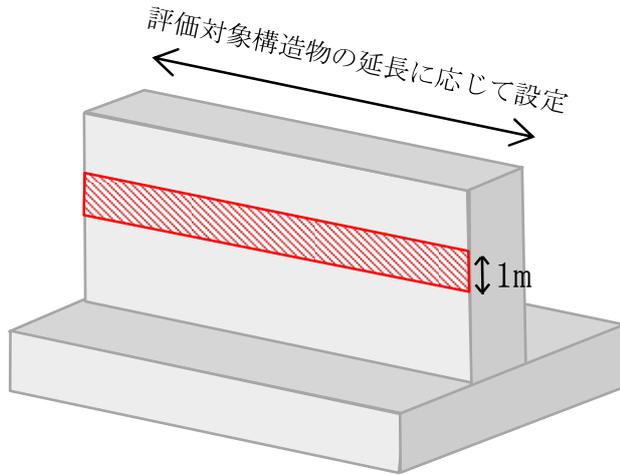
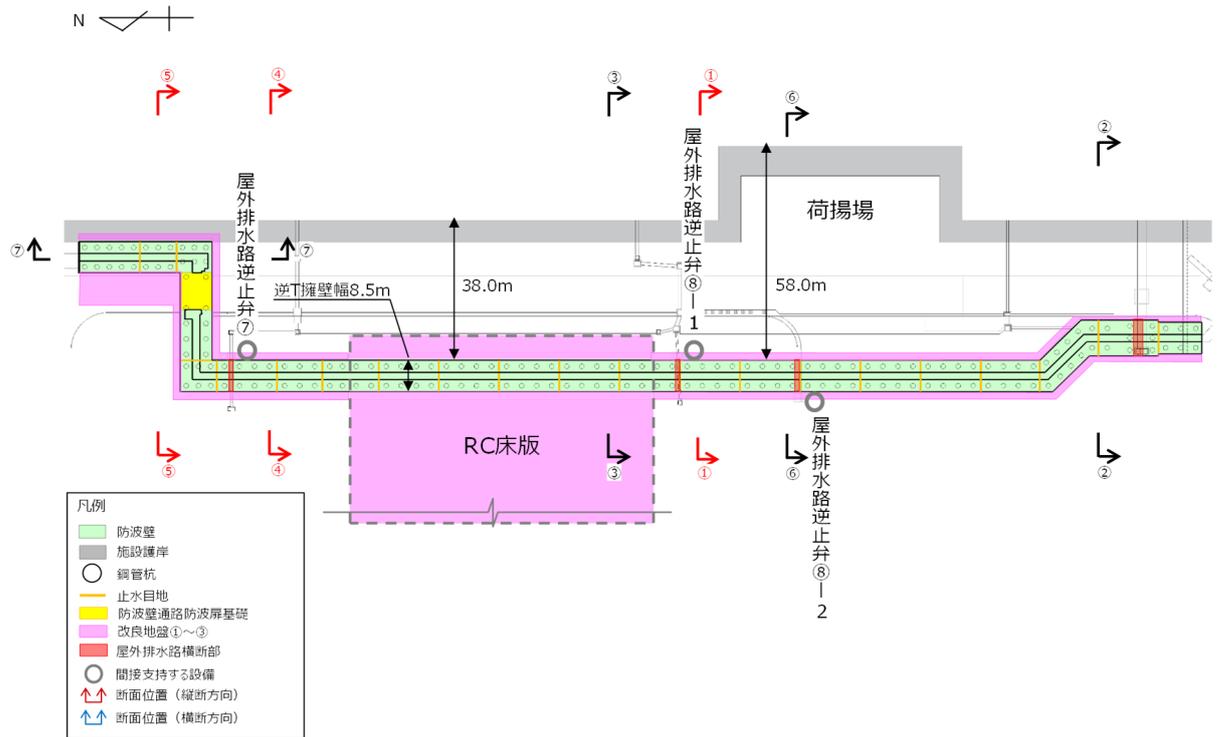
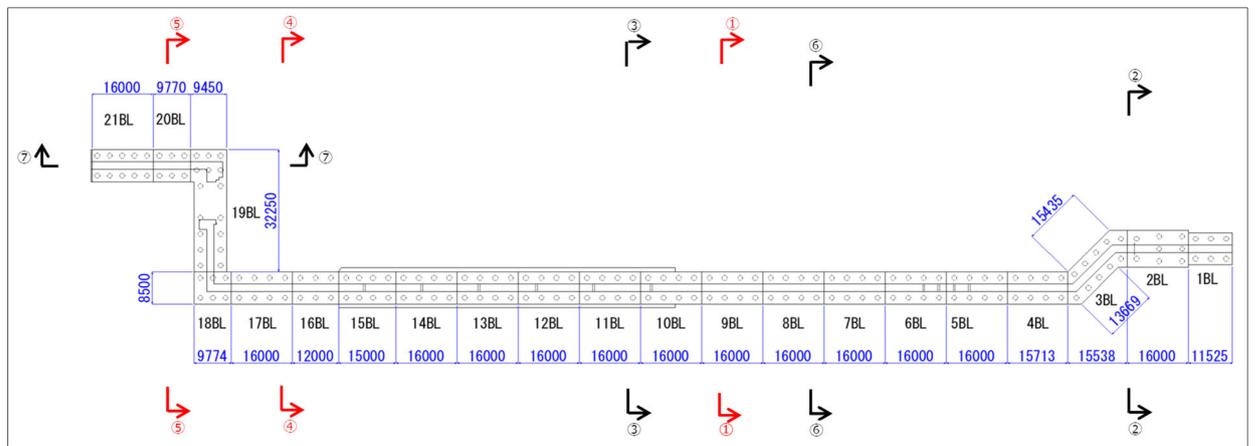


図 3.2.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法



(平面配置図)



(施設延長)

図 3.2.1-2 防波壁（逆T擁壁）平面配置図及び施設延長

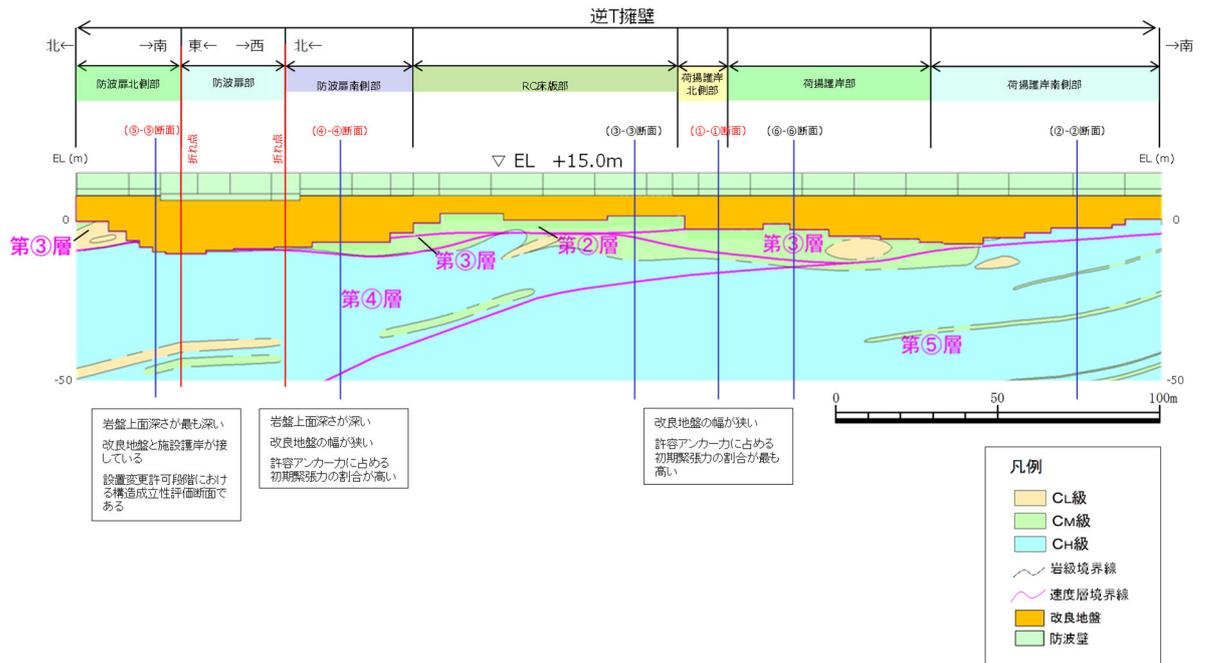


図 3.2.1-3 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

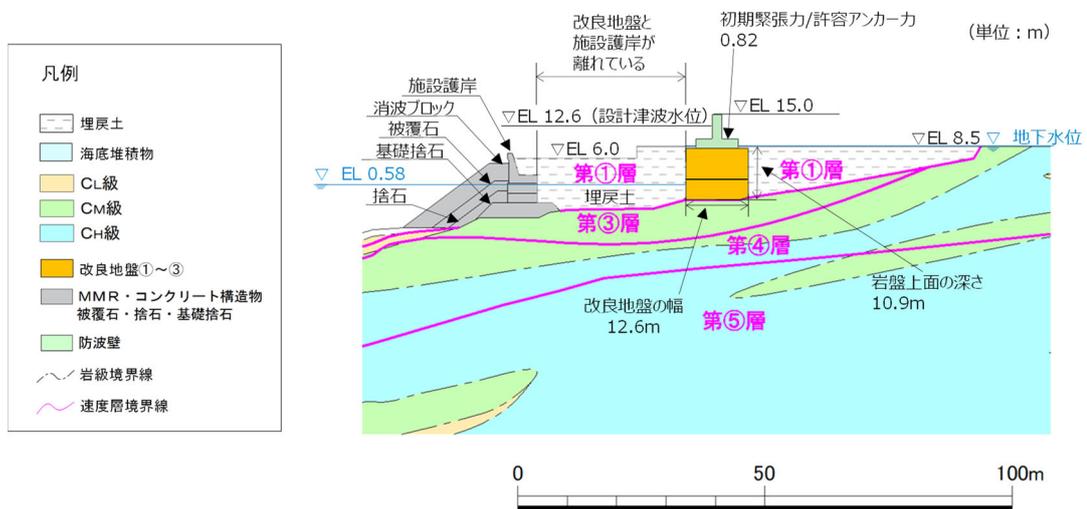


図 3.2.1-4 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（①-①断面）

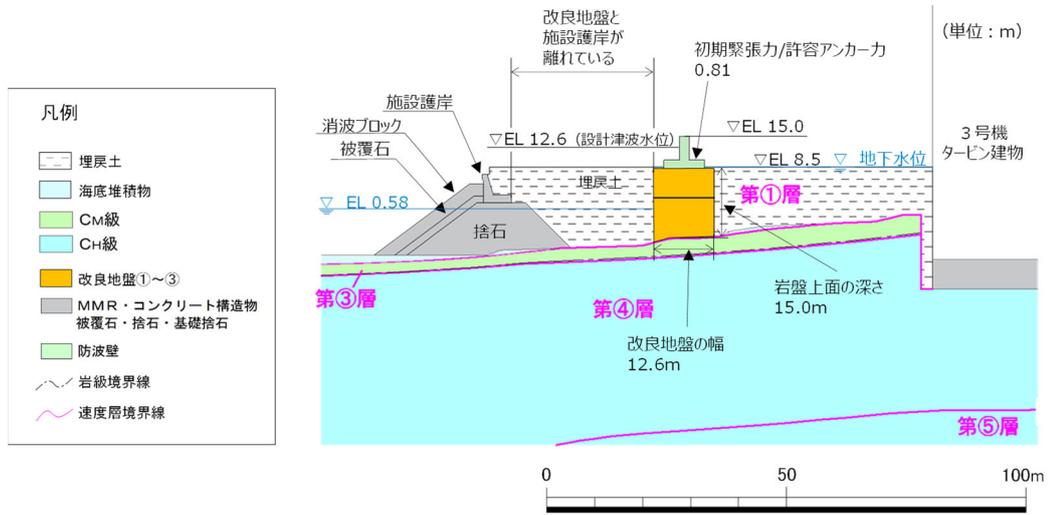


図 3.2.1-5 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（④-④断面）

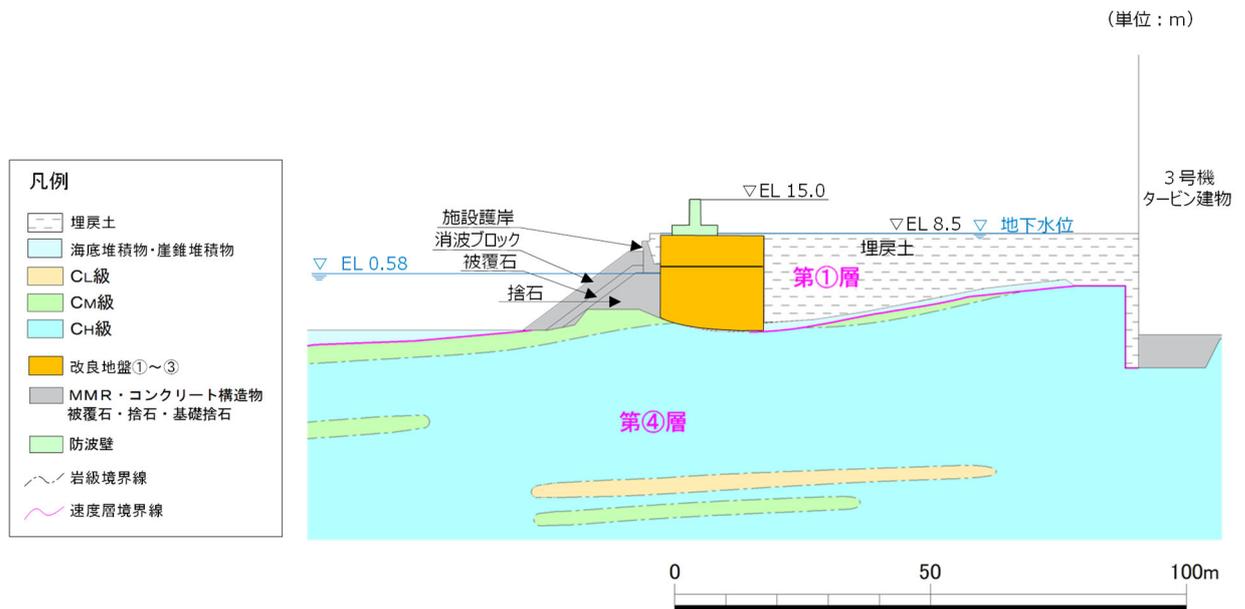


図 3.2.1-6 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（逆 T 擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁、グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

#### (2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水目地とする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁を支持する基礎地盤（逆 T 擁壁直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤）とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 ( $G$ ,  $G_a$ ,  $P$ )

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重、グラウンドアンカの初期緊張力、積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、その標高と防波壁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。

遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(3) 衝突荷重 (P<sub>c</sub>)

衝突荷重は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」に基づき、施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料  
 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

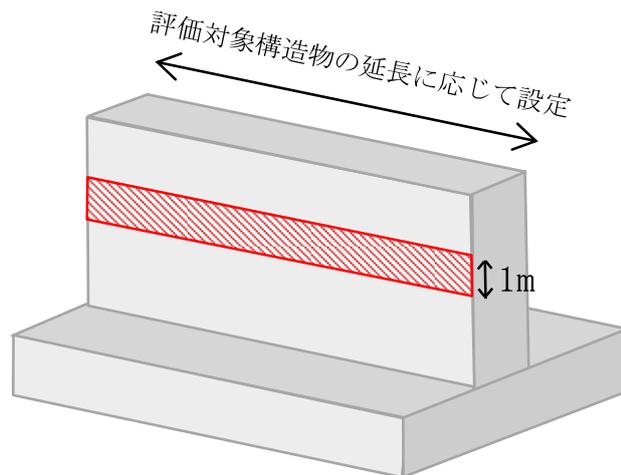


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

逆 T 擁壁への作用時には漂流物対策工による荷重分散を考慮し、図 3.3.1-2 のとおり、高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重を堅壁に作用させる。

逆 T 擁壁へ作用させる衝突荷重を表 3.3.1-3 に、荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また、荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。

- ・ ①-①断面 (延長 16m) :  $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ④-④断面 (延長 16m) :  $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ⑤-⑤断面 (延長 9.77m) :  $4177\text{kN}(\text{按分}) \div 19.54\text{m}^2 \doteq 215\text{kN/m}^2$

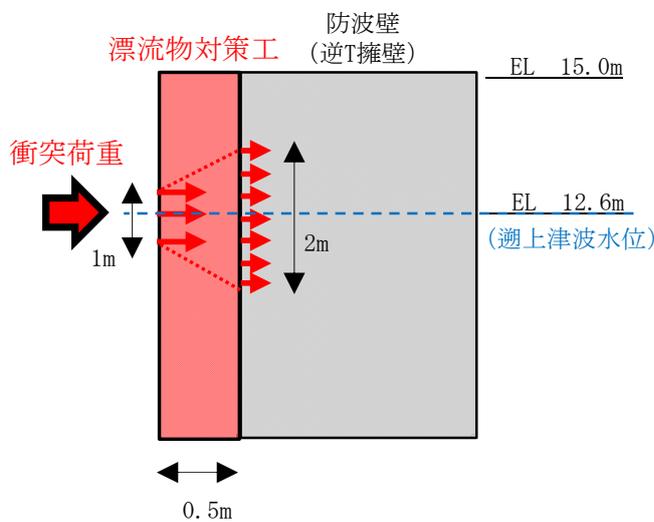


図 3.3.1-2 漂流物対策工による衝突荷重の分散

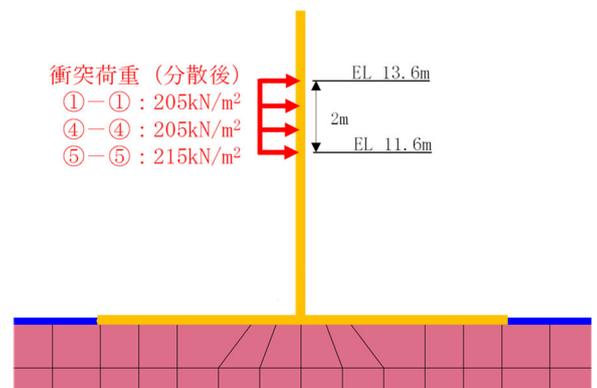


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
施設延長 (m)	16.00	16.00	9.77
衝突荷重 (kN/m)	410	410	430
衝突荷重(分散後) (kN/m <sup>2</sup> )	205	205	215

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の基準風速  $30\text{m/s}$  を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪  $100\text{cm}$ （1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数  $0.35$  を考慮した値を基本とし、積雪量  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に、荷重作用図を図 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + G_a + P + P_t + P_c + P_k + P_s$

G : 固定荷重

$G_a$  : グラウンドアンカの初期緊張力

P : 積載荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$P_c$  : 衝突荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

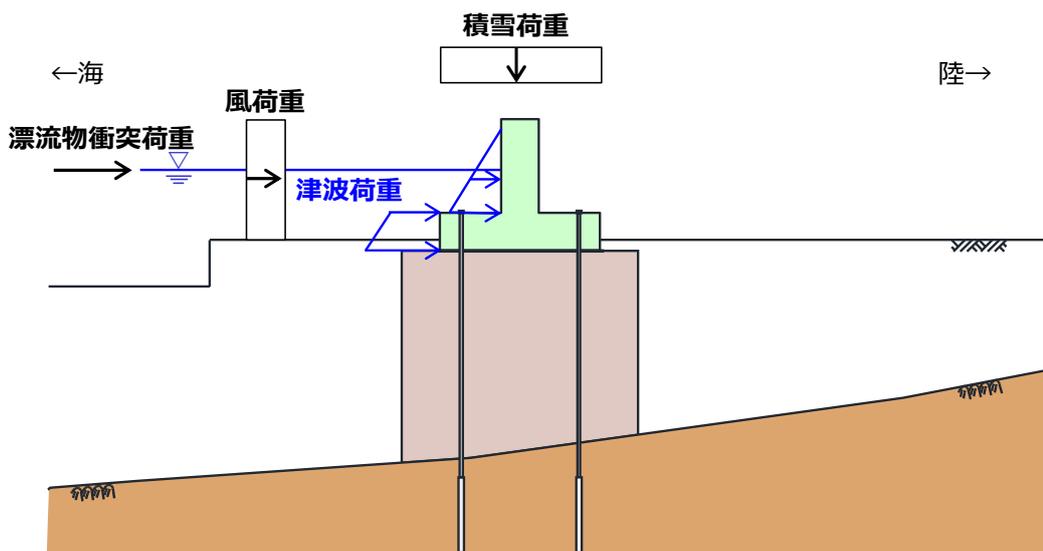


図 3.3.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（津波時）

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 逆 T 擁壁

逆 T 擁壁の許容限界を表 3.4.1-1 に示す。逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.45	0.67
許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$ (グラウンドアンカ)		12	18
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\* : 短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.2 グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 JGS4101-2012（地盤工学会）」に基づき，テンドンの許容引張力  $T_{as}$ ，テンドンの許容拘束力  $T_{ab}$  及びテンドンの許容引抜力  $T_{ag}$  を表 3.4.2-1 とおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力  $T_{ab}$  を許容限界として採用する。

許容限界の設定方法の詳細は，「2.1.3（参考資料1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化，物性値及び許容限界の設定方法」に示す。

表 3.4.2-1 グラウンドアンカの許容限界

項目	許容値 (kN)		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 $T_{as}$	2160	2160	2160
テンドンの許容拘束力 $T_{ab}$	<u>1764</u> (採用)	<u>1453</u> (採用)	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 $T_{ag}$	1802	1484	2120

### 3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4.3-1 に示すすべり安全率を設定する。

表 3.4.3-1 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.4 止水目地

止水目地の許容限界は、メーカ規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。評価対象断面である①-①断面、④-④断面におけるゴムジョイントの許容限界及び⑤-⑤断面におけるシートジョイントの許容限界を表 3.4.4-1 に示す。

表 3.4.4-1 止水目地の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)	
	①-①断面, ④-④断面	⑤-⑤断面
変形量	ゴムジョイント : 449	シートジョイント : 1960

### 3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解析（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4.5-1 に示す。

表 3.4.5-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	
極限支持力	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
		C <sub>L</sub> 級	3.9
	改良地盤	1.4	

### 3.5 評価方法

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

#### 3.5.1 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 2次元静的有限要素法解析により算定する。なお，衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは「FLIP」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### (1) 応答解析手法

防波壁（逆 T 擁壁）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。

応答解析手法の選定フローを図 3.5.1-1 に示す。

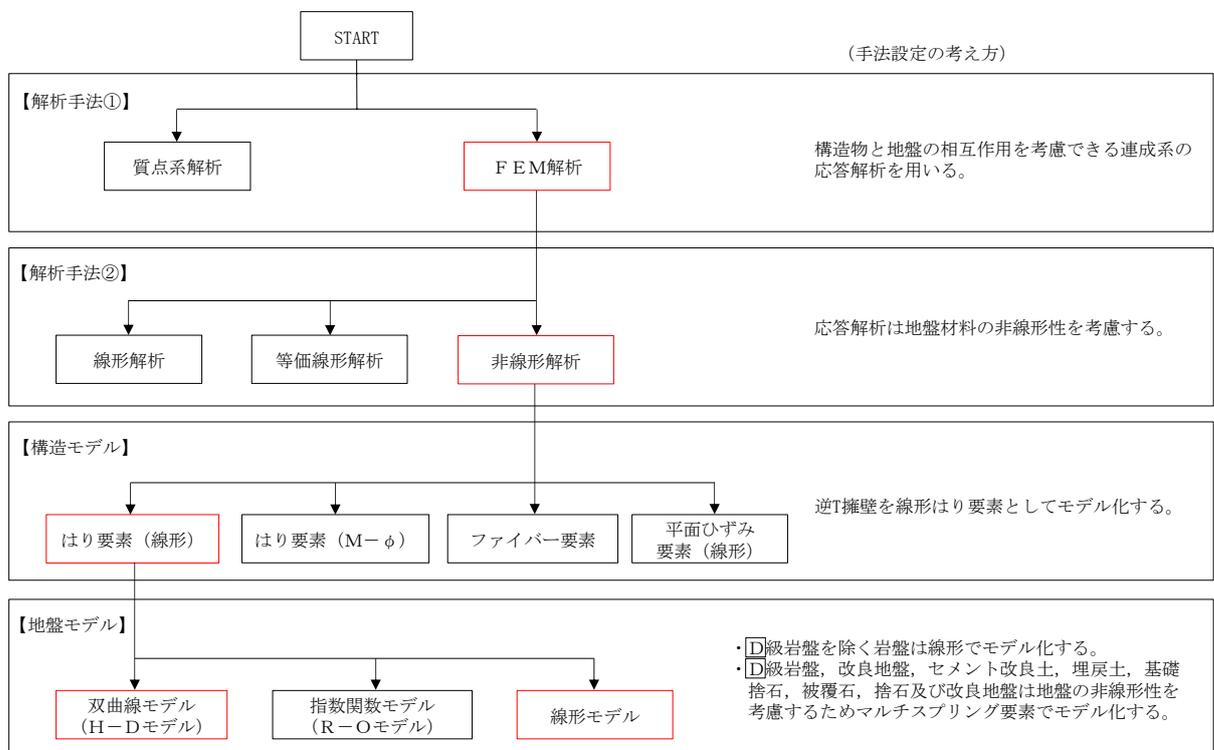


図 3.5.1-1 応答解析手法の選定フロー

(2) 材料物性及び地盤物性のばらつき

以下の理由から，地盤物性のばらつきによる耐津波解析時の照査値への影響が軽微であると考えられるため，地盤物性のばらつきを考慮しないこととする。

- ・「2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において，埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果，照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と津波による強度評価結果を比較すると，耐震評価時の照査値は強度評価時の照査値をおおむね上回っている。（津波による強度評価結果は後段に示す「5. 評価結果」参照。）

耐津波解析における解析ケースの地盤物性を表 3.5.1-2 に示す。

表 3.5.1-2 耐津波解析における解析ケースの地盤物性

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース② (防波壁前面の施設護岸， 基礎捨石等の損傷を 考慮した解析ケース)	平均値	平均値

(3) 解析ケースの選定

耐津波解析では、全ての評価対象断面において、入力津波に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

また、防波壁（逆 T 擁壁）の前面に設置されている施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は耐震性が低いことから、施設護岸、基礎捨石等が損傷し、これらがなくなることで、改良地盤側方にも津波荷重が直接作用する解析ケース（解析ケース②）を実施する。

解析ケース②は、岩盤上面の深さが最も深く、津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤-⑤断面において、防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケースを実施する。（「5.6 防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」参照。）

強度評価における解析ケースを表 3.5.1-3 に示す。

表 3.5.1-3 耐津波解析における解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②
	基本ケース	防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値
施設護岸等	有	無

### 3.5.2 解析モデル及び諸元

#### (1) 解析モデル

防波壁（逆T擁壁）の解析モデルを図3.5.2-16，図3.5.2-18及び図3.5.2-20に，地質断面図を図3.5.2-17，図3.5.2-19及び図3.5.2-21に示す。

#### a. 解析領域

2次元解析モデルは，「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」で使用した解析モデルのうち，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で構成される。

#### b. 境界条件

##### (a) 常時応力解析（津波解析）時

常時応力解析は，地盤や構造物の自重，構造物に作用する風荷重及び津波荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。図3.5.2-1のとおり，常時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。

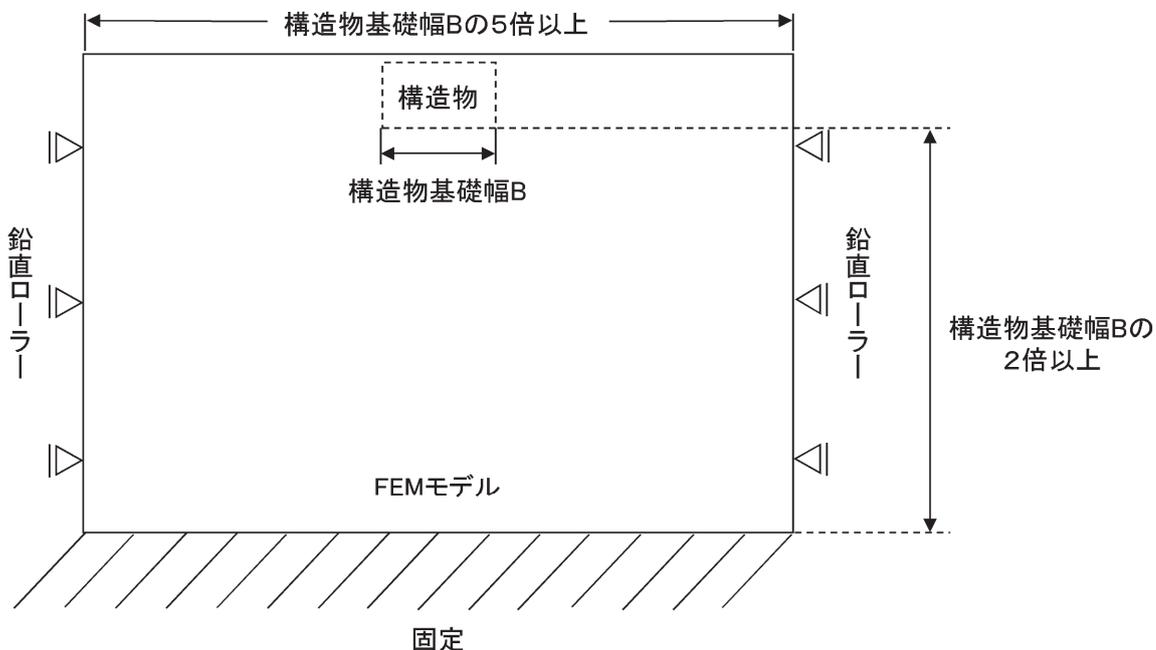


図3.5.2-1 常時応力解析モデル概念図

c. 構造物のモデル化

逆 T 擁壁は、鉄筋コンクリート造であり、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。底版は地盤に 0.5m 埋め込まれているが、埋め込み深さが浅く、土圧の影響は軽微であること、底版の軸心の高さ（EL9.0m）でモデル化するより、堅壁のアーム長が長くなり、曲げ応力度の照査が保守的になると考えられることから、地表面（EL8.5m）の高さでモデル化する。逆 T 擁壁の堅壁と底版の交差部においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書」とする。）（図 3.5.2-2 参照）に準拠し、図 3.5.2-3 に示すとおり、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする。

曲げ応力度の照査実施範囲は、道路橋示方書及びコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002 年制定）（図 3.5.2-4、図 3.5.2-5）に基づき、部材端までとする。

堅壁のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002 年制定）（図 3.5.2-5）に記載されている柱の照査を準用し、底版の上面（部材端）までとする。底版のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書に記載されているはりの照査を準用すると、堅壁前面（部材端）から部材高さ  $D (=2m)$  の 1/2 だけ離れた位置となるが、保守的に堅壁前面までとする。

剛域は、一般に次により定めることとする。

- ① ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする（図-解 8.3.4 (a)参照）。
- ② 部材節点部において、部材の軸線に対して 25° 以上傾斜するハンチを有する場合には、部材厚さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚さの 1/4 入った断面より内部を剛域と考えるものとする（図-解 8.3.4 (b)参照）。

ただし、地震時保有水平耐力法による照査では、耐震設計編 10.8 に従ってモデル化するものとする。

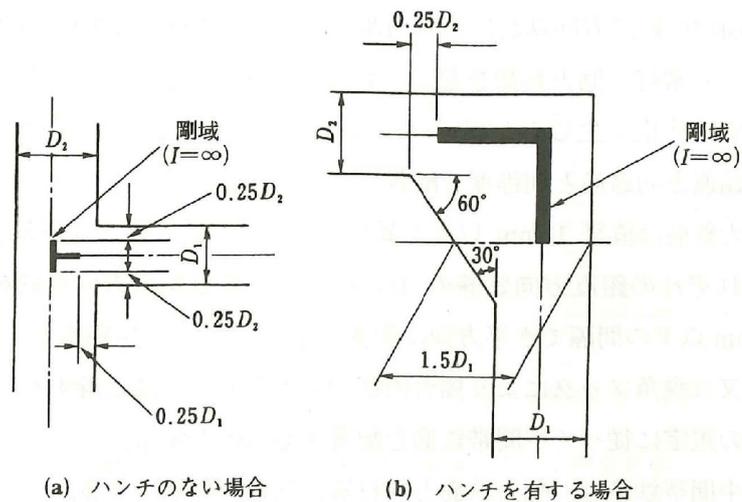


図-解 8.3.4 剛域の取り方

図 3.5.2-2 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

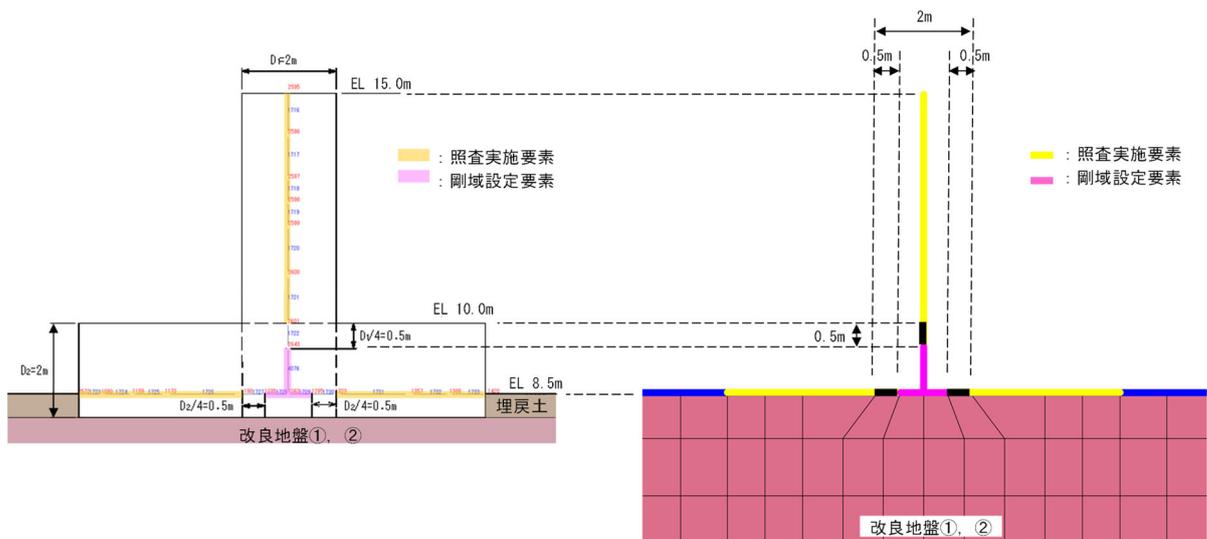


図 3.5.2-3 剛域設定の概念図及び照査範囲

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2 のとおりとする。

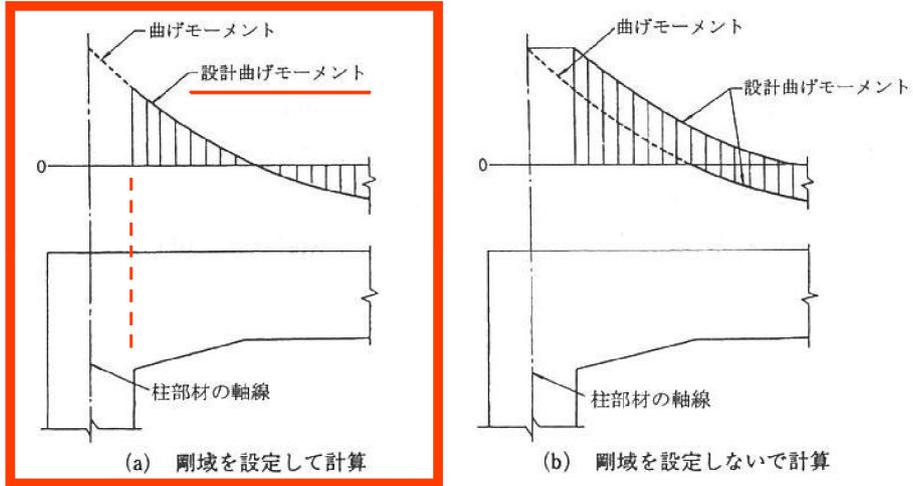


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.2-4 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (道路橋示方書)

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1 : 3 より緩やかな部分を有効とする。

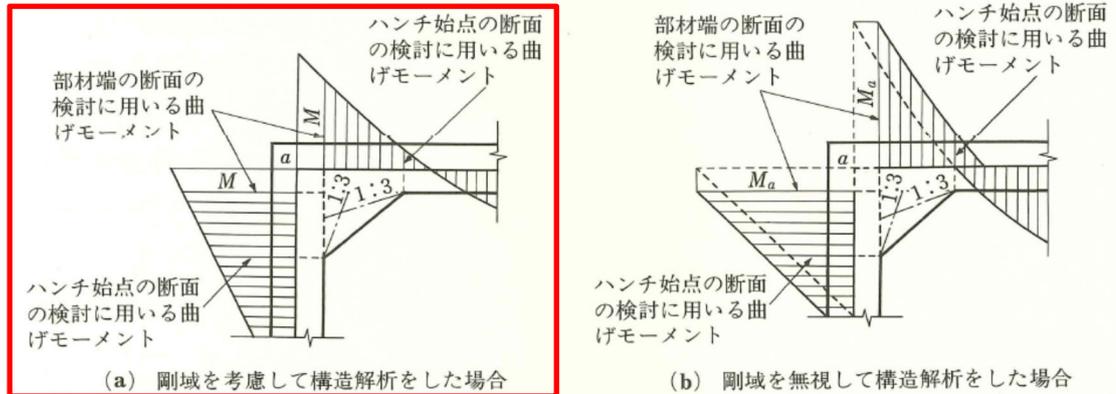


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.2-5 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (コンクリート標準示方書)

グラウンドアンカは、非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。グラウンドアンカの各部位のモデル化方法について表 3.5.2-1 及び図 3.5.2-6 に示す。モデル化の妥当性の検証の詳細については、「2.1.3（参考資料 1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化、物性値及び許容限界の設定方法について」に示す。

表 3.5.2-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方

部位	特徴及び役割	モデル化方法	モデル化の考え方
頭部	鋼製のアンカーヘッド、ジョイントプレート及び支圧板で構成され、慣性力等に伴う逆 T 擁壁からの力を引張力として自由長部に伝達させるための部分。	節点共有	逆 T 擁壁の底版（梁要素）の接点とばね要素の端部接点を拘束することで力が伝達できるようモデル化した。
自由長部（=引張部）	PC 鋼線を組み立てたテンドンで構成され、テンドンの伸縮により、頭部からの引張力を拘束長部に伝達する部分。 施工時にテンドンに初期緊張力を与えることで、頭部及び拘束長部に常時、引張力が作用する。 津波時は、津波荷重による改良地盤の変形により、テンドンが縮むとアンカー力は減少し、テンドンが伸びるとアンカー力は増加する。	非線形ばね	上記の自由長部の挙動（特に初期緊張力）を表現できる「非線形ばね要素」でモデル化した。
拘束長部（アンカ一体）	グラウト注入によりテンドンが堅硬な岩盤に定着・一体化されて造成され、自由長部からの引張力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達する抵抗部分。	MPC（多点拘束）	岩盤と一体挙動するように、「MPC（多点拘束）」によりモデル化し、非線形ばねとの節点とその他の節点の鉛直方向の変位が拘束され、同様の挙動をするように設定した。

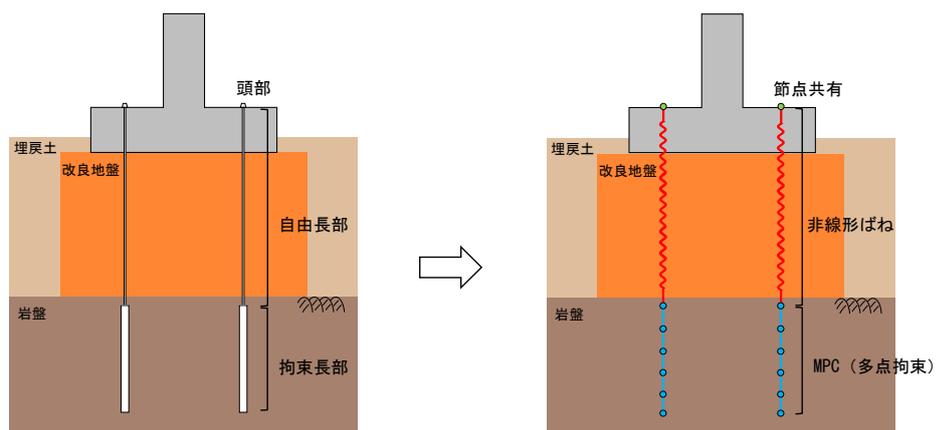


図 3.5.2-6 モデル化概念図

また、モデル化したグラウンドアンカの緊張力は以下の図 3.5.2-7 のとおり与えている。

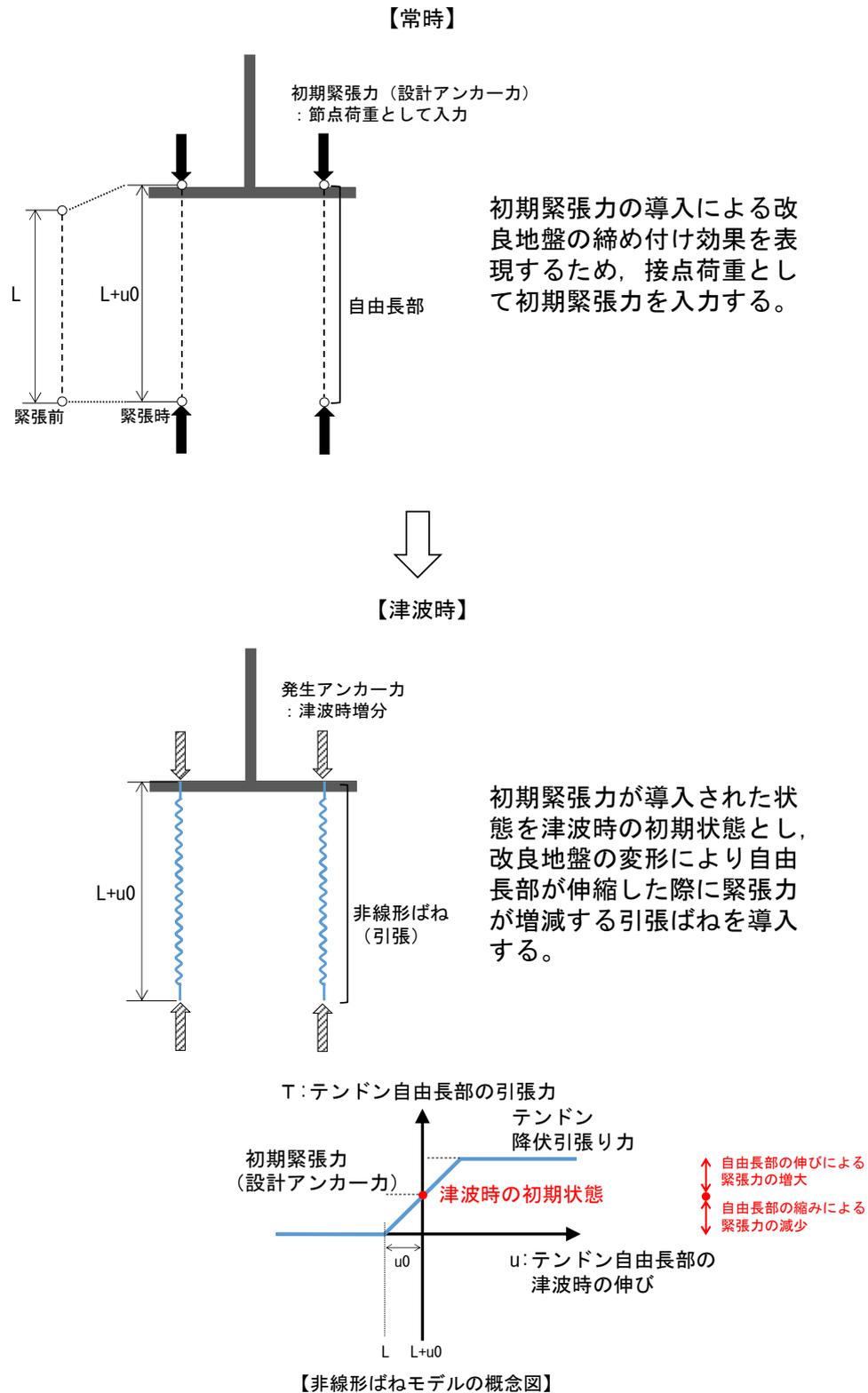


図 3.5.2-7 モデル化したグラウンドアンカの緊張力

漂流物対策工は、逆 T 擁壁の堅壁に設置した鉄筋コンクリート造の構造物であり、堅壁の剛性と同等であることから、重量のみを考慮する。また、漂流物対策工の詳細は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」に示す。

L 型擁壁は、鉄筋コンクリート造であり、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

#### d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。⑤-⑤断面は、東西方向の断面であるため、速度層を水平成層でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物及び崖錐堆積物を含む）、基礎捨石、被覆石、捨石及び改良地盤は、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し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。

施設護岸は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19 年版）」（以下「港湾基準」とする。）

（図 3.5.2-8 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石は、役割に期待しないが、解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する。不確かさケースとして、施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石が地震により損壊し、流出した場合の耐震評価を行う。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

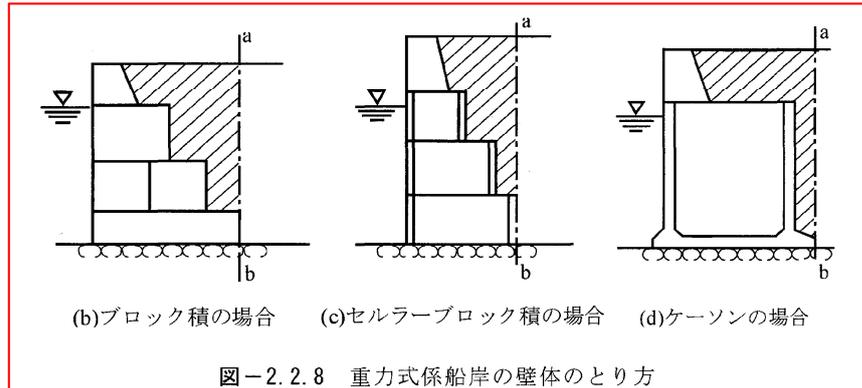


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.2-8 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応答解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波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。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、港湾基準（図 3.5.2-9 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.2-10 参照）に準拠し，静止摩擦係数  $\mu$  から， $c=0$ ， $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は，港湾基準（図 3.5.2-11 参照）に準拠し，隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.2-2 に，ジョイント要素の配置を図 3.5.2-14 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_{ai} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_{ai}$ 、 $p_{pi}$ 、 $K_{ai}$ 、 $K_{pi}$ 、 $\zeta_i$ 、 $\omega$ 、 $\gamma_i$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$  及び  $\phi_i$  は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$  は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a)  $\theta = \tan^{-1} k$

(b)  $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 $k$  及び  $k'$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部<sup>1)</sup>・岡部<sup>2)</sup>が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角  
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 $\psi$ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.2-9 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン  
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>8)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素  
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>8)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_n$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_s$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

圧  $\sigma_n'$  に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので  $\mu=0.6$  と設定して、摩擦角  $\phi_f$  は  $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$  を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は  $\phi_f=15^{\circ}$  を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方  
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された<sup>20)</sup>。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性  $K_s$  や  $K_n$  に全体系の剛性比例係数  $\beta$  を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 $K_s$  や  $K_n$  の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.2-10 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.2-11 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.2-2 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩 擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	改良地盤①・②	埋戻土	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、 $c=0$ 、 $\phi=15^{\circ}$ と設定。
			施設護岸			
			埋戻土(施設護岸背面)			
			逆 T 擁壁			
		改良地盤③	埋戻土			
			施設護岸			
			基礎捨石			
			岩盤			
		埋戻土	埋戻土(施設護岸背面)			
			施設護岸			
被覆石	施設護岸					
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤①・②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 ( $\mu=0.50$ ) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 26.57$
		岩盤	改良地盤③			
		施設護岸上部工	セルラーブロック			
		セルラーブロック	セルラーブロック			
	境界 3	セルラーブロック	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロック(栗石充填)と基礎捨石の境界(図 3.5.2-12 参照)であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ と「捨石と捨石」の摩擦係数 $\mu=0.8$ の平均値 ( $\mu=0.70$ ) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 34.99$ (図 3.5.2-13 参照)

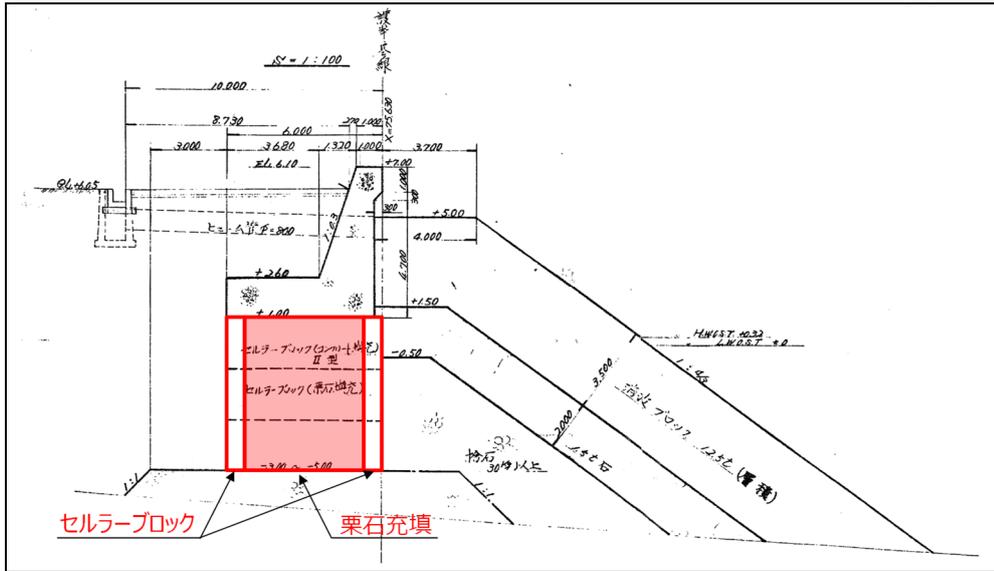


図 3.5.2-12 施設護岸断面図 (①-①断面)

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めの抜け出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式  
セルラーブロックの中詰めの抜け出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_{f_d} \geq \gamma_a (dP_H + eP_{w_d} + gP_{dw_d} + hP_{F_d}) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- $W$ : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- $P_B$ : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- $P_V$ : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- $M_{f_d}$ : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント (kN-m/m)
- $P_H$ : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- $P_{w_d}$ : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{dw_d}$ : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $P_F$ : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $a$ : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- $b$ : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $c$ : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $d$ : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $e$ : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $g$ : 重力加速度 ( $m/s^2$ )
- $h$ : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- $\gamma_a$ : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_{f_d} = \gamma_{M_f} M_{f_i} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値  $P_{B_d}$  は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値  $W_d$  は、鉄筋コンクリートの重量  $W_{RC}$ 、無筋コンクリートの重量  $W_{NC}$  を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント  $M_f$  の部分係数  $\gamma_{M_f}$  については、中詰め砂の重量  $W_{SAND}$  の部分係数  $\gamma_{W_{SAND}}$  と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値) / (作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めに除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めに置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦力  $F_1, F_2$  によって生じる抵抗モーメントの特性値  $M_f$  は次のようにして求め

る。図-2.2.14において、A点に対するモーメントは  $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$  となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$  であり、 $f$  の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。(  $P_1, P_2$  はそれぞれ中詰土圧である。) 壁面に作用する中詰土圧の考え方については、本編第2章1.4セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

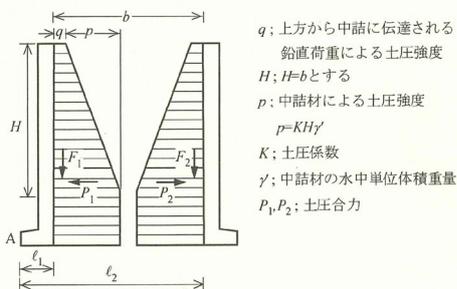
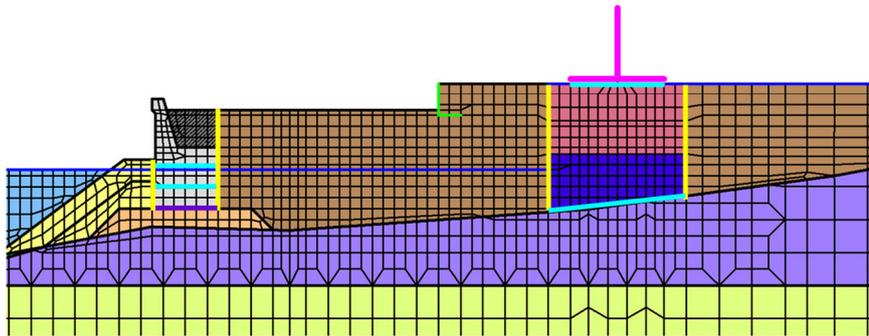


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰め石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 3.5.2-13 境界3の物性値の設定根拠 (港湾基準抜粋)

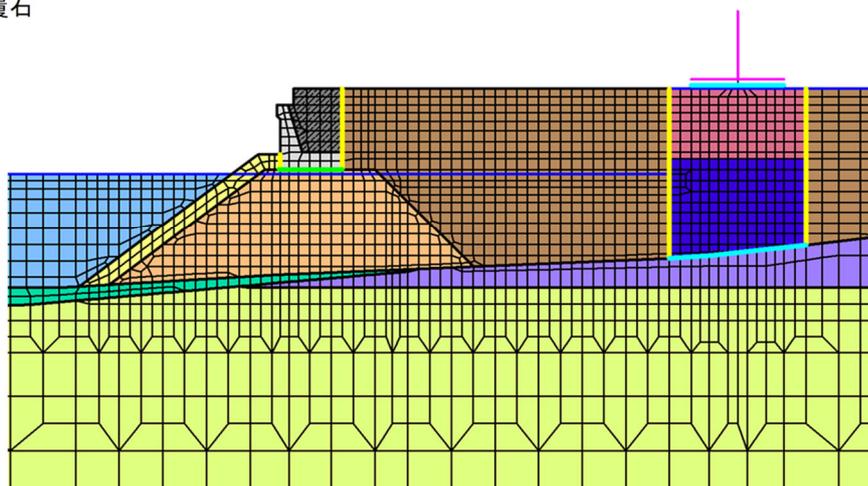
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界3)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.0
	境界 2	0	26.57
水平方向	境界 3	0	34.99

図 3.5.2-14(1) ①-①断面におけるジョイント要素の配置図

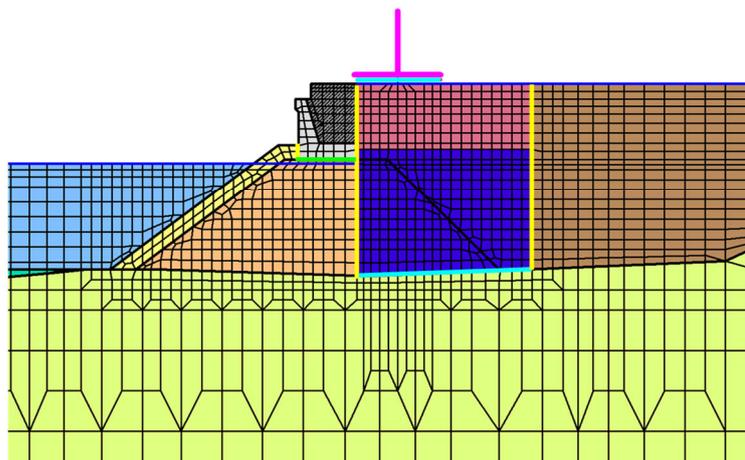
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.0
	境界 2	0	26.57
水平方向	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-14(2) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)
- : ジョイント要素 (境界4)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 2	0	26.57
	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-14(3) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.2-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.2-15 に示す。

表 3.5.2-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
境界 1, 2, 3, 4	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

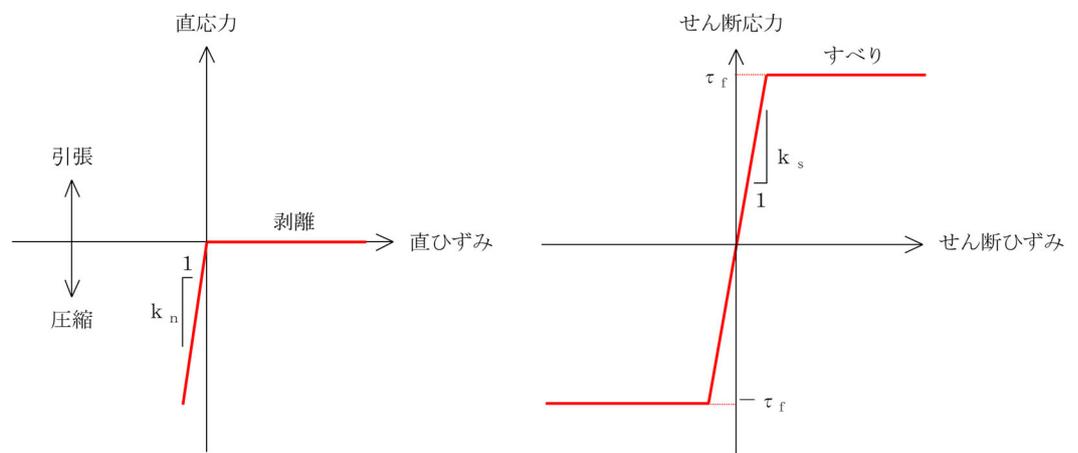


図 3.5.2-15 ジョイント要素の力学特性

f. 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。

- |            |                  |              |           |                |
|------------|------------------|--------------|-----------|----------------|
| 岩盤 (第③速度層) | 海底堆積物            | 基礎捨石         | 防波壁       | グラウンドアンカ(自由長部) |
| 岩盤 (第④速度層) | 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | 護岸           | L型擁壁      | グラウンドアンカ(拘束長部) |
| 岩盤 (第⑤速度層) | 改良地盤③ 深層 (薬液注入)  | 埋戻土 (施設護岸背面) | ジョイント要素   |                |
| 埋戻土        | 被覆石              | 海水           | 地下水面及び海水面 |                |

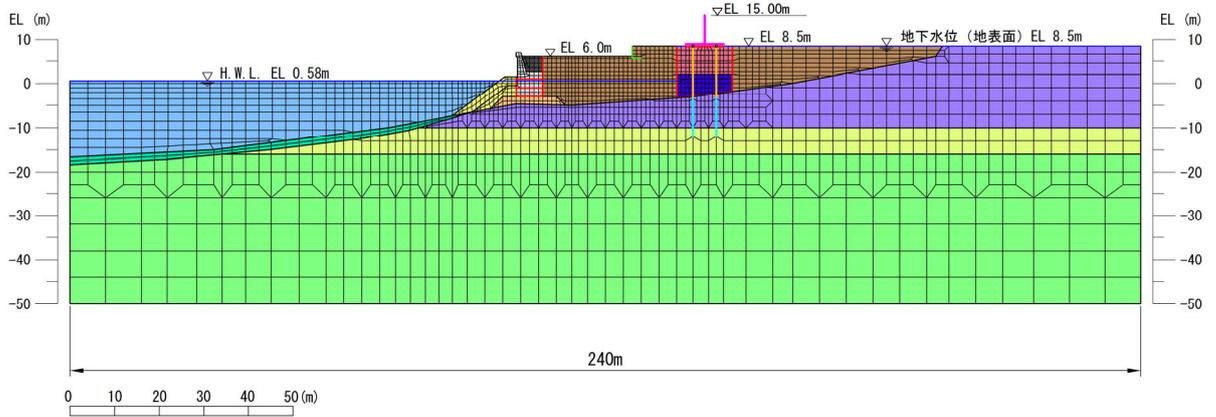


図 3.5.2-16 解析モデル (①-①断面)

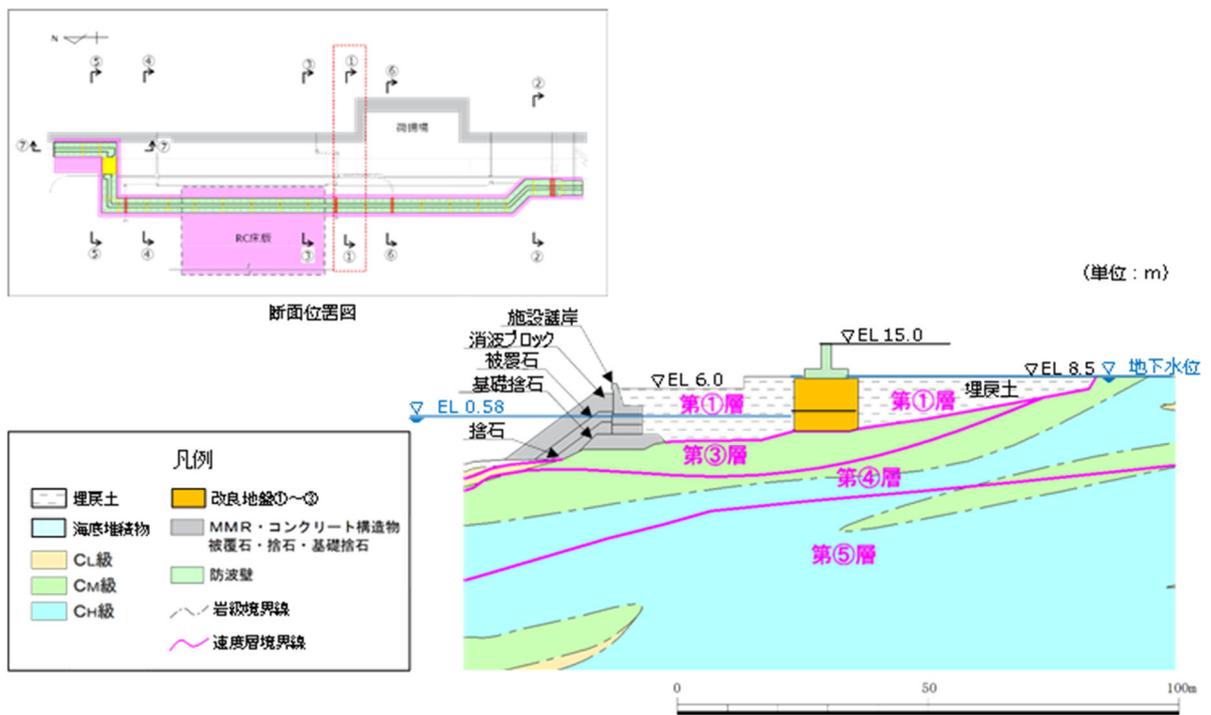


図 3.5.2-17 地質断面図 (①-①断面)

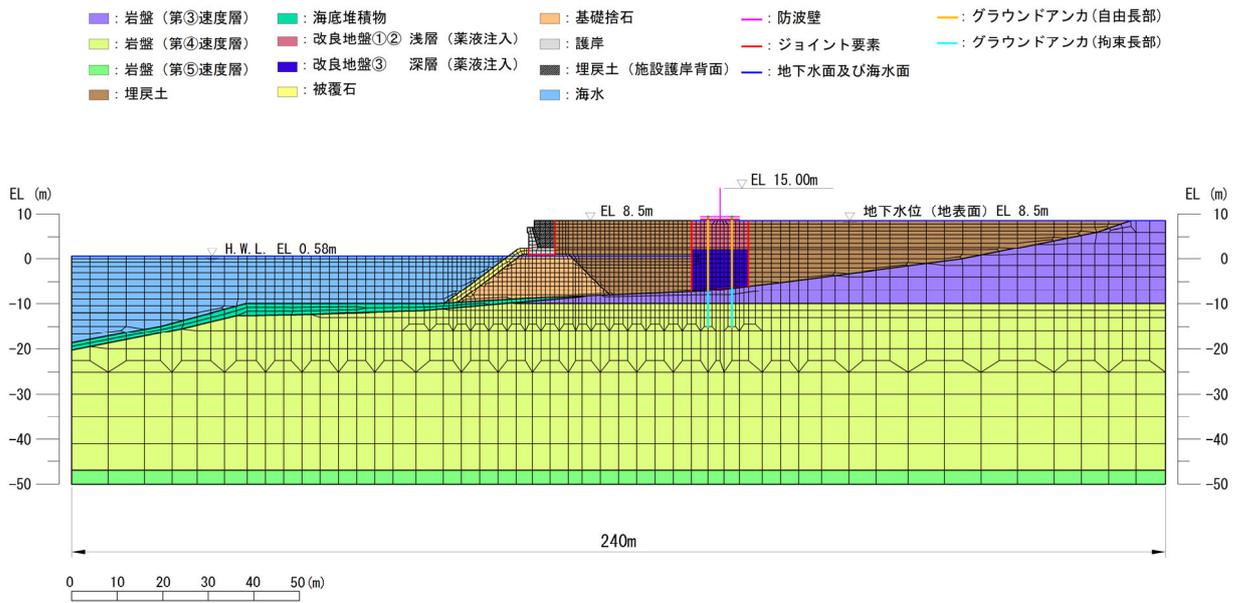


図 3.5.2-18 解析モデル (④-④断面)

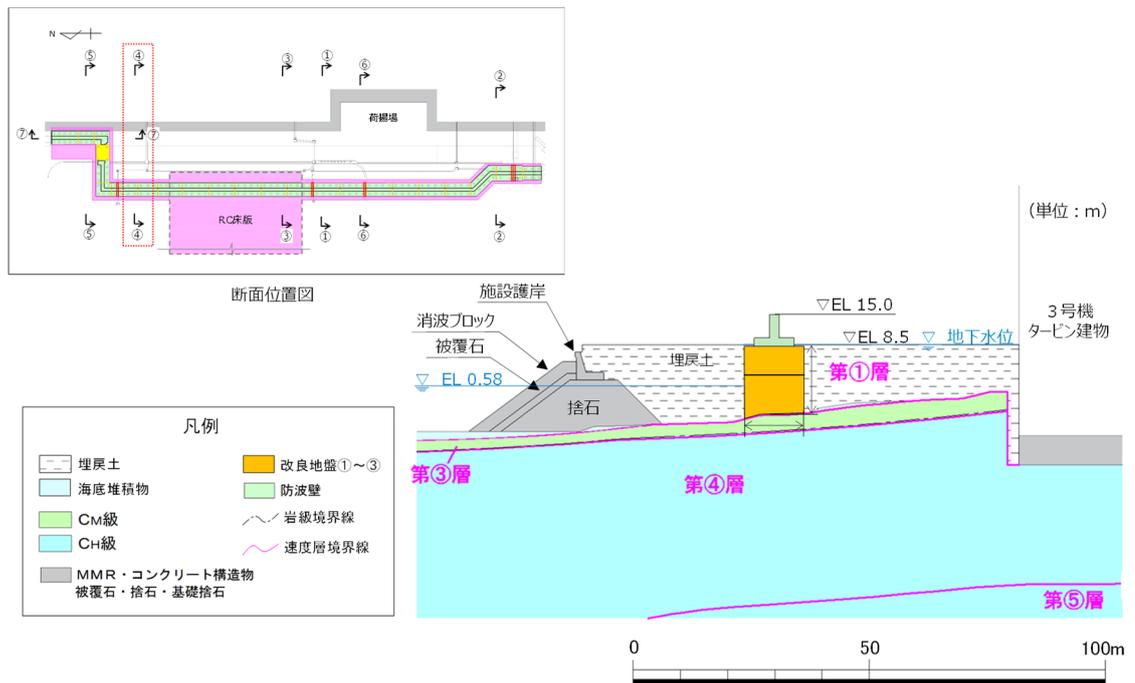


図 3.5.2-19 地質断面図 (④-④断面)

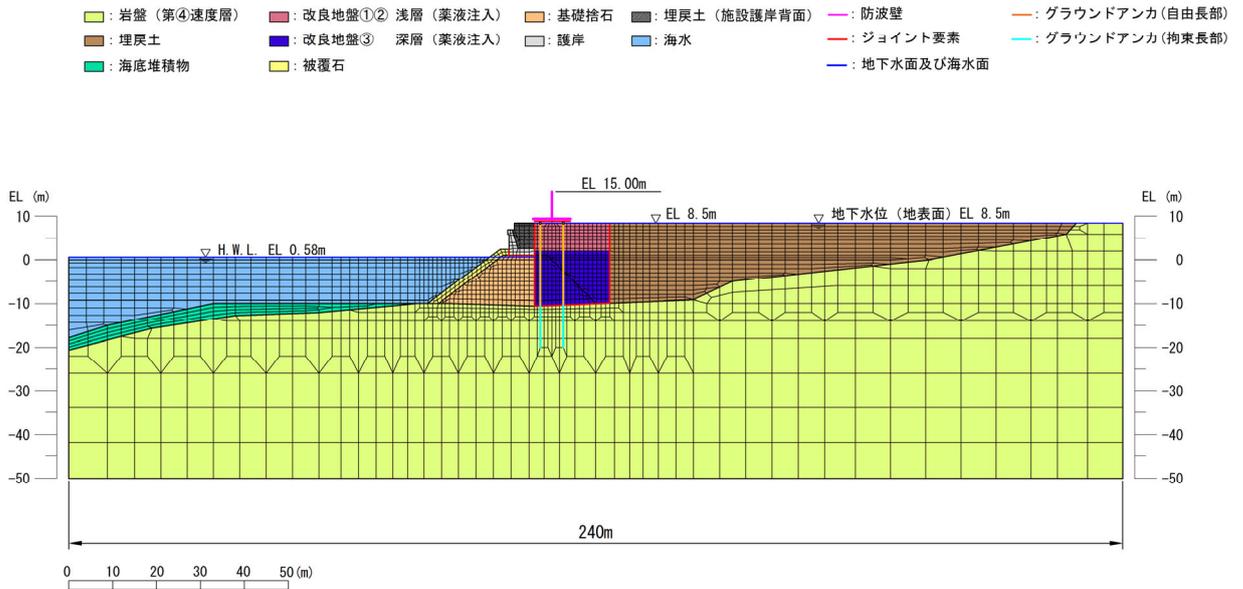


図 3.5.2-20 解析モデル (⑤-⑤断面)

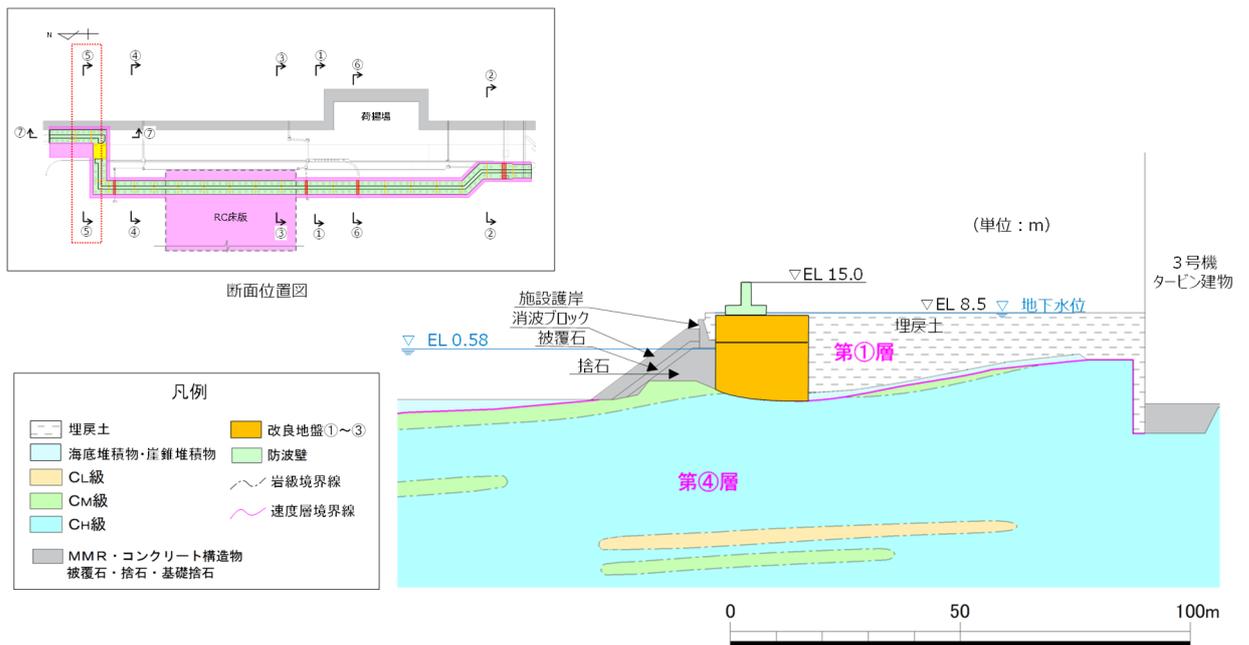


図 3.5.2-21 地質断面図 (⑤-⑤断面)

(2) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-4 に、材料の物性値を表 3.5.2-5 に、グラウンドアンカの解析用物性値を表 3.5.2-6 に示す。また、グラウンドアンカにおける非線形ばねモデルの概念図を図 3.5.2-22 に示す。

なお、岩盤上面深さが 17.9m と深く、逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 3.5.2-23 のとおり、岩盤上面深さが 18.5m とさらに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様は、⑤'-⑤'断面位置（エリア 7）に比べ、グラウンドアンカの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤-⑤断面位置（エリア 5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、設計アンカー力が小さいことにより津波時の発生アンカー力も小さくなり、「1.8.2 (2) a. (b) 評価候補断面の整理」に記載のとおり、グラウンドアンカの照査値は両断面で同等になると考えられる。

しかしながら、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、念のためアンカー仕様による影響を確認することとし、⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 3.5.2-4 使用材料

材料		諸元
逆 T 擁壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm <sup>2</sup>
グラウンドアンカ		アンカー長：17.5m～30.0m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN

表 3.5.2-5 材料の物性値（逆 T 擁壁）

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

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）

表 3.5.2-6 グラウンドアンカの解析用物性値

		引張剛性 $k$ (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計アンカー 力 (kN)	初期変位量 (mm)
①-①断面	陸側(アンカー1本)	20493	2400(アンカー1本) 4800(アンカー2本)	1440	70
	海側(アンカー2本)	40986		2880	
④-④断面	陸側(アンカー1本)	15567		1170	75
	海側(アンカー2本)	31134		2340	
⑤-⑤断面	陸側(アンカー1本)	14064		1650	117
	海側(アンカー2本)	28128		3300	

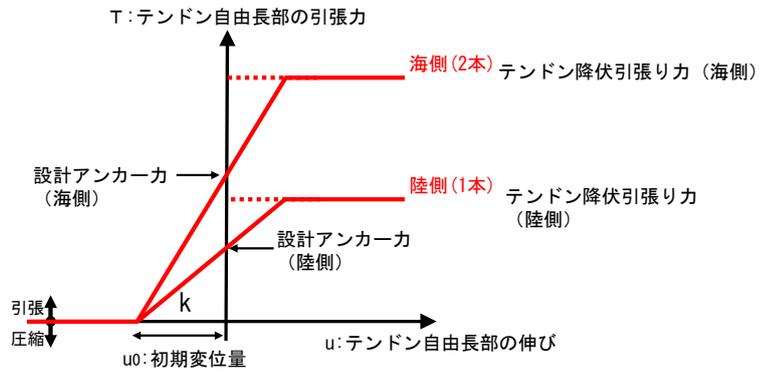
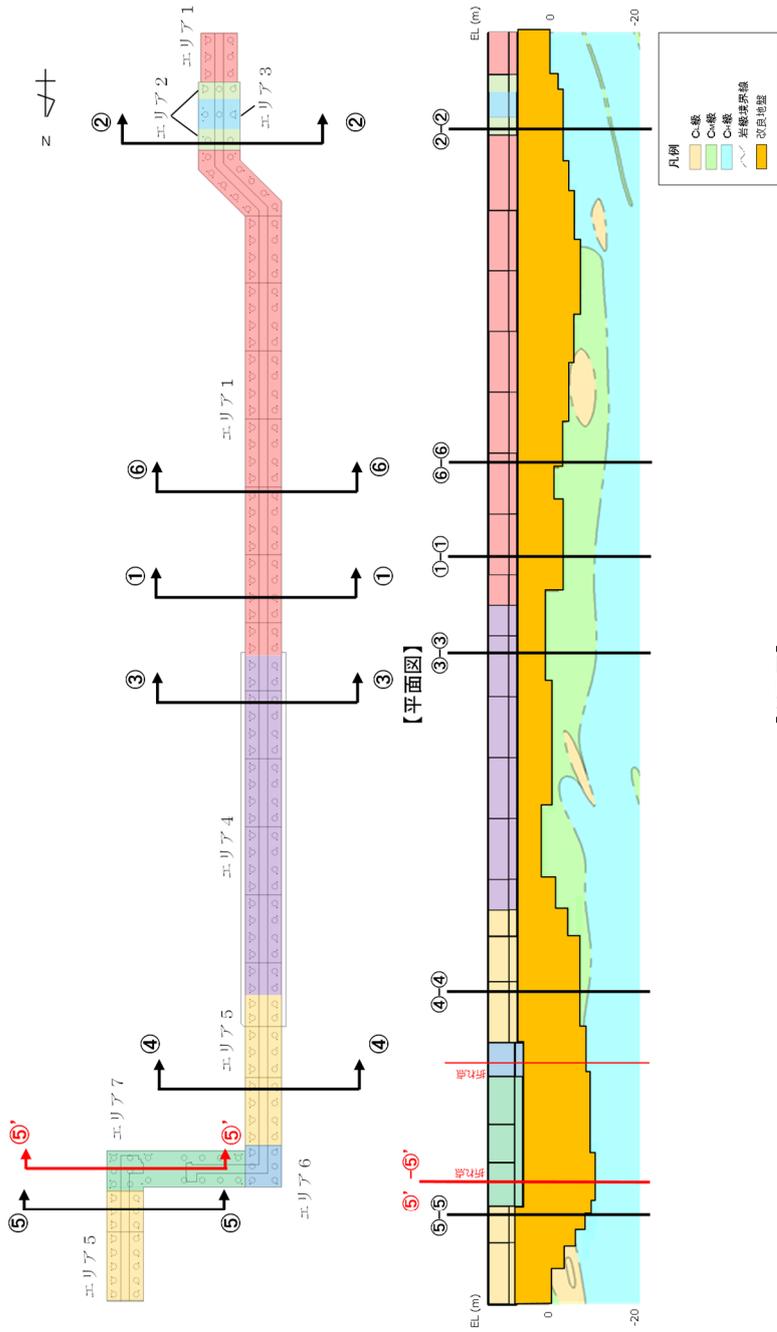


図 3.5.2-22 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

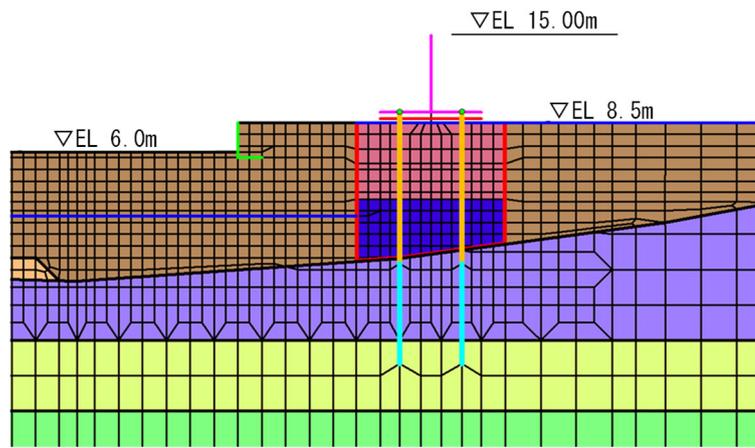


【断面図】

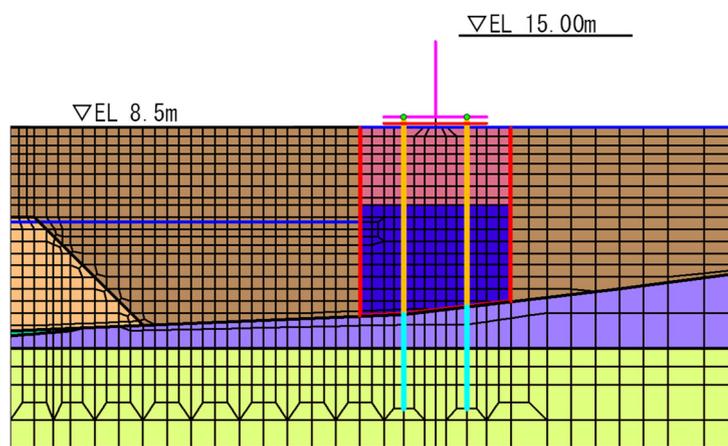
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー一体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記\*：テンドン自由長部はアンカー一体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

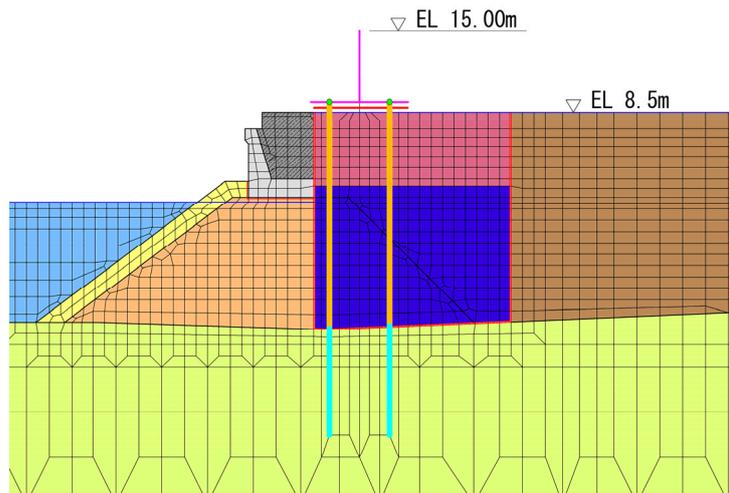
図 3.5.2-23 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図



【①-①断面】



【④-④断面】



【⑤-⑤断面】

図 3.5.2-24 各解析モデルにおけるグラウンドアンカ位置

(3) 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5.2-7～表 3.5.2-11 に示す。

表 3.5.2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析）（1/2）

		埋戻土
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】
	間隙率 $n$	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

注 2：動せん断弾性係数，内部摩擦角は代表的な数値を示す。

注 3：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用する。

表 3.5.2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析）（2/2）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	180000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.24
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	20
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。  
 動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	628	1140
	内部摩擦角 $\phi'$	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 3.5.2-10 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度*		引張強度* $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤①・②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

注記\*：残留強度及び引張強度の設定は「2.1.3（参考資料3）改良地盤①～③の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 3.5.2-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，3号機エリア）

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	$V_p$ (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度	$V_s$ (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	$\nu_d$	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	$h$	0.030	0.030	0.030	0.030
弾性係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	2601000	6118000	15690000	24860000

(4) 地下水位

設計用地地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地地下水位を表 3.5.2-12 に示す。

表 3.5.2-12 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
防波壁（逆 T 擁壁）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記\*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。



(2) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

なお、当該照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認するとともに、グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆 T 擁壁底面の傾斜を確認する。

滑動、転倒に対する耐力の確認は以下のとおり実施する。

a. 逆 T 擁壁の滑動の照査

逆 T 擁壁の滑動の照査においては、津波時における逆 T 擁壁の滑動に対する耐力（摩擦抵抗力）と逆 T 擁壁に発生する作用力（津波荷重等）の比が 1 以上であることを確認する。

滑動の照査にあたっては、逆 T 擁壁と改良地盤の境界部の摩擦係数は、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数  $\mu = 0.5$  を設定する。

安全率 = 耐力 / 作用力

耐力（摩擦抵抗）：（自重，積雪荷重）× 静止摩擦係数

作用力：津波荷重 + 風荷重

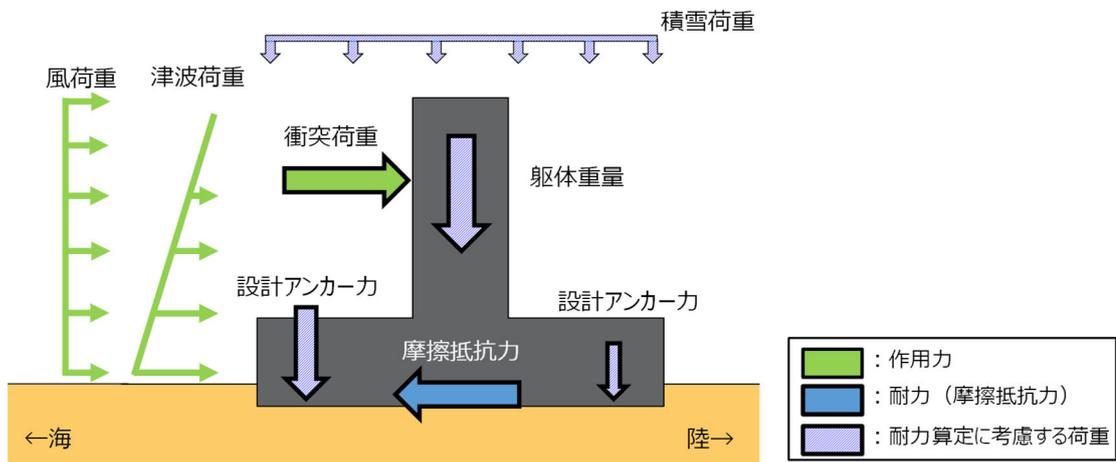


図 3.5.3-1 滑動の照査における荷重イメージ

b. 逆 T 擁壁の転倒の照査

逆 T 擁壁の転倒の照査においては、津波時における逆 T 擁壁の転倒に対する耐力（自重、積雪荷重によるモーメント）と逆 T 擁壁に発生する作用力（津波荷重及び風荷重によるモーメント）の比が 1 以上であることを確認する。

安全率=耐力／作用力

耐力：耐力算定に考慮する荷重（自重、積雪荷重）のモーメントの総和

作用力：作用力算定に考慮する荷重（津波荷重及び風荷重）のモーメントの総和

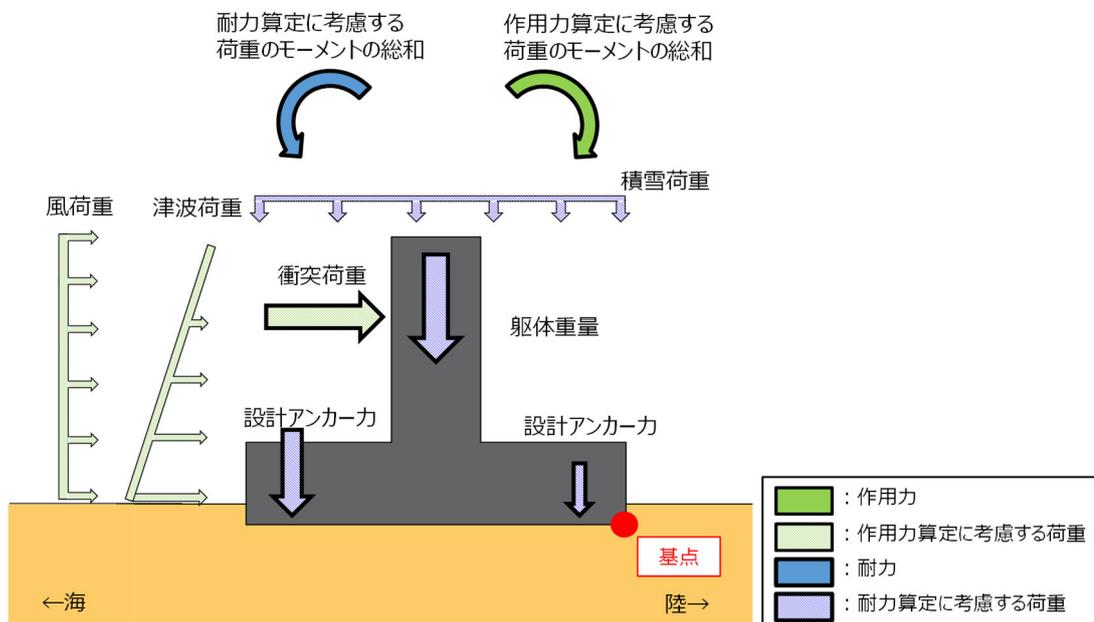


図 3.5.3-2 転倒の照査における荷重イメージ

(3) 改良地盤

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

(4) 止水目地

止水目地の津波時の評価について、津波時による変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 3.5.3-3 に示すとおり、逆 T 擁壁天端における津波時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、変位量を 2 倍したものを考慮する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直行方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。

止水目地の変形量の算定方法を表 3.5.3-1 に示す。

$$x \text{ 方向（法線直交方向）の変位} \quad \delta x : \delta x = |\delta x1| \times 2$$

$$z \text{ 方向（深度方向）の変位} \quad \delta z : \delta z = |\delta z1| \times 2$$

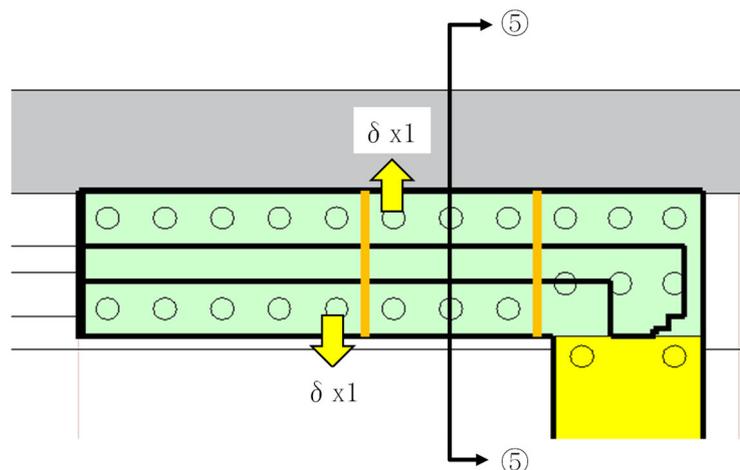
ここで、

$\delta x1$  : 逆 T 擁壁天端における x 方向の変位

$\delta z1$  : 逆 T 擁壁天端における z 方向の変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、止水目地の津波時による変位とする。

$$\text{最大変位} \quad \delta : \delta = \sqrt{(\delta x^2 + \delta z^2)}$$



$\delta z1$  : 評価対象断面の逆 T 擁壁天端における津波時の深度方向変位

図 3.5.3-3 津波時の変位の概念図

表 3.5.3-1 止水目地の変形量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	$\delta y$
①-①断面	①-①断面の逆 T 擁壁天端の変位 ( $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ) の 2 倍	— (法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。)
④-④断面	④-④断面の逆 T 擁壁天端の変位 ( $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ) の 2 倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の逆 T 擁壁天端の変位 ( $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ) の 2 倍	

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、底版直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる接地圧の最大値が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1～表4-3に示す。

表4-1 強度評価に用いる条件（①-①断面）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（防波壁）	10368	kN
G <sub>a</sub>	グラウンドアンカの初期緊張力	1440	kN
P	積載荷重	225	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重(EL 8.5m)	62.115	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	205	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

表4-2 強度評価に用いる条件（④-④断面）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（防波壁）	10368	kN
G <sub>a</sub>	グラウンドアンカの初期緊張力	1170	kN
P	積載荷重	225	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重(EL 8.5m)	62.115	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	205	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

表 4-3 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	6331	kN
G <sub>a</sub>	グラウンドアンカの初期緊張力	1650	kN
P	積載荷重	215.385	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	215	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

## 5. 強度評価結果

### 5.1 逆 T 擁壁

#### 5.1.1 逆 T 擁壁の曲げ軸力照査及びせん断照査

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 5.1.1-1～表 5.1.1-9 に示す。また、断面力図を図 5.1.1-1～図 5.1.1-3 に示す。この結果から逆 T 擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.1-1 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (①-①断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1265	373	2.9	13.5	0.215

表 5.1.1-2 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (④-④断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1266	371	3.0	13.5	0.223

表 5.1.1-3 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1318	365	3.1	13.5	0.230

表 5.1.1-4 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (①-①断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1265	373	107.2	294	0.365

表 5.1.1-5 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (④-④断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1266	371	107.5	294	0.366

表 5.1.1-6 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1318	365	113.7	294	0.387

表 5.1.1-7 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (①-①断面)

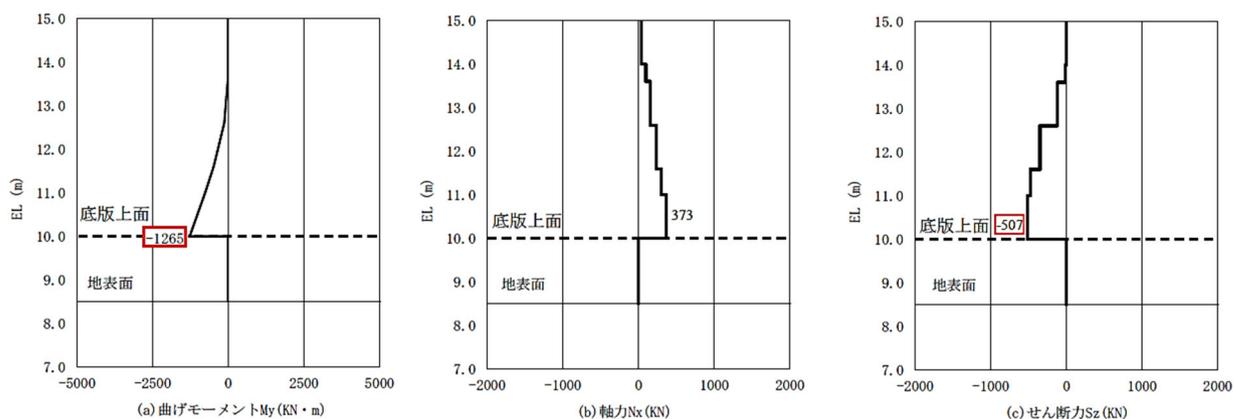
解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
	せん断力 (kN)			
①	-507	0.30	0.67	0.448

表 5.1.1-8 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (④-④断面)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
	せん断力 (kN)			
①	-507	0.30	0.67	0.448

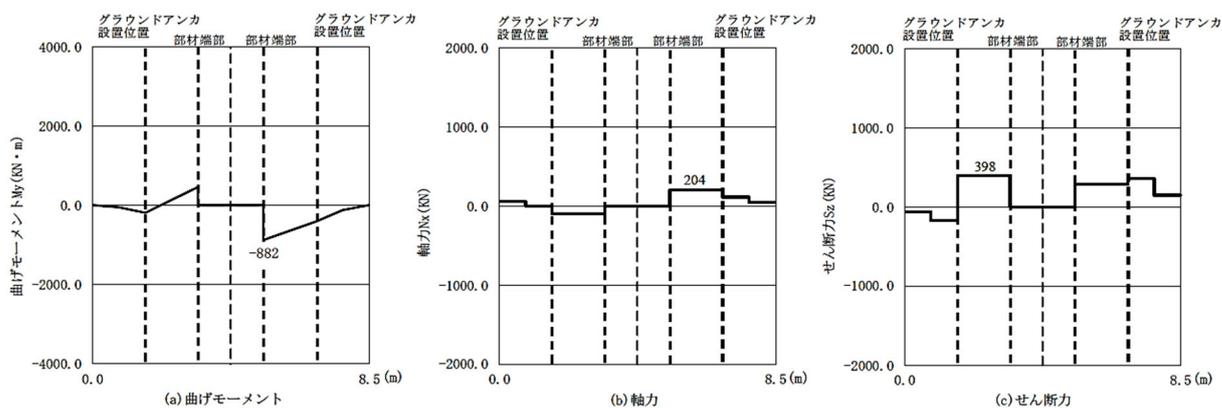
表 5.1.1-9 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
	せん断力 (kN)			
①	528	0.35	0.67	0.523



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

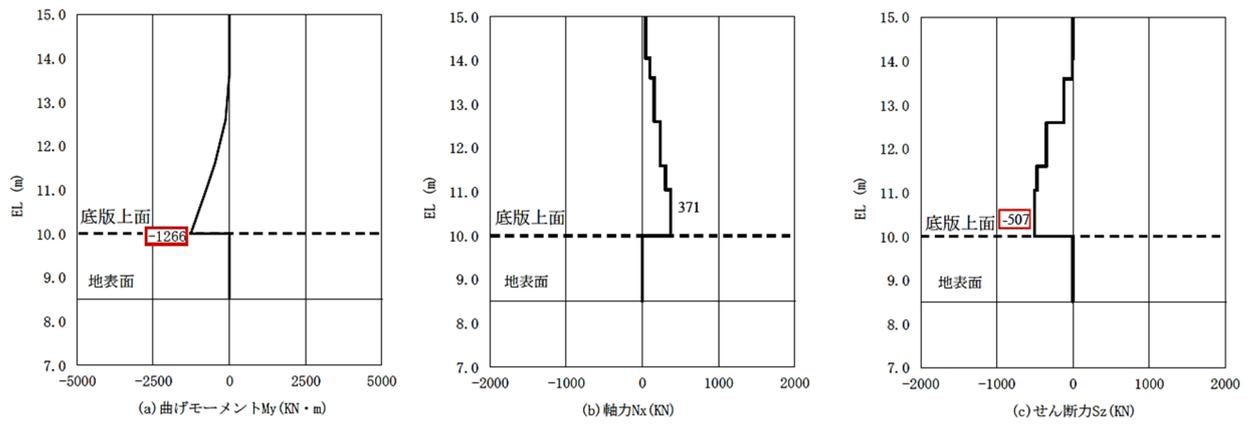
注：逆 T 擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 5.1.1-1 逆 T 擁壁における照査断面力図

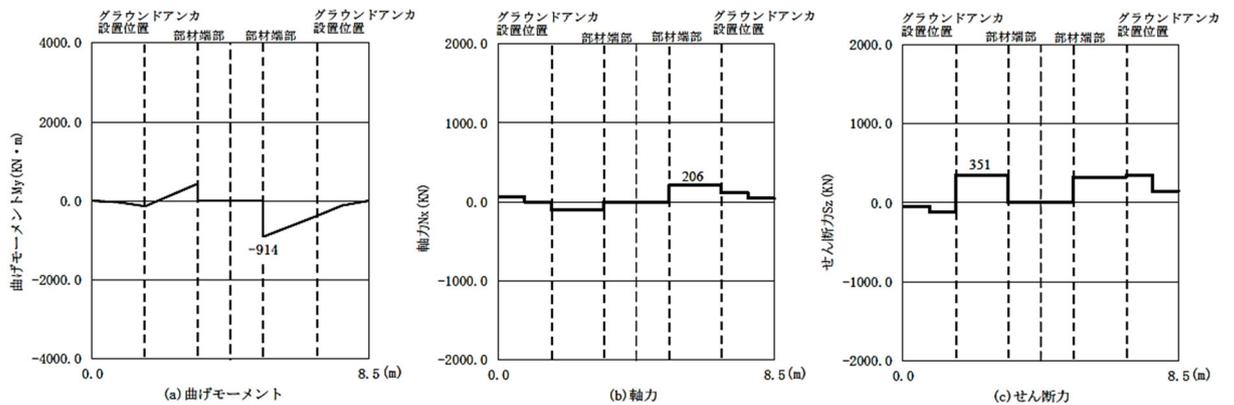
(①-①断面)

解析ケース①：基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

( 壁 )



(- : 引張, + : 圧縮)

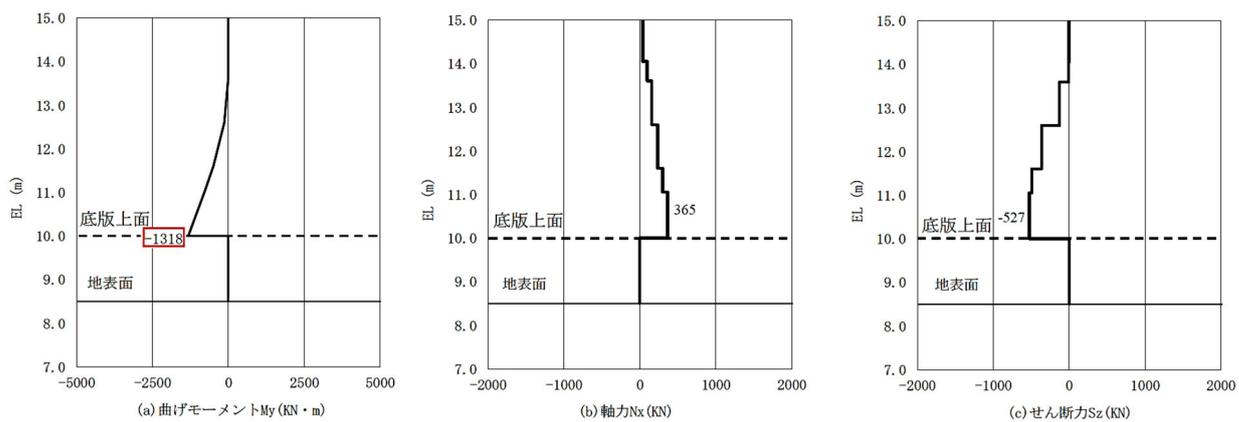
注：逆 T 擁壁(底板)西端をゼロとする。

( 版 )

図 5.1.1-2 逆 T 擁壁における照査断面力図

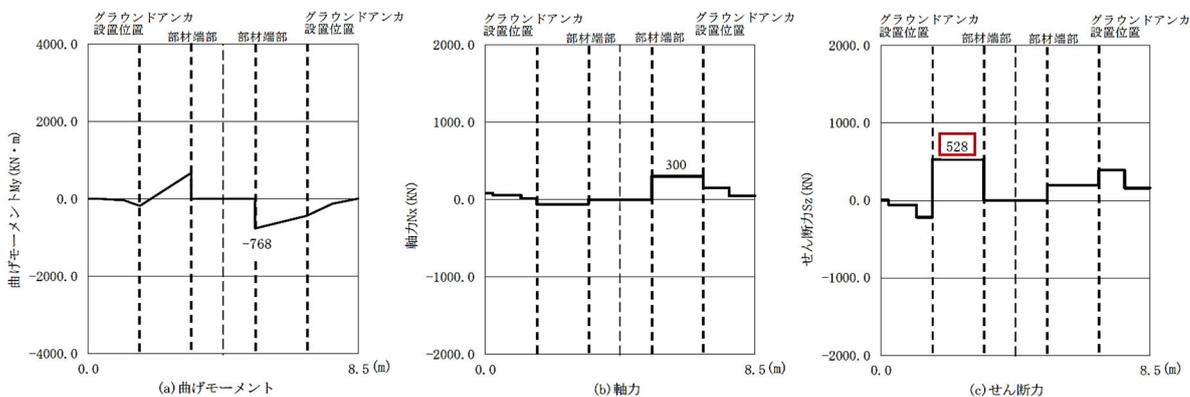
( ④ - ④ 断面 )

解析ケース①：基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

( 壁 )



(- : 引張, + : 圧縮)

注：逆 T 擁壁(底版)西端をゼロとする。

( 底版 )

図 5.1.1-3 逆 T 擁壁における照査断面力図

( ⑤ - ⑤ 断面 )

解析ケース①：基本ケース

### 5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査

逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表5.1.2-1～表5.1.2-3に示す。この結果から逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.2-1 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（①-①断面）

解析 ケース	支圧 応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
①	10.2	18.0	0.567

表 5.1.2-2 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（④-④断面）

解析 ケース	支圧 応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
①	8.3	18.0	0.462

表 5.1.2-3 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（⑤-⑤断面）

解析 ケース	支圧 応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
①	11.7	18.0	0.650

## 5.2 グラウンドアンカ

### (1) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に示す。この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2-1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(①-①断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T <sub>ab</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>ab</sub>
①	1454	1764	0.825

表 5.2-2 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T <sub>ab</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>ab</sub>
①	1181	1453	0.813

表 5.2-3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T <sub>ab</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>ab</sub>
①	1670	2076	0.805

(2) 逆 T 擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。

逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する照査は逆 T 擁壁に作用する鉛直力、水平力により、それぞれの照査項目に対する耐力、作用力を算定し、安全率により照査を行う。逆 T 擁壁に作用する鉛直力を表 5.2-4 及び表 5.2-5 に、水平力を表 5.2-6～表 5.2-8 に、逆 T 擁壁に作用する荷重イメージを図 5.2-1 に示す。

表 5.2-4 逆 T 擁壁の躯体重量(1m 当たり) (①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)

		幅 (m)		高さ (m)		単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> )		重量 (kN/m)
逆 T 擁壁	縦壁	2.0	×	5.0	×	24.0	=	240.0
	底版	8.5	×	2.0	×	24.0	=	408.0
積雪荷重		8.5	×			0.7	=	6.0
漂流物対策工荷重								250.0
合計								904.0

表 5.2-5(1) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (①-①断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2880 (1440×2)	÷	4.0	=	720.0
陸側	1440	÷	4.0	=	360.0

表 5.2-5(2) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (④-④断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	4.0	=	585.0
陸側	1170	÷	4.0	=	292.5

表 5.2-5(3) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	3300 (1650×2)	÷	3.25	=	1015.4
陸側	1650	÷	3.25	=	507.7

表 5.2-6(1) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (①-①断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-6(2) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (④-④断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-6(3) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-7(1) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (①-①断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2-7(2) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (④-④断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2-7(3) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (⑤-⑤断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	215.0	=	430.0

表 5.2-8(1) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (①-①断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m <sup>2</sup> )				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(	0	+	46.965 )			
縦壁	4.65	×	(	0	+	46.965 )	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(	46.965	+	62.115 )	÷2	=	81.8

表 5.2-8(2) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (④-④断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m <sup>2</sup> )				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(	0	+	46.965 )			
縦壁	4.65	×	(	0	+	46.965 )	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(	46.965	+	62.115 )	÷2	=	81.8

表 5.2-8(3) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m <sup>2</sup> )				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(	0	+	46.965 )			
縦壁	4.65	×	(	0	+	46.965 )	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(	46.965	+	62.115 )	÷2	=	81.8

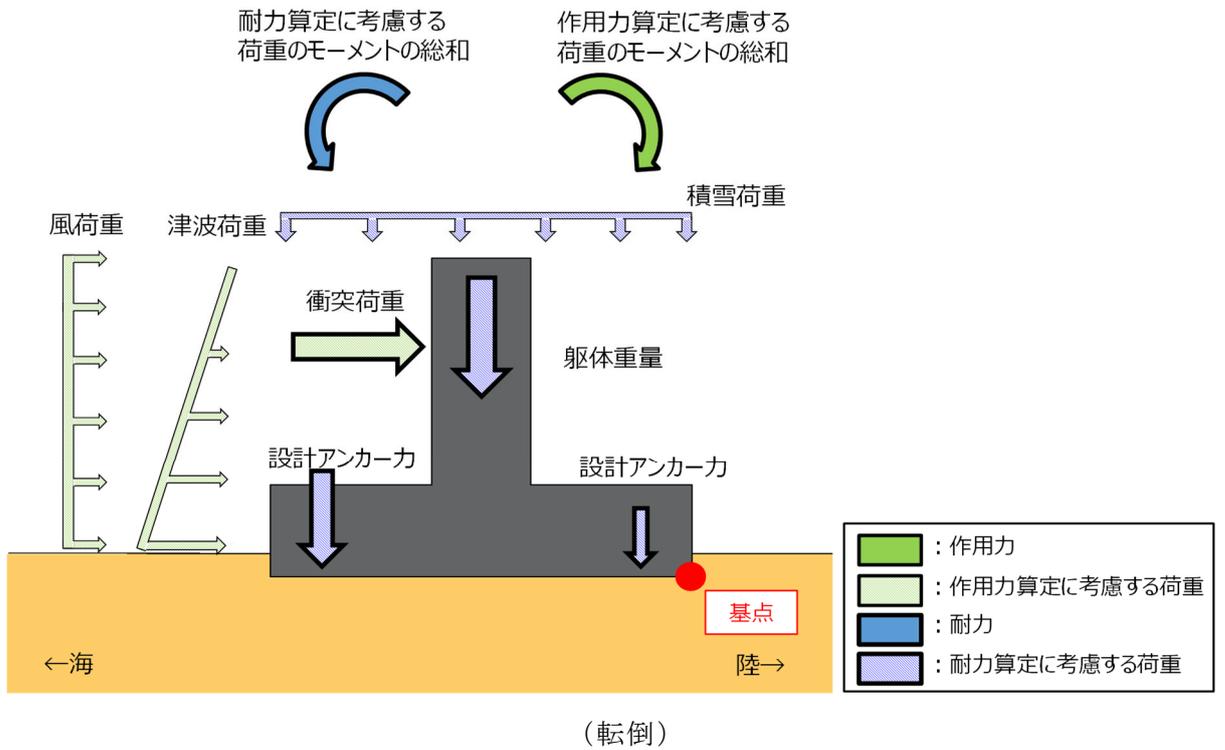
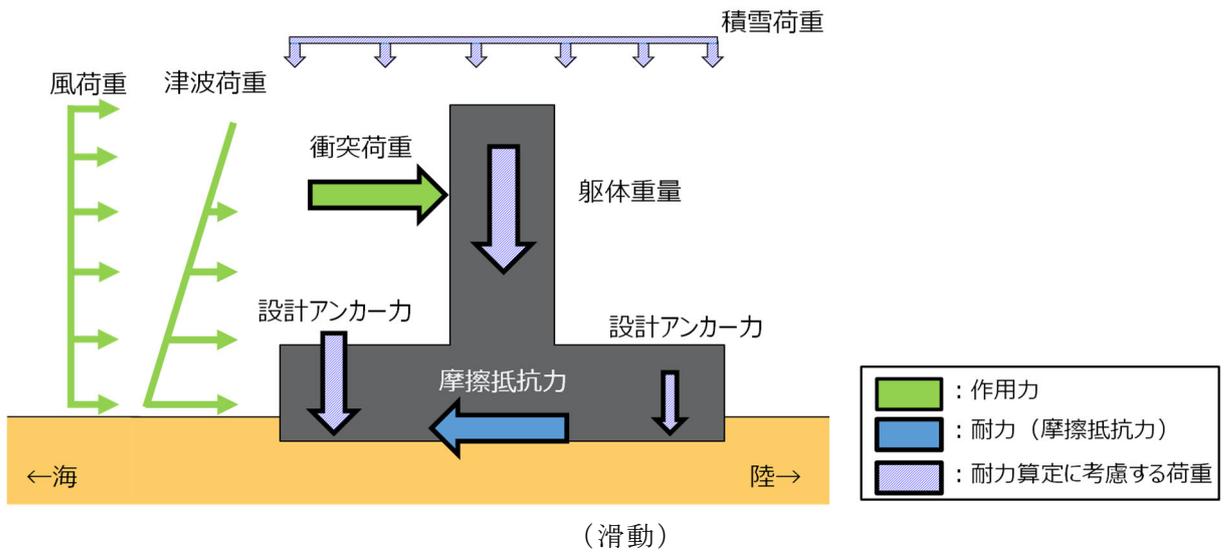


図 5.2-1 逆 T 擁壁に作用する荷重イメージ

a. 滑動に対する照査

滑動に対する照査では、水平力の合計を滑動に対する作用力とし、鉛直力の合計に、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 0.5 を乗じたものを、滑動に対する耐力とする。

表 5.2-9 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2-9(1) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(①-①断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.613

表 5.2-9(2) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(④-④断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1781.5(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.448

表 5.2-9(3) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	2427.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率	1.911

b. 転倒に対する照査

転倒に対する照査では、表 5.2-10 に示す各鉛直力によるモーメントの合計を転倒に対する耐力とし、表 5.2-11 に示す各水平力によるモーメントの合計を転倒に対する作用力とする。

表 5.2-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2-10(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(①-①断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 5.2-10(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(④-④断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	585.0	×	7.375	=	4314.4
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	292.5	×	1.125	=	329.1
合計					8485.2

表 5.2-10(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	1015.4	×	7.375	=	7488.5
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	507.7	×	1.125	=	571.2
合計					11901.4

表 5.2-11(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(①-①断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2-11(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(④-④断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2-11(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 5.2-12(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(①-①断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.941

表 5.2-12(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(④-④断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	8485.2
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.499

表 5.2-12(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	11901.4
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率	4.729

(3) 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜

グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆 T 擁壁の底版の傾斜を算出した結果を表 5.2-13 に示す。

表 5.2-13 逆 T 擁壁の底版の傾斜

解析 ケース	底版傾斜		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
①	1/4401	1/3923	1/3727

### 5.3 改良地盤

#### (1) 評価結果

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5.3-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.3-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	最小すべり安全率		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
①	8.20	8.54	10.33

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、①－①断面、④－④断面、⑤－⑤断面について、破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

①－①断面、④－④断面及び⑤－⑤断面について、改良地盤の局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 5.3-1 及び図 5.3-2 に示す。検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過しており、破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

①－①断面及び④－④断面ではせん断強度及び引張強度に達する要素がないこと、及び⑤－⑤断面ではせん断強度に達する要素はなく、引張強度に達する要素は局所的であり、最小すべり安全率が 10.33 と余裕を有していることから、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

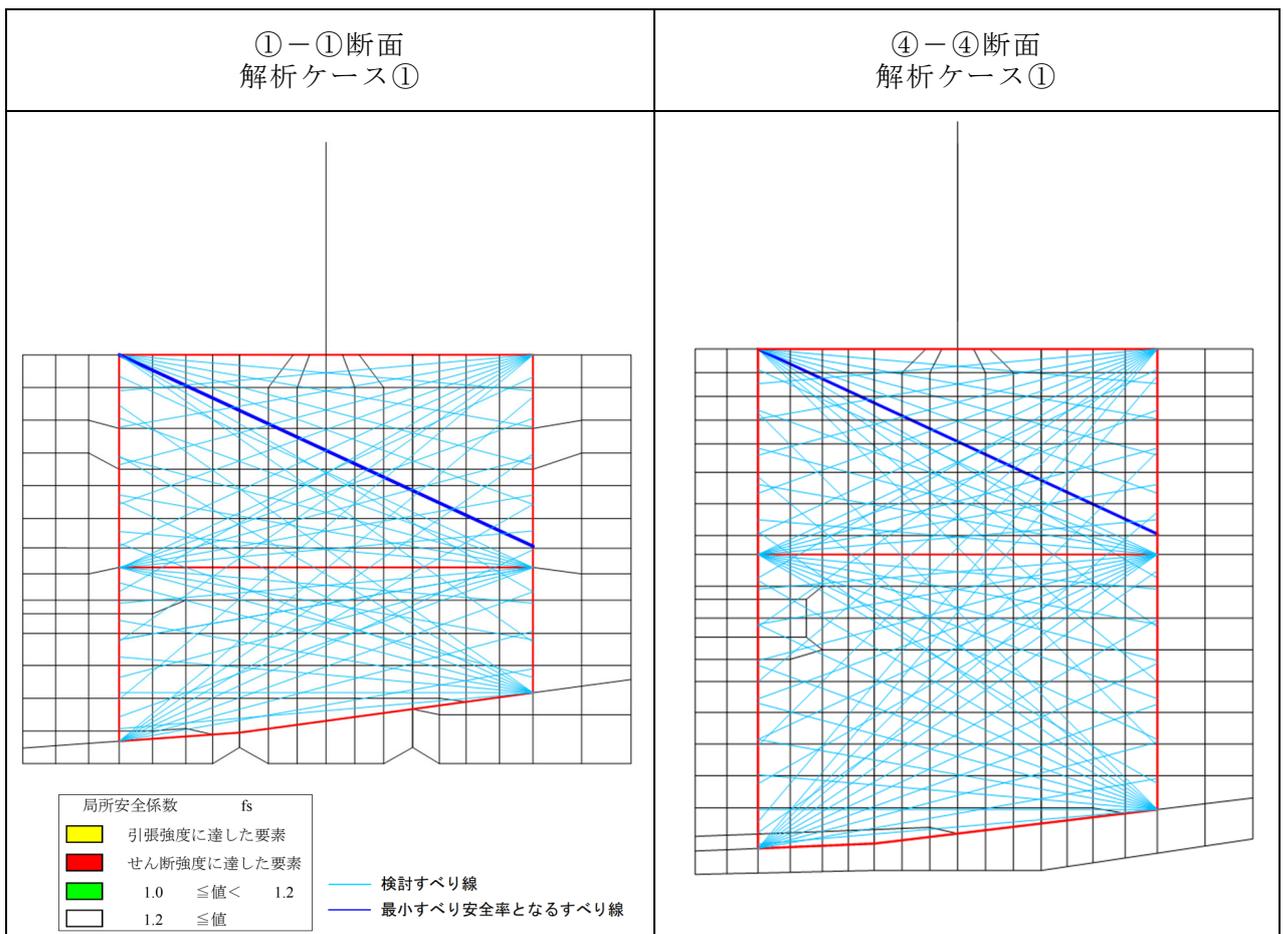


図 5.3-1 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ  
(①－①断面, ④－④断面)

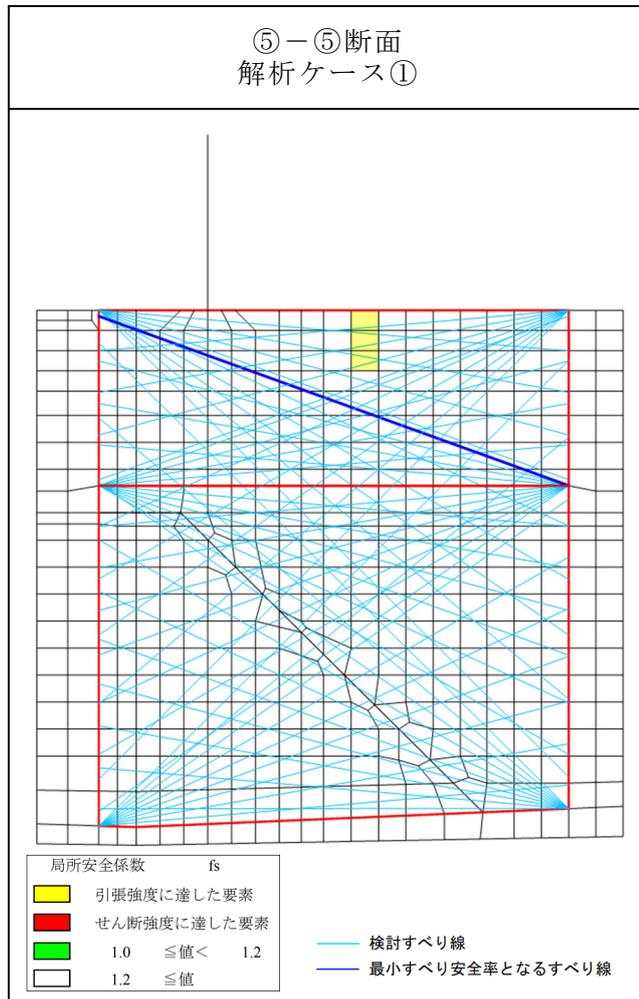


図 5.3-2 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ  
(⑤－⑤断面)

(3) 内的安定評価のまとめ

(1)及び(2)より，改良地盤のすべり安全率が許容限界である 1.2 以上であること，及び改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

#### 5.4 止水目地

津波時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 5.4-1～表 5.4-4 に示す。

津波時の止水目地の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5.4-1 津波時の止水目地の変位量

解析 ケース	対象断面	防波壁天端変位量	
		横断方向 $\delta x$ (cm)	鉛直方向 $\delta z$ (cm)
①	①-①断面	0.502	0.004
	④-④断面	0.576	0.001
	⑤-⑤断面	0.654	0.074

表 5.4-2 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (①-①断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	5.02	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	0.04	—
合成方向 (2方向合成)	10.05	ゴムジョイント : 449

表 5.4-3 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (④-④断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	5.76	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	0.01	—
合成方向 (2方向合成)	11.53	ゴムジョイント : 449

表 5.4-4 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (⑤-⑤断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	6.54	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	0.74	—
合成方向 (2方向合成)	13.17	シートジョイント : 1960

## 5.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.5-1～表 5.5-6 に、支持地盤の接地圧分布図を図 5.5-1～図 5.5-3 に示す。この結果から、防波壁（逆 T 擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.5-1 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-2 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.5	9.8	0.052

表 5.5-3 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-4 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.5	9.8	0.052

表 5.5-5 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-6 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
①	0.4	3.9	0.103

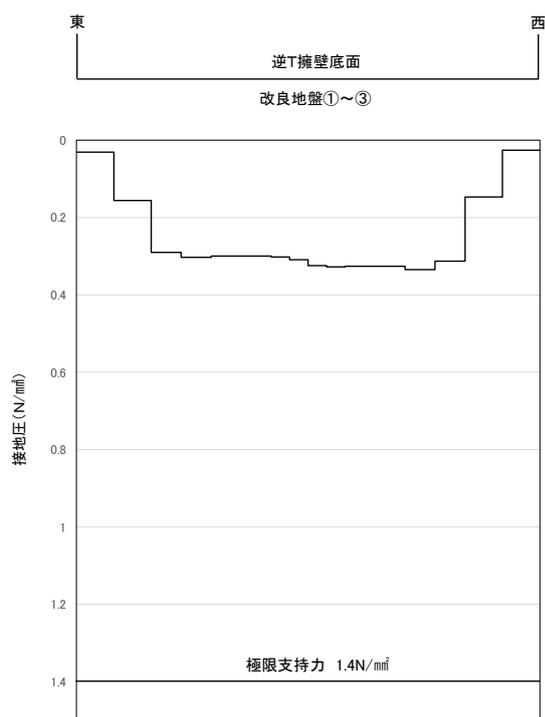


図 5.5-1(1) 支持地盤の接地圧分布図 (①-①断面, 逆 T 擁壁)  
解析ケース①: 基本ケース

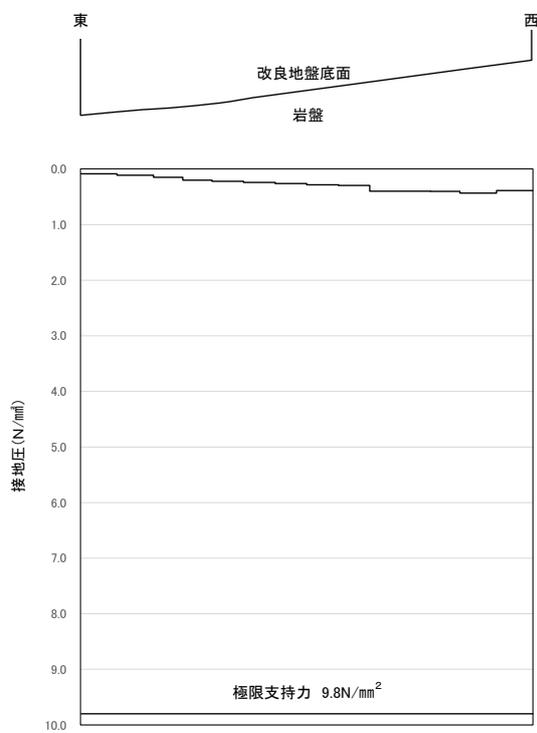


図 5.5-1(2) 支持地盤の接地圧分布図 (①-①断面, 改良地盤)  
解析ケース①: 基本ケース

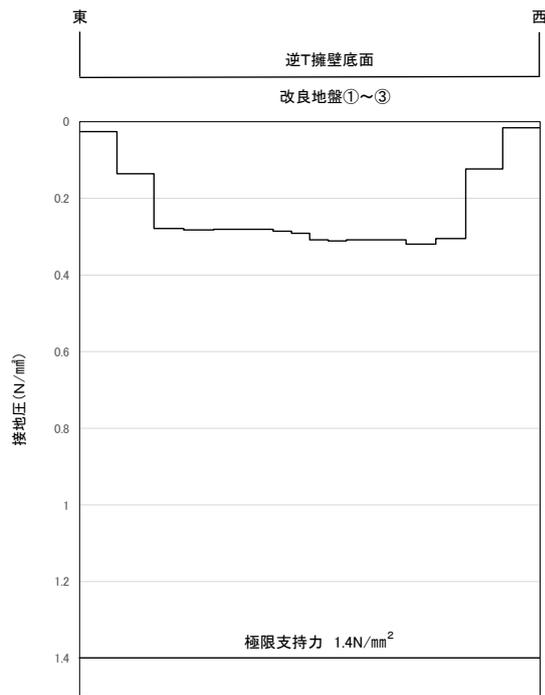


図 5.5-2(1) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 逆 T 擁壁)  
解析ケース①: 基本ケース

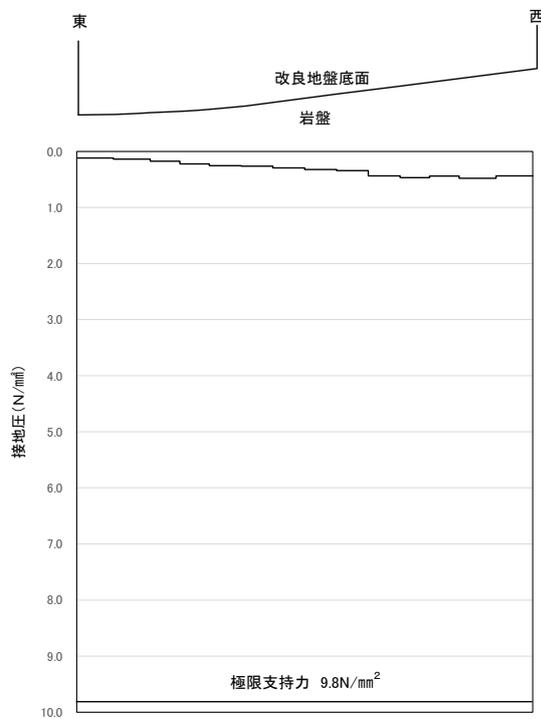


図 5.5-2(2) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 改良地盤)  
解析ケース①: 基本ケース

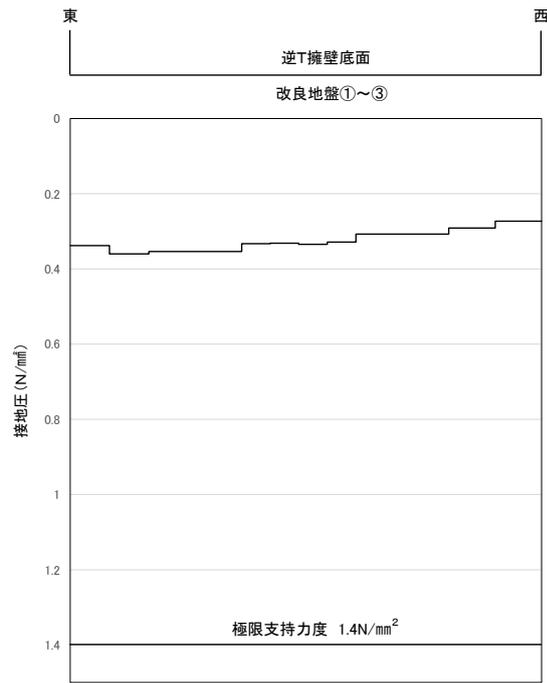


図 5.5-3(1) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 逆 T 擁壁)  
解析ケース①: 基本ケース

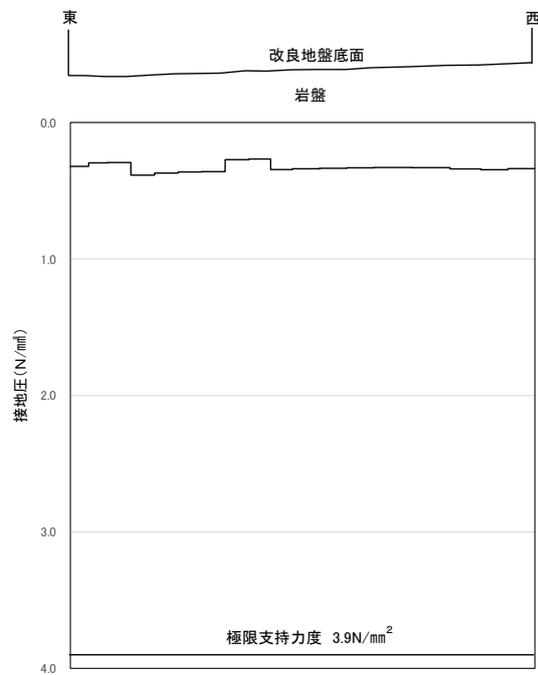


図 5.5-3(2) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 改良地盤)  
解析ケース①: 基本ケース

## 5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討

### (1) 概要

防波壁（逆T擁壁）の前面には，図5.6-1のとおり全線に渡って施設護岸が設置されており，施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石を設置している。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割を表5.6-1に示す。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は，その形状を適切にモデル化し防波壁（逆T擁壁）の評価を実施する方針としているが，施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は耐震性が低いことから，施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の解析ケースを実施する。

防波壁（逆T擁壁）の前面に耐震性の低い施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石が設置される断面においては，不確かさケースとして施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合を想定し，これらが無い場合の検討を実施する。

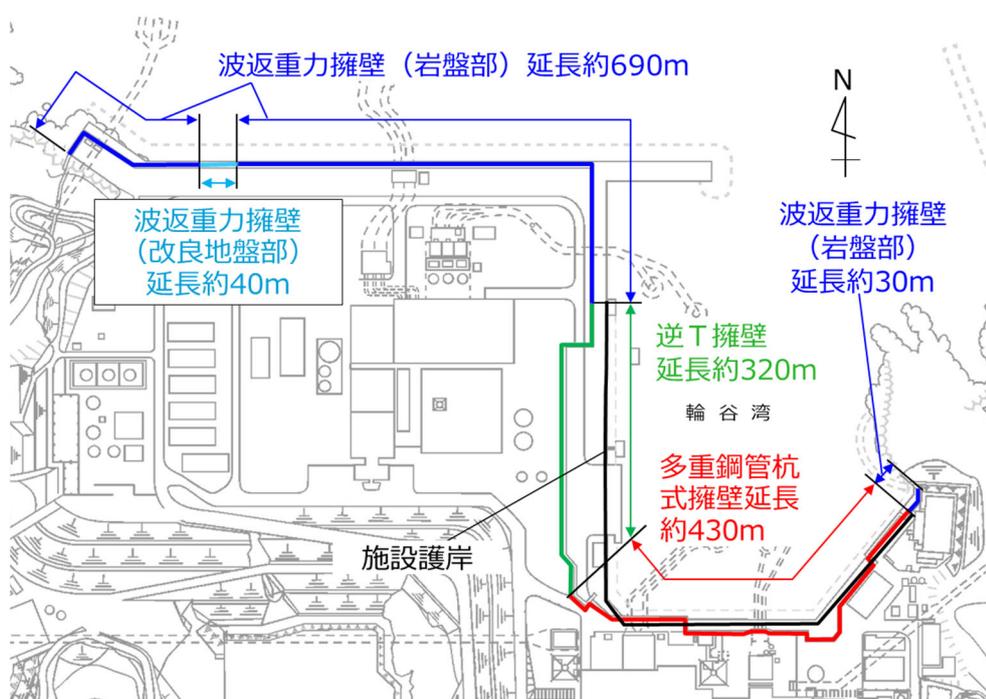


図 5.6-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

表 5.6-1 施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割

部位	役割
施設護岸	役割に期待しない (解析モデルに取り込み, 防波壁への波及的影響を考慮する)
基礎捨石及び被覆石	役割に期待しない (解析モデルに取り込み, 防波壁への波及的影響を考慮する)

(2) 評価方針

評価対象断面については、岩盤上面の深さが最も深く、津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤-⑤断面とする。

⑤-⑤断面の施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合の解析モデルを図 5.6-2 に示す。

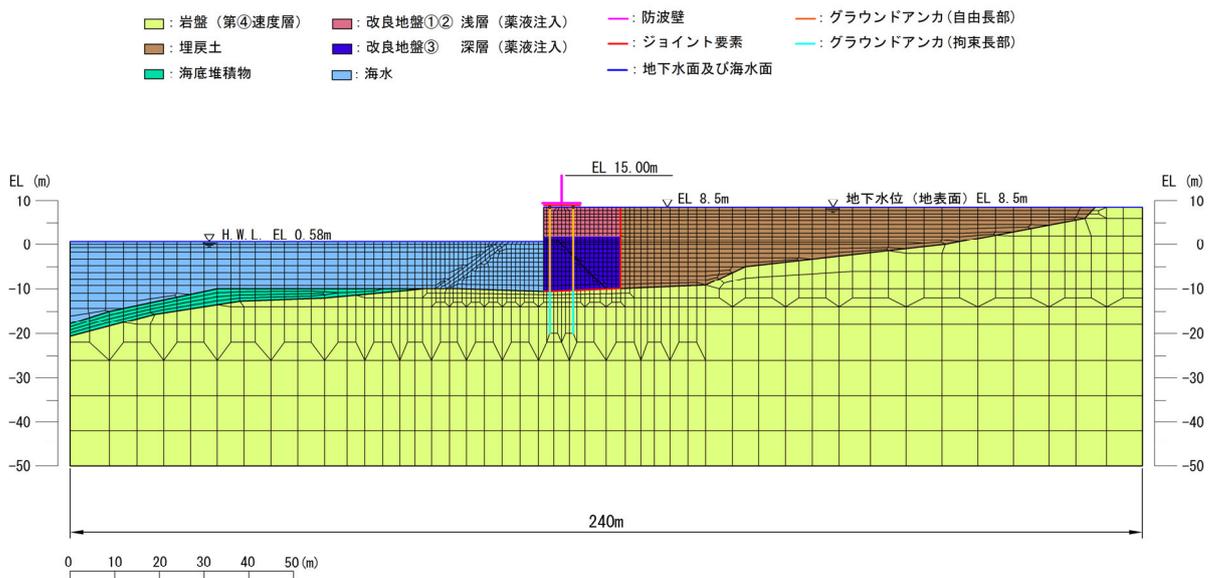


図 5.6-2 ⑤-⑤断面における施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合の解析モデル

また、不確かさの検討を行う解析ケースについては、表 5.6-2 に示す解析ケースに対して施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合を考慮する。

表 5.6-2 解析ケース

解析ケース	施設護岸並びに 基礎捨石及び被覆石	地盤の物性値
ケース① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	有	平均値
ケース②	無	平均値

(3) 荷重

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合に津波荷重が改良地盤に作用するため，施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさケースの強度評価に用いる荷重のうち，遡上津波荷重を以下のとおり設定する。

・遡上津波荷重（ $P_t$ ）

遡上津波荷重については，防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし，その標高と防波壁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。

敷地高以深については，谷本式により，各施設の設置位置における設置高さを考慮し，津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し，静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし，静水面における波圧強度は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

荷重作用図を図 5.6-3 に，遡上津波荷重を表 5.6-3 に示す。

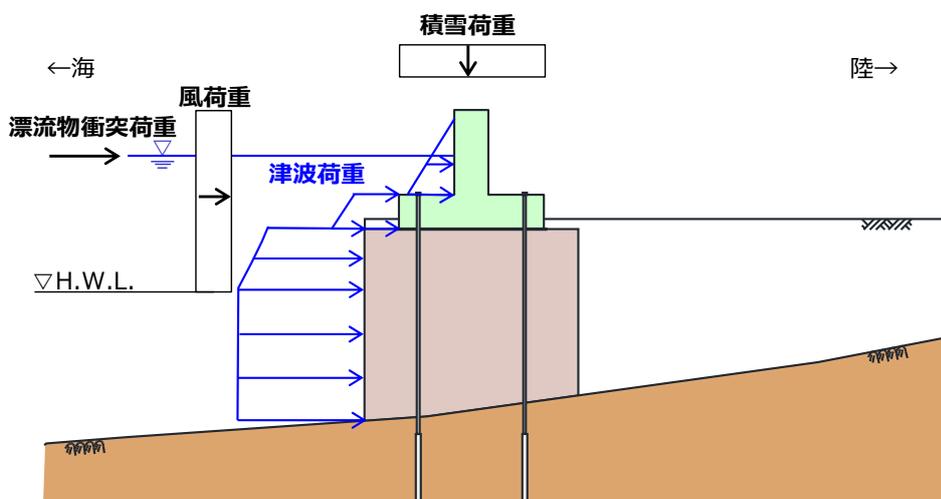


図 5.6-3 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（不確かさケース）

表 5.6-3 遡上津波荷重（不確かさケース）

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	入射津波の 静水面上の高さ (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	入射津波の 静水面上の高 さでの波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	6.01	62.12	133.54

(4) 評価結果

a. 逆 T 擁壁

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の評価結果を表 5.6-4～表 5.6-10 に示す。本検討の結果，施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合においても，逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.6-4 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	-1318	365	3.1	13.5	0.230
施設護 岸等無	②	-1318	365	3.1	13.5	0.230

表 5.6-5 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	-1318	365	113.7	294	0.387
施設護 岸等無	②	-1318	365	113.8	294	0.388

表 5.6-6 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	528	0.35	0.67	0.523
施設護 岸等無	②	516	0.35	0.67	0.523

表 5.6-7 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
		施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	11.7
施設護岸等 無	②	11.8	18.0	0.656

表 5.6-8 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T <sub>ab</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>ab</sub>
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	1670	2076	0.805
施設護岸等 無	②	1691	2076	0.815

表 5.6-9 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P/P <sub>u</sub>
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	0.4	1.4	0.286
施設護岸等 無	②	0.4	1.4	0.286

表 5.6-10 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P/P <sub>u</sub>
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	0.4	3.9	0.103
施設護岸等 無	②	0.5	3.9	0.129

b. 改良地盤

(a) 評価結果

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の評価結果を表 5.6-11 に示す。これらの結果から，改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.6-11 改良地盤のすべり安全率評価結果

	解析ケース	最小すべり安全率
施設護岸等有	① （「5. 評価結果」 にて評価済み）	10.33
施設護岸等無	②	10.19

(b) 局所安全係数分布

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の局所的な破壊が改良地盤の津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため，破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

図 5.6-4 のとおり，検討すべり線は，引張強度に達した要素をおおむね通過しており，破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

また，せん断強度に達する要素はなく，引張強度に達する要素は局所的であり，最小すべり安全率が 10.19 と余裕を有していることから，改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

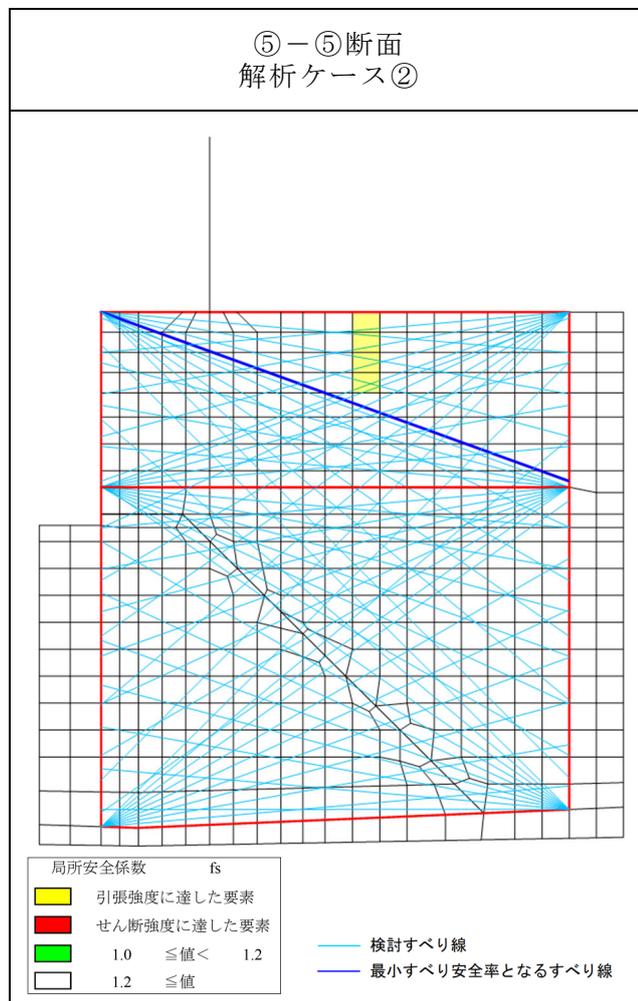


図 5.6-4 改良地盤における主応力図及び追加すべり線  
(施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさケース)

## 6. 防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討

### 6.1 鋼管杭の影響検討

鋼管杭を残置することによる逆T擁壁への悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準津波に対して、防波壁（逆T擁壁）の浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

鋼管杭の影響検討フローを図 6.1-1 に示す。

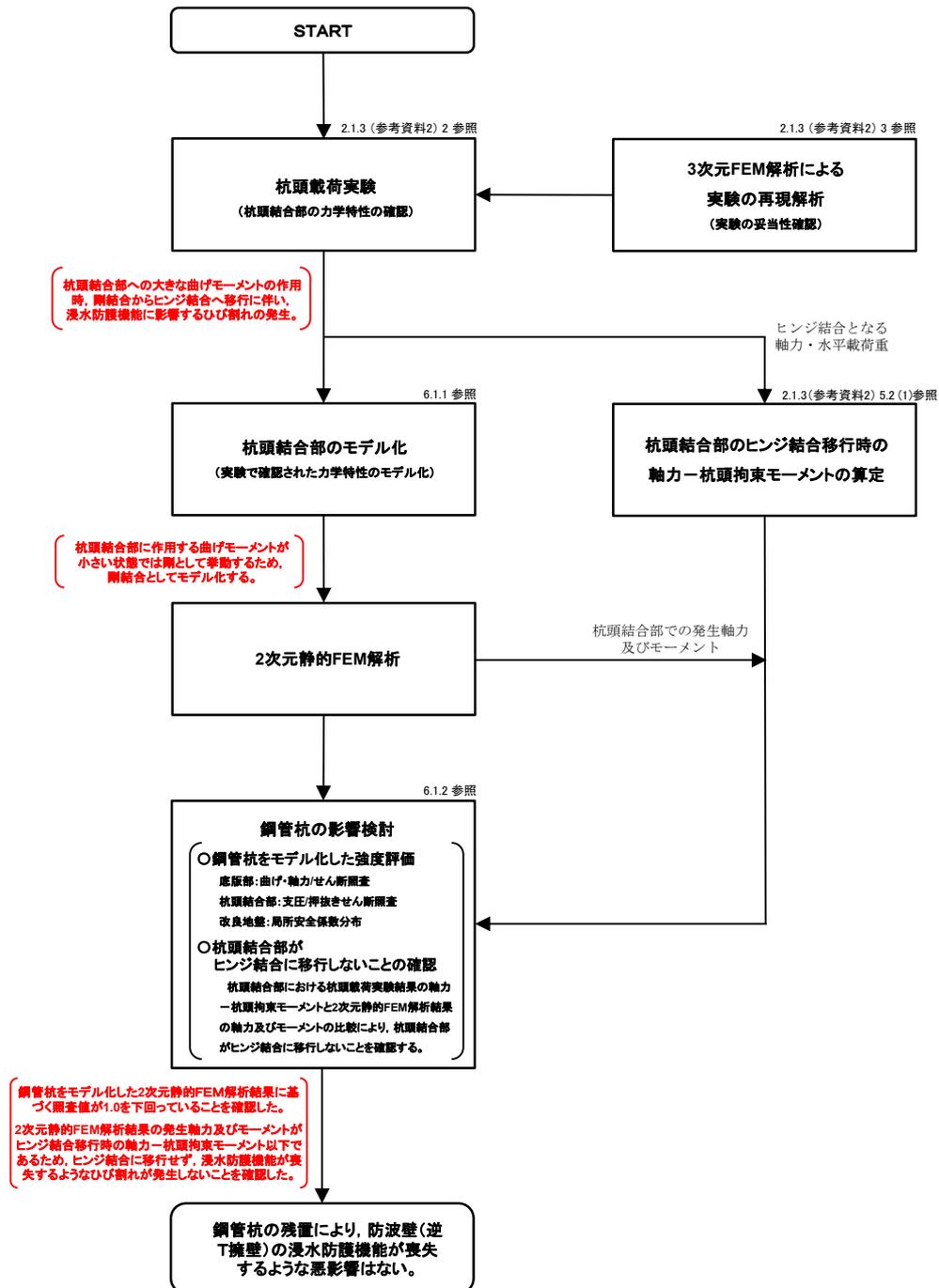


図 6.1-1 鋼管杭の影響検討フロー

### 6.1.1 評価方針

評価対象断面，評価部位および入力地震動については，強度計算書の「5. 強度評価結果」のうち，照査結果が最も厳しい⑤－⑤断面とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による強度評価への影響を確認する。図 6.1.1-1 に鋼管杭周辺の解析モデルを示す。

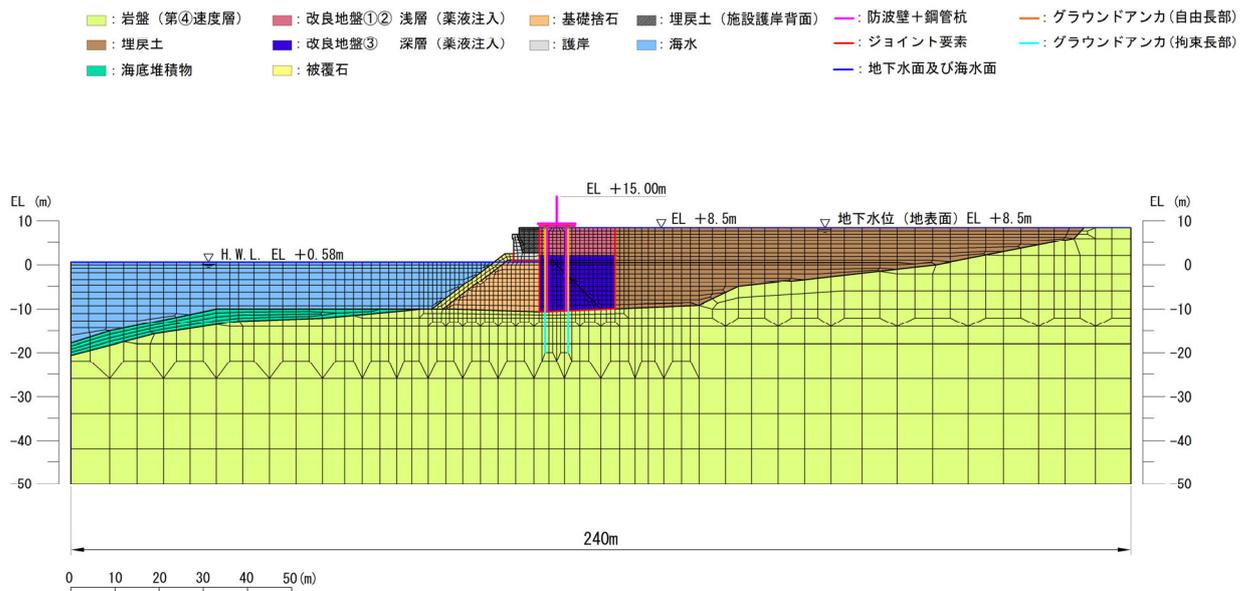


図 6.1.1-1 鋼管杭周辺の解析モデル

#### (1) 鋼管杭のモデル化

##### a. 杭頭結合部

「2.1.3 (参考資料 2) 2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「2.1.3 (参考資料 2) 3. 3次元静的 FEM 解析による実験の再現解析」に示す解析結果より，鋼管杭頭部は地震時を想定した正負交番載荷重下では剛結合の挙動を示しているため，津波時においても，杭頭結合部は「剛結合」としてモデル化を行う。

一方，杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には，ヒンジ結合への移行に伴い，杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。逆 T 擁壁の役割は「止水性の保持」であり，「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから，杭頭載荷実験結果と 2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで，鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及び当該ひび割れが発生せず，浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

b. 杭支持部

表 6.1.1-1 のとおり，鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く，水平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため，岩盤からのせん断抵抗に期待しないケースを実施する。

また，フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため，X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学特性を図 6.1.1-2 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 6.1.1-2 に示す。ジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起さないよう十分大きな値を設定し，ジョイント要素の物性値は，「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値のうち，岩盤（凝灰岩，C<sub>H</sub>級）の物性値を用いる。

表 6.1.1-1 杭支持部モデル化ケース

ケース	X 方向	Y 方向
1	—	ジョイント B (剥離を考慮)
2	ジョイント A (すべりを考慮)	ジョイント B (剥離を考慮)

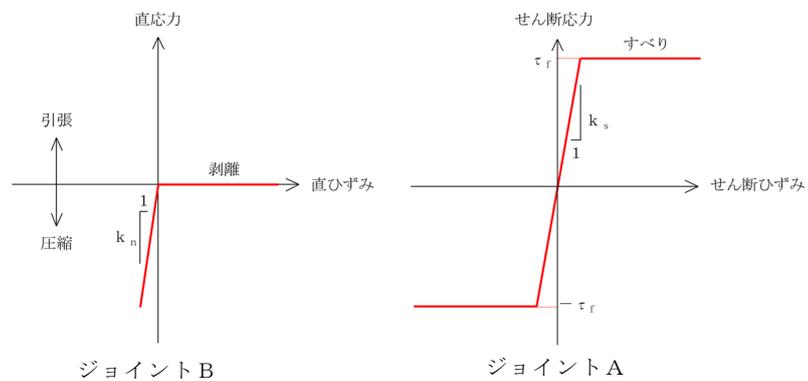


図 6.1.1-2 ジョイント要素の力学特性

表 6.1.1-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性 $k_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	圧縮剛性 $k_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	粘着力 $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 $\phi$ [°]
ジョイント A	$1.0 \times 10^6$	—	1.54	55.00
ジョイント B	—	$1.0 \times 10^6$	—	—

c. 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，鋼管杭と埋戻土との間には，津波時に鋼管杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため，杭-地盤相互作用バネ要素でモデル化する。当該要素は，図 6.1.1-3 に示すとおり，鋼管杭の線形はり要素の節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり，力～バネ変位関係を有する。バネ力は，杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき，時々刻々と算定される。

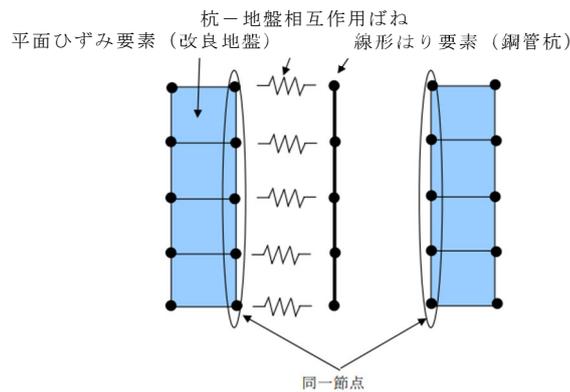


図 6.1.1-3 杭-地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 6.1.1-3 に，材料の物性値を表 6.1.1-4 に示す。また，鋼管杭モデルを図 6.1.1-4 に示す。中詰めコンクリートの剛性については考慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり，逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が大きくなると考えられることから，保守的に剛性は考慮せず，単位体積重量のみ考慮する。

表 6.1.1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管杭 $\phi$ 1300mm	$t = 22\text{mm}$ (SKK490)
中詰めコンクリート	設計基準強度 $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ (杭部) $24\text{N/mm}^2$ (杭頭接合部)

表 6.1.1-4 材料の物性値

材料	単位体積重量*1 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数*2 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比*3
鋼管杭 (SKK490)	77.0	$2.0 \times 10^5$	0.3
中詰めコンクリート	22.6	—	—

注記\*1：港湾基準に記載の単位体積重量を用いる。

\*2：示方書(2018) p.51 よりヤング係数を  $2.0 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> とする。

\*3：示方書(2018) p.43 よりポアソン比を 0.3 とする。

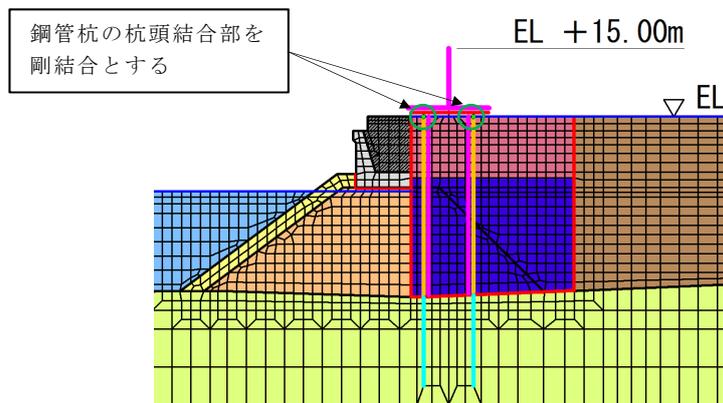


図 6.1.1-4 鋼管杭モデル

(2) 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「5. 評価結果」から解析ケース①～③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい⑤-⑤断面とする。表 6.1.1-5 に解析ケースを示す。

表 6.1.1-5 解析ケース

	鋼管杭	解析ケース
「4. 評価結果」にて評価済み	無	ケース①
影響検討	有	ケース①

(3) 部材照査

鋼管杭による津波時の強度評価への影響確認は、算定した発生応力が「3.5 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足することに加え、鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力度と支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 許容限界

逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。表 6.1.1-6 に逆 T 擁壁の許容限界を示す。

表 6.1.1-6 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}$	0.90
許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$ * <sup>1</sup> (鋼管杭)		7.2	10.8

注記\*1: コンクリート標準示方書 p. 244 より支圧応力度の算出式  $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$  を用いて求める。

\*2: 短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対し 1.5 倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わない。)

b. 断面照査

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧 (日本道路協会, 2007 年制定)」に基づき、押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。

(a) 押し込み力に対する照査

鋼管杭の押し込み力に対する照査は、図 6.1.1-5 に示す算定される垂直支圧応力度  $\sigma_{cv}$  及び押し抜きせん断応力度  $\tau_v$  が許容限界以下であることを確認する。押し込み力に対する照査図を図 6.1.1-6 に示す。

$$\sigma_{cv} = P / (\pi D^2 / 4)$$

$$\tau_v = P / \pi (D+h) h$$

ここに、

- $\sigma_{cv}$  : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_v$  : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高 (mm) (=1790mm)

6-3-2 照査方法

図-III.6.1, 図-III.6.2 に示す杭頭荷重に対して、次の照査を行う。

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \dots \dots \dots \text{(III.6.1)}$$

一般的には杭の支持力、杭本体の耐力ならびにフーチングのせん断耐力等を考慮すれば、フーチングコンクリートの垂直支圧応力が問題になることはない。

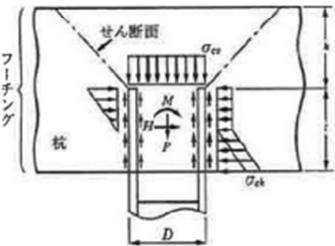


図-III.6.1 方法 A による場合

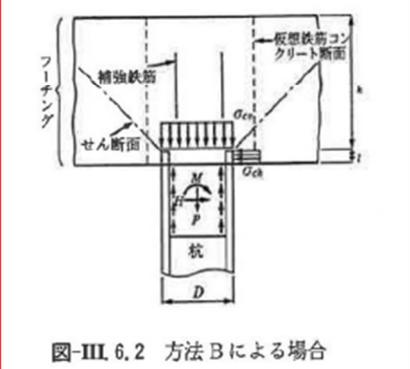


図-III.6.2 方法 B による場合

2) フーチングコンクリートの押し抜きせん断応力度の照査

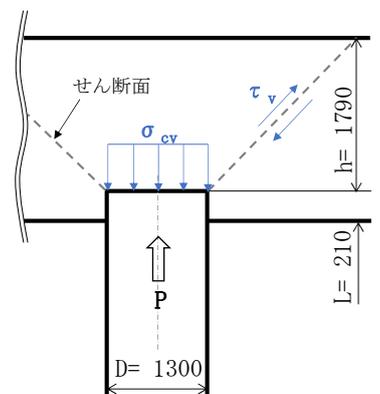
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots \dots \dots \text{(III.6.2)}$$


図 6.1.1-5 押し込み力に対する照査  
(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

図 6.1.1-6 押し込み力に対する照査図

(b) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 6.1.1-7 に示す水平支圧応力  $\sigma_{ch}$  及び水平方向の押抜きせん断応力  $\tau_h$  が許容限界以下であることを確認する。  
水平力に対する照査図を図 6.1.1-8 に示す。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h'(2L+D+2h')$$

ここに、

- $\sigma_{ch}$  : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_h$  : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=975mm)

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6.5})$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6.6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6.7})$$

図 6.1.1-7 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

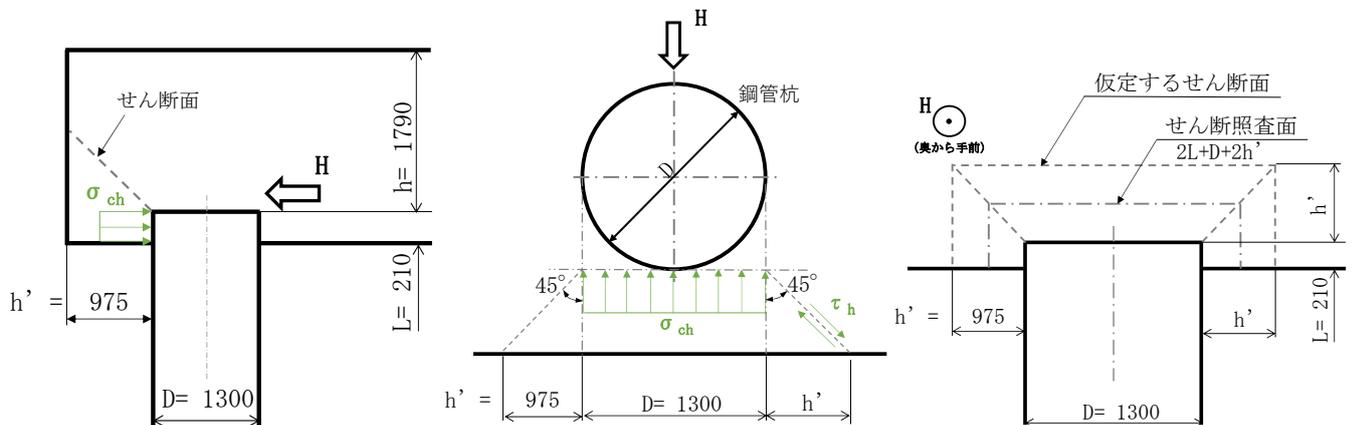


図 6.1.1-8 水平力に対する照査図  
2.1.4-117

### 6.1.2 評価結果

#### (1) 鋼管杭をモデル化した強度評価

##### a. 逆 T 擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした 2 次元 FEM 解析結果に対する底版及び杭頭結合部の照査結果を表 6.1.2-1 及び表 6.1.2-2 に示す。いずれの部材においても照査値が許容値を満足しており，基準津波に対し鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 6.1.2-1 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果

（杭支持部：岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース）

		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	( $\sigma_c$ ) 2.0	( $\sigma_{ca}$ ) 13.5	$\sigma_c / \sigma_{ca}$	0.149
		( $\sigma_s$ ) 64.4	( $\sigma_{sa}$ ) 294	$\sigma_s / \sigma_{sa}$	0.220
	せん断	( $\tau$ ) 0.34	( $\tau_a$ ) 0.67	$\tau / \tau_a$	0.508
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	( $\sigma_{cv}$ ) 0.3	( $\sigma_{ba}$ ) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.028
		( $\tau_v$ ) 0.02	( $\tau_{va}$ ) 0.90	$\tau_v / \tau_{va}$	0.023
	水平力 に対する 照査	( $\sigma_{ch}$ ) 1.3	( $\sigma_{ba}$ ) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.121
		( $\tau_h$ ) 0.10	( $\tau_{ha}$ ) 0.90	$\tau_h / \tau_{ha}$	0.112

表 6.1.2-2 2次元 FEM 解析に対する部材照査結果

(杭支持部：X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケース)

		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	( $\sigma_c$ ) 2.0	( $\sigma_{ca}$ ) 13.5	$\sigma_c / \sigma_{ca}$	0.149
		( $\sigma_s$ ) 64.4	( $\sigma_{sa}$ ) 294	$\sigma_s / \sigma_{sa}$	0.220
	せん断	( $\tau$ ) 0.34	( $\tau_a$ ) 0.67	$\tau / \tau_a$	0.508
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	( $\sigma_{cv}$ ) 0.3	( $\sigma_{ba}$ ) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.028
		( $\tau_v$ ) 0.02	( $\tau_{va}$ ) 0.90	$\tau_v / \tau_{va}$	0.023
	水平力 に対する 照査	( $\sigma_{ch}$ ) 1.3	( $\sigma_{ba}$ ) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.121
		( $\tau_h$ ) 0.10	( $\tau_{ha}$ ) 0.90	$\tau_h / \tau_{ha}$	0.112

b. 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。

図 6.1.2-1 に示す局所安全係数分布図のとおり、引張強度に達した要素は局所的であるため、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されないと考えられる。

以上より、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないと判断する。

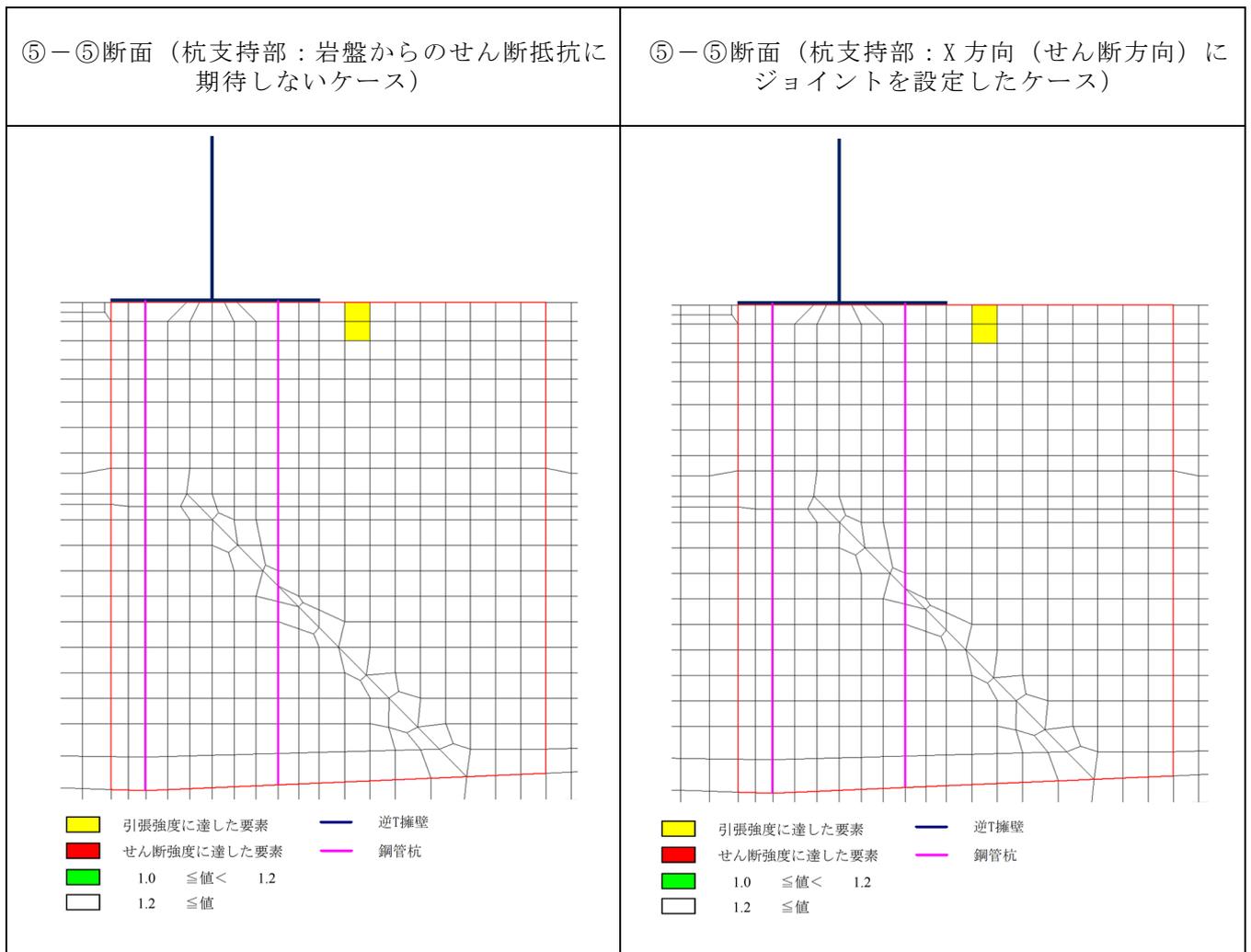


図 6.1.2-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布

(2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「2.1.3 (参考資料 2) 2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と 2 次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

実験結果におけるヒンジ結合移行時の杭頭結合部の曲げモーメントを図 6.1.2-2 に示す。解析結果を図 6.1.2-2 にプロットした結果、2 次元静的 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」としたことは妥当であり、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

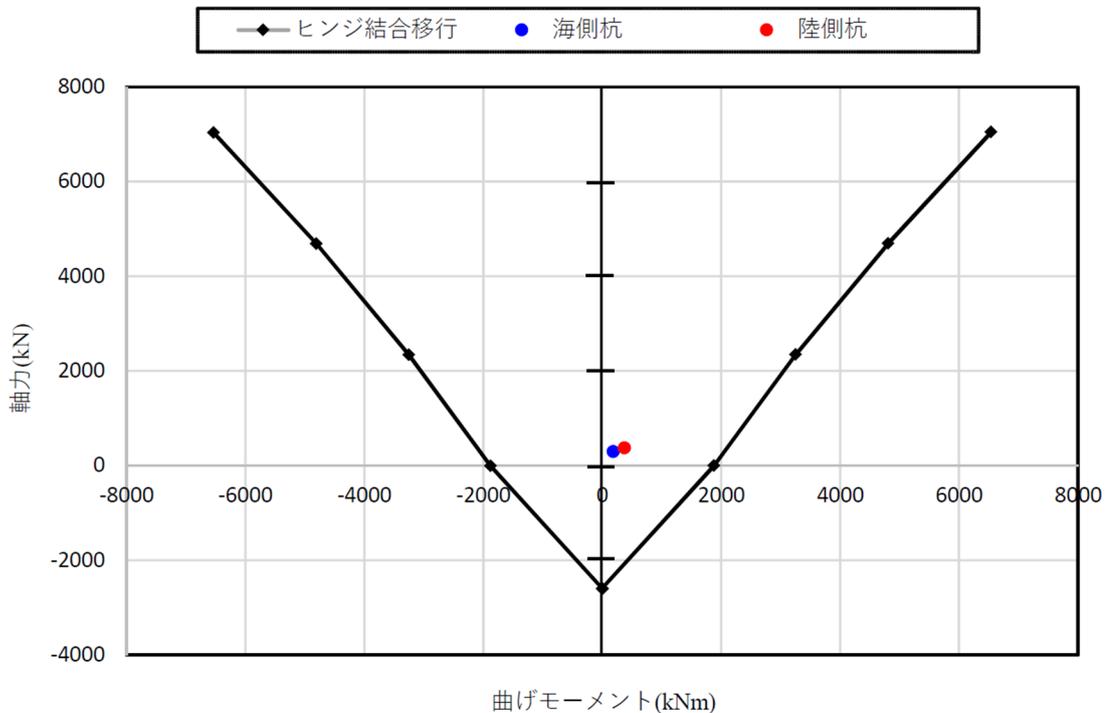


図 6.1.2-2 杭頭載荷実験結果と 2 次元 FEM 解析結果の応力比較

### 6.1.3 まとめ

鋼管杭をモデル化した 2 次元静的 FEM 解析による強度評価を実施した結果、照査値が許容値を満足しており、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

また、杭頭載荷実験結果と 2 次元静的 FEM 解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較した結果、2 次元 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、ヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

## 6.2 ⑤－⑤断面位置でのグラウンドアンカー仕様を反映した影響検討

### (1) 概要

逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が厳しくなると考えられる⑤－⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 6.2-1 のとおり、岩盤上面深さがさらに深い⑤'－⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤－⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様は、⑤'－⑤'断面位置（エリア 7）に比べ、グラウンドアンカーの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤－⑤断面位置（エリア 5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、以下の理由から、グラウンドアンカーの照査値は両断面で同等になると考えられる。⑤－⑤断面位置と⑤'－⑤'断面の各諸元を表 6.2-1 に示す。

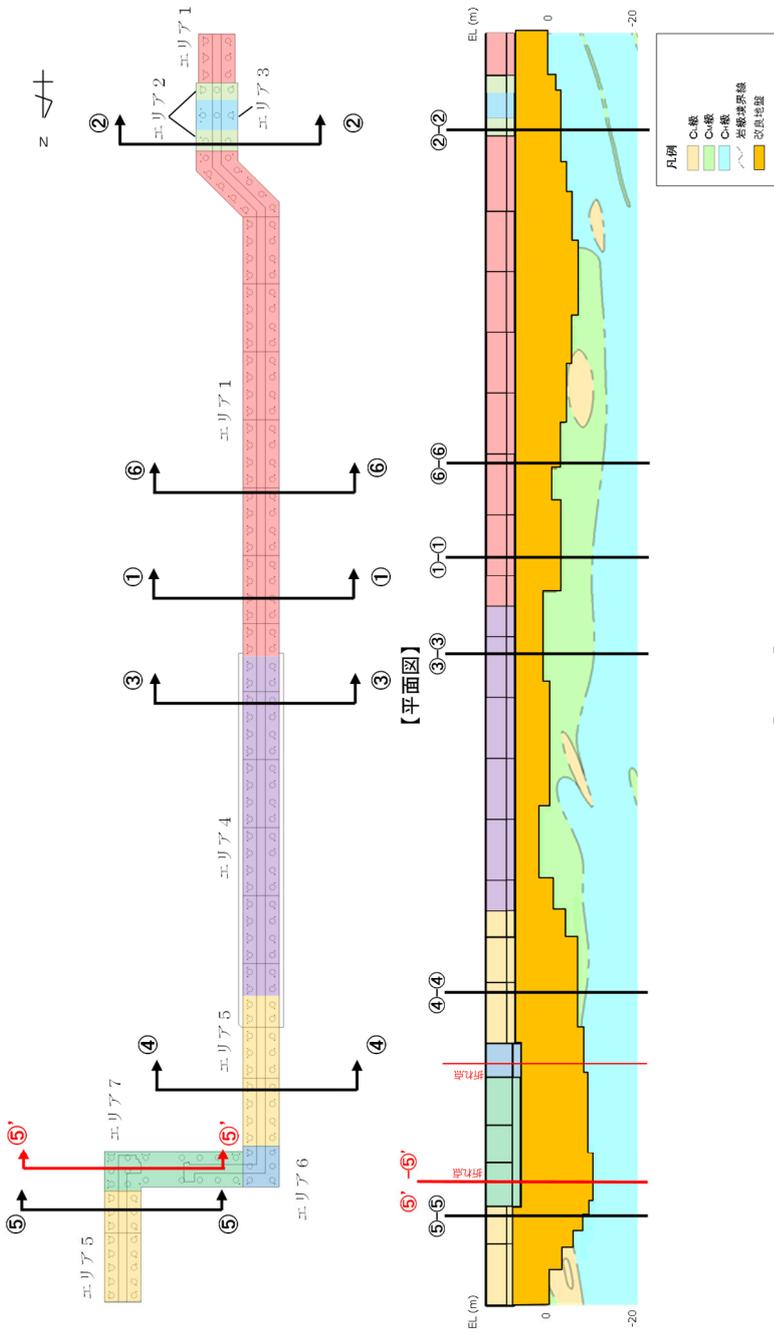
- ・グラウンドアンカーの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に津波時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、津波時増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、照査値と同等になる。
- ・初期緊張力については、耐津波評価において、逆 T 擁壁が転倒しないよう、エリア毎に異なる値を設定している。
- ・一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.8 程度となるように設計している。

しかし、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、念のため実態に即したアンカー仕様による影響を確認するため、⑤'－⑤'断面位置（エリア 7）での地質断面図と⑤－⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 6.2-1 ⑤－⑤断面位置と⑤'－⑤'断面の各諸元

	⑤－⑤断面位置	⑤'－⑤'断面位置
構造物	逆 T 擁壁横断方向	逆 T 擁壁縦断方向
岩盤深さ	17.9m	18.5m
設計アンカー力 (A)	1170 kN (エリア 5)	1650 kN (エリア 7)
許容アンカー力 (B)	1453 kN (エリア 5)	2076 kN (エリア 7)
設計アンカー力/許容アンカー力 (A/B)	0.81	0.79
発生アンカー力 (C)	1170 kN + $\alpha$	1650 kN + $\alpha$
グラウンドアンカー照査値 (C/B)	0.8 程度 (推定)	0.8 程度 (推定)

注： □ ⑤－⑤断面の解析モデルに採用



【断面図】

アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	設計アンカー力/許容アンカー力	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	0.82	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	0.82	1650	0.80
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	0.80	1535	0.77
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	0.81	2000	0.79
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	0.81	1625 (北側) 2000 (南側)	0.79
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	0.79	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	0.79	1650	0.79

注記\*: テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 6.2-1 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図

### 6.2.1 評価方針

評価対象断面については、⑤－⑤断面において評価を実施する。

⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力及びアンカー体長を設定し、アンカー仕様による津波時の逆T擁壁の照査への影響を確認する。解析モデルを図6.2.1-1に示す。

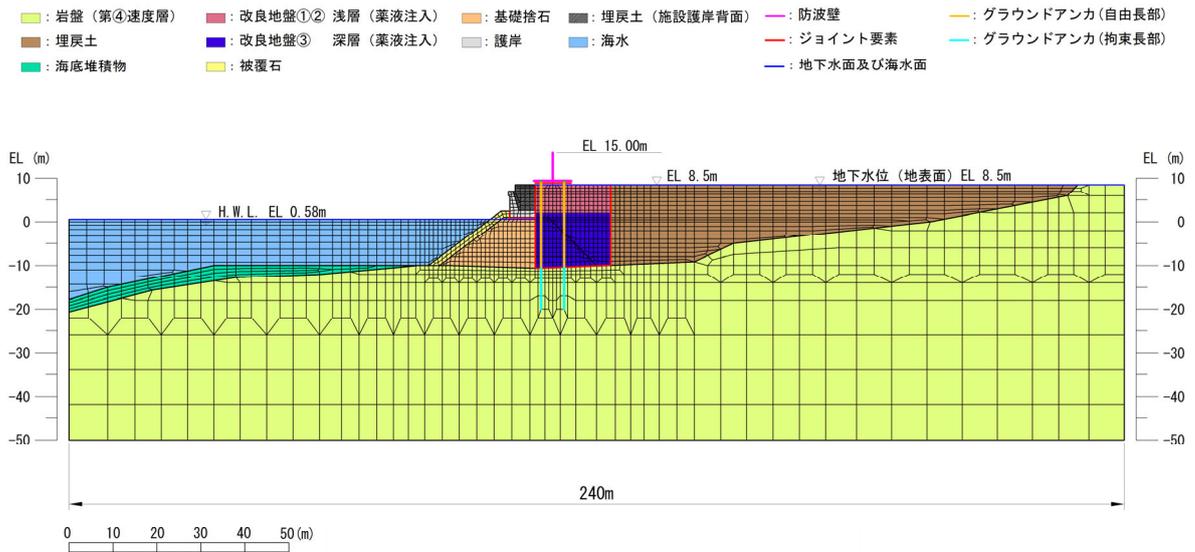


図 6.2.1-1 ⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの仕様を反映した解析モデル

(1) 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

影響検討におけるグラウンドアンカの仕様におけるを表 6.2.1-1 に示す。

表 6.2.1-1 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

	諸元	
	⑤-⑤断面	影響検討
緊張時自由長 $L_{sf}$ (m)	20.72	
アンカー体長(テンドン拘束長) (m)	10.0	7.0
設計アンカー力 (kN)	1650	1170
許容アンカー力 (kN)	2076	1453
引張剛性 (kN/m)	14064 (陸側), 28128 (海側)	
テンドンの降伏引張り力 $T_p$ (kN)	2400.0	
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本	

(2) 解析ケース

グラウンドアンカの影響検討を行う解析ケースを表 6.2.1-2 に示す。

表 6.2.1-2 解析ケース

	解析ケース	地盤状況	アンカー仕様
「5. 評価結果」にて評価済み	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤'-⑤'断面
影響検討	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤-⑤断面

## 6.2.2 評価結果

### (1) 逆 T 擁壁等における照査結果

アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価結果を表 6.2.2-1～表 6.2.2-8 に示す。本検討の結果、アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価はアンカー仕様が⑤'-⑤'断面の場合と比べて有意な差は無く、その影響は軽微であることを確認した。

表 6.2.2-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	-1318	365	3.1	13.5	0.230
影響検討	①	-1317	365	3.1	13.5	0.230

表 6.2.2-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	-1318	365	113.7	294	0.387
影響検討	①	-1317	365	113.7	294	0.387

表 6.2.2-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	528	0.35	0.67	0.523
影響検討	①	-526	0.31	0.67	0.463

表 6.2.2-4 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	11.7	18.0	0.650
影響検討	①	8.3	18.0	0.462

表 6.2.2-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値  
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T <sub>ab</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>ab</sub>
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	1670	2076	0.805
影響検討	①	1190	1453	0.819

表 6.2.2-6 逆 T 擁壁底版の傾斜

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	底版傾斜
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	1/3727
影響検討	①	1/3756

表 6.2.2-7 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	0.4	1.4	0.286
影響検討	①	0.4	1.4	0.286

表 6.2.2-8 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	0.4	3.9	0.103
影響検討	①	0.4	3.9	0.103

(2) 逆 T 擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

表 6.2.2-9 に示す⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。このとき、躯体重量及び水平力は、「5. 評価結果」にて評価した⑤-⑤断面での値を用いる。

表 6.2.2-9 グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	3.25	=	720.0
陸側	1170	÷	3.25	=	360.0

a. 滑動に対する照査

表 6.2.2-10 に鉛直力の合計を、表 6.2.2-11 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.2-10 鉛直力の合計 (⑤-⑤断面)

	躯体重量	グラウンドアンカによる緊張力	合計
鉛直力 (kN/m)	904.0	1080.0	1984.0

表 6.2.2-11 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率【影響検討】	1.562
安全率【5. 評価結果】	1.911

b. 転倒に対する照査

表 6.2.2-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する耐力を，表 6.2.2-13 に逆 T 擁壁の転倒に対する作用力を，表 6.2.2-14 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。  
この結果から，安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.2-12 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力 (⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力 (海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力 (陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 6.2.2-13 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力 (⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重 (縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重 (底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重 (縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重 (底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 6.2.2-14 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率【影響検討】	3.797
安全率【5. 評価結果】	4.729

(3) 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響の確認

グラウンドアンカの仕様の変更による影響確認において、おおむね照査値は同等以下であるものの、グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値は大きくなったことから（基本ケース：0.805，影響検討：0.819（基本ケースの1.02倍）），⑤－⑤断面を対象とした「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」においてもグラウンドアンカの仕様の変更による影響を確認した。（表 6.2.2-15 参照）

その結果，「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」においても，照査値は1.0を下回っており，グラウンドアンカの機能を損なわないことを確認した。

表 6.2.2-15 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響

	(A) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値	(B) =1.02×(A) ⑤－⑤断面のアンカー仕様を反映した照査値
「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」	0.815	0.831

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明

2.3.2 1号機取水槽流路縮小工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 適用規格・基準等	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価対象部位	11
4. 構造強度評価	13
4.1 構造強度評価方法	13
4.2 荷重及び荷重の組合せ	13
4.2.1 荷重の組合せ	13
4.2.2 荷重の設定	15
4.2.3 荷重の算定	18
4.2.4 荷重の選定	23
4.3 許容限界	24
4.3.1 使用材料	24
4.3.2 許容限界	24
4.4 評価方法	25
4.4.1 縮小板	25
4.4.2 固定ボルト	28
4.4.3 取水管（フランジ部）	29
4.5 評価条件	32
4.6 応力計算	33
4.6.1 縮小板	33
4.6.2 固定ボルト	39
4.6.3 取水管（フランジ部）	40
5. 評価結果	46
5.1 流路縮小工の評価結果	46

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、1号機取水槽流路縮小工（以下「流路縮小工」という。）が地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重及び余震による荷重に対し、鋼製部材で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材が構造健全性を保持することを確認するものである。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

流路縮小工は、1号機取水槽と1号機取水管の境界部に設置し、1号機取水槽北側壁に間接支持される構造とする。

流路縮小工の設置位置図を図2.1-1に、流路縮小工の詳細位置図を図2.1-2に示す。

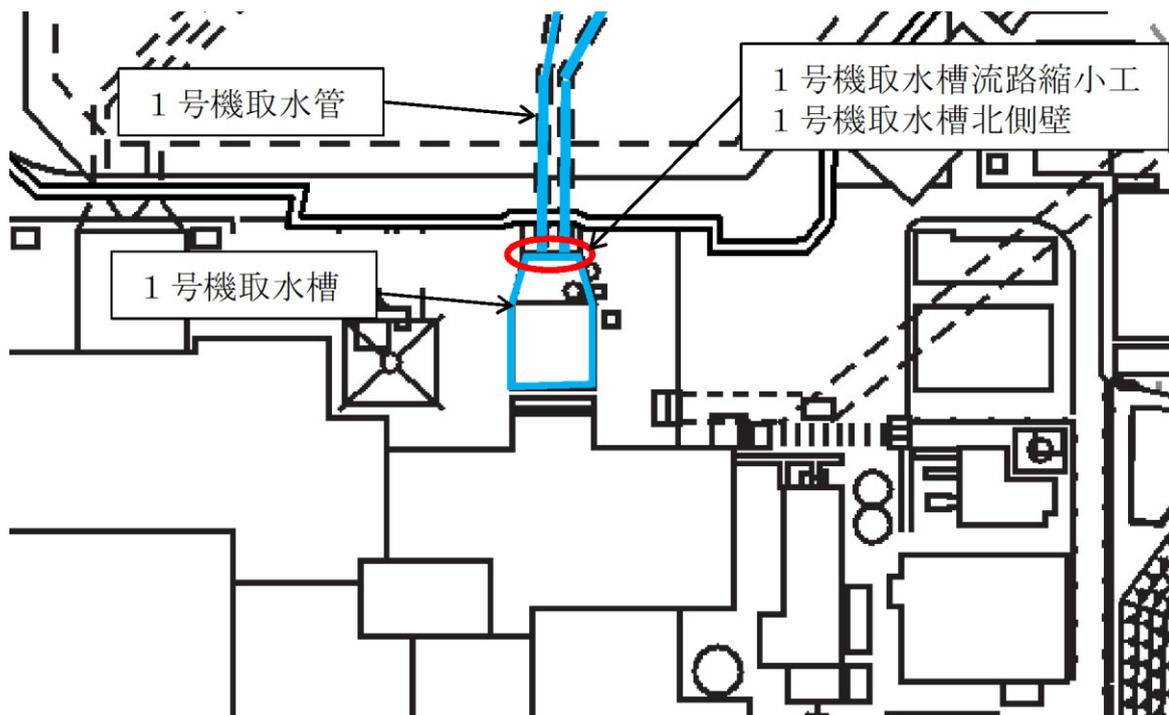
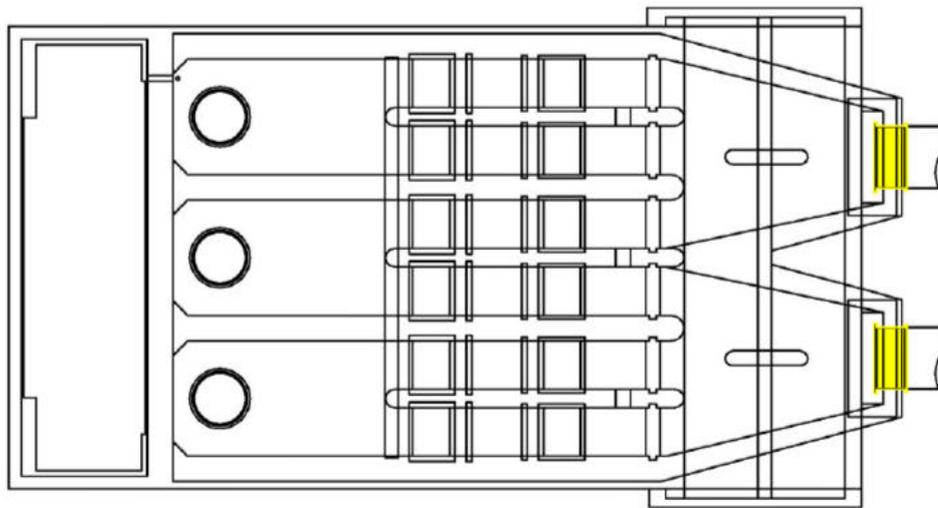
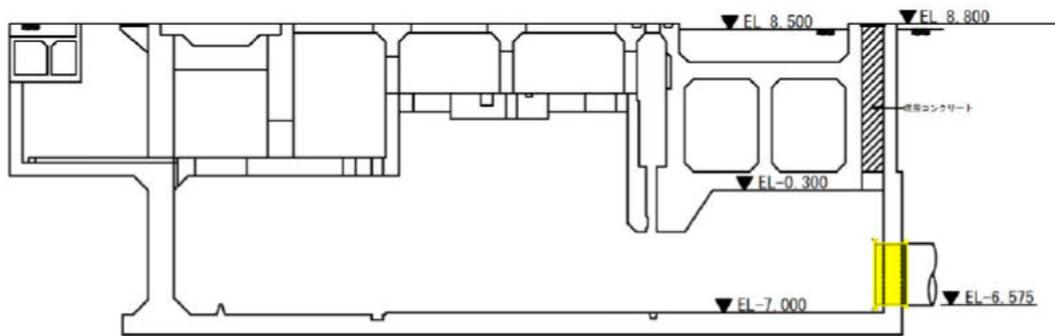


図 2.1-1 流路縮小工の設置位置図



平面図



(単位：m)

縦断面図

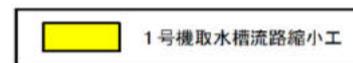


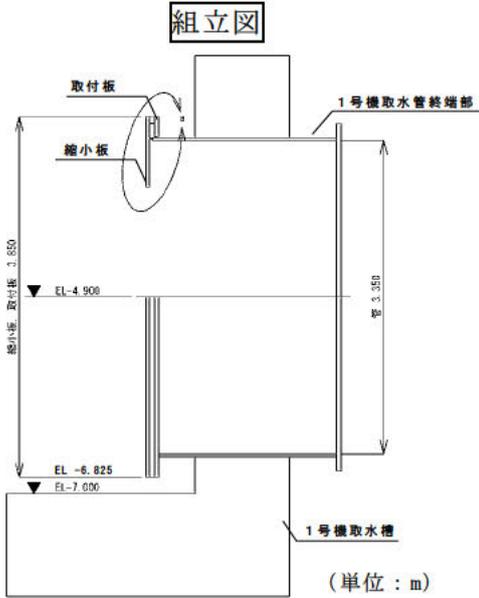
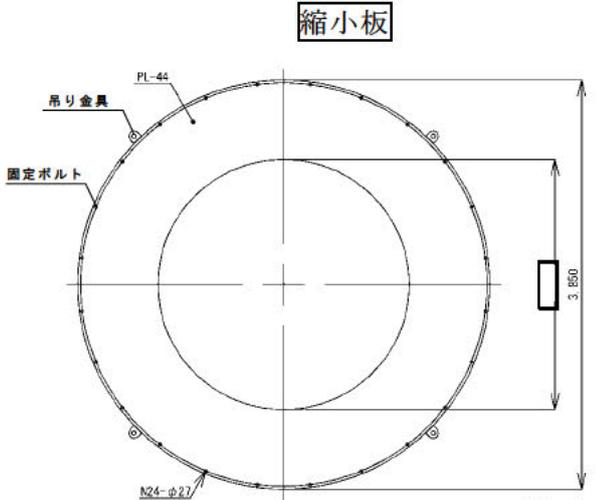
図 2.1-2 流路縮小工の詳細位置図

## 2.2 構造計画

流路縮小工は、1号機取水管からの津波の流入を抑制し1号機取水槽から津波が溢水することを防止するため、1号機取水管の流路を鋼製縮小板により縮小するものである。流路縮小工は、1号機取水管の終端部のフランジに、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する構造とする。よって、流路縮小工は、既設の1号機取水管の終端部並びに縮小板、取付板及び固定ボルトから構成される。なお、1号機の原子炉補機海水ポンプに必要な海水を取水するため、縮小板に直径  $\square$  m の開口部を設ける。

流路縮小工の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 流路縮小工の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
1号機取水管の終端部のフランジに、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する。	1号機取水管の終端部並びに縮小板、取付板及び固定ボルトにより構成する。	<p style="text-align: center;"><b>組立図</b></p>  <p style="text-align: center;"><b>縮小板</b></p> 

## 2.3 評価方針

流路縮小工は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

流路縮小工の強度評価は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す流路縮小工の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の結果を「5. 評価結果」にて確認する。

流路縮小工の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの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。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

津波時における津波荷重は、日本海東縁部を波源とした津波による浸水津波荷重とし、重畳時における津波荷重は、海域活断層を波源とした津波による浸水津波荷重とする。

重畳時における余震荷重は、VI-3-別添 3-1-1「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  $S_d-D$  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  $S_d-D$  を入力して得られた 1 号機取水槽北側壁の応答加速度を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 流路縮小工の評価項目

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	縮小板	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
		固定ボルト	引張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
		取水管 (フランジ部)	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

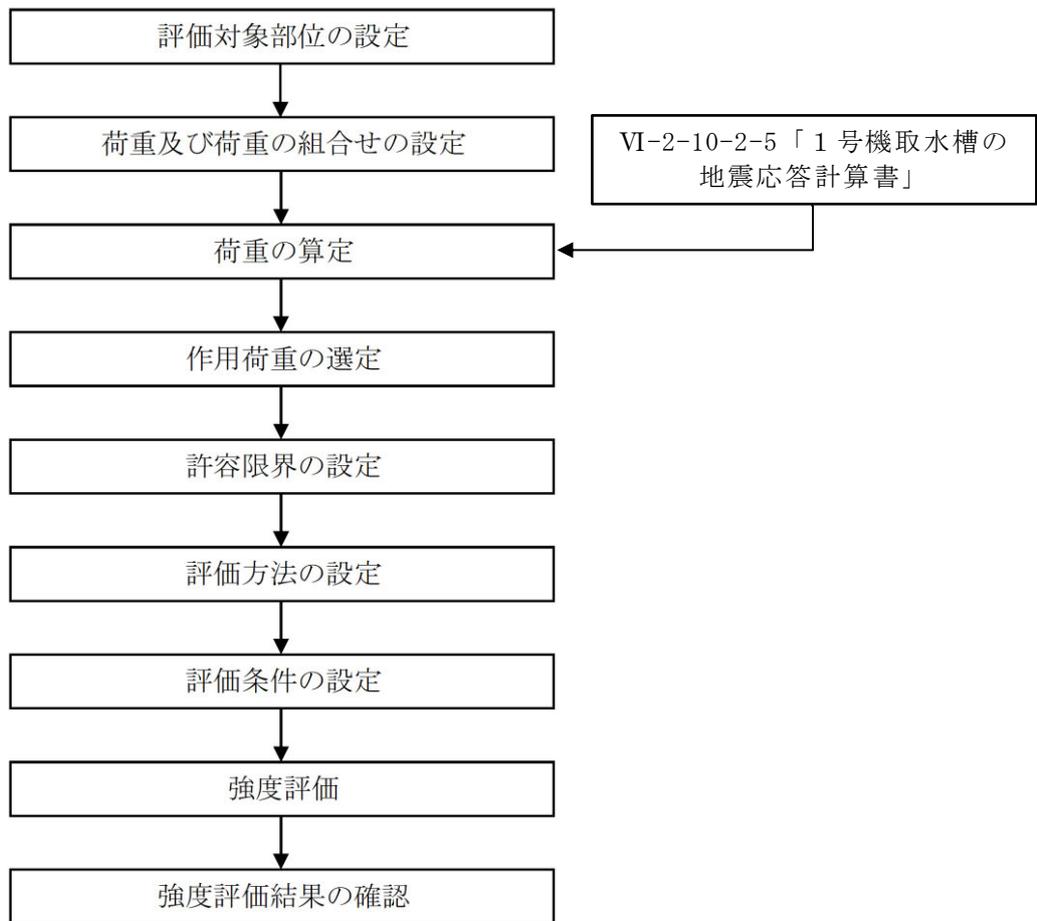


図 2.3-1 強度評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・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）
- ・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，2005 年）
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19 年版）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年改訂）
- ・構造力学公式集（土木学会，1986 年）
- ・水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編（水門鉄管協会，2007 年）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ	港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19 年版）	流路縮小工に作用する荷重のうち抗力の算定
	水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編（水門鉄管協会，2007 年）	流路縮小工に作用する荷重のうち摩擦による推力の算定
許容限界	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年改訂）	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
評価方法	構造力学公式集（土木学会，1986 年）	流路縮小工に作用する曲げ応力度及びせん断応力度の算定
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	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，2005 年）	

## 2.5 記号の説明

流路縮小工の強度評価に用いる記号を表 2.5-1～表 2.5-4 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 流路縮小工の荷重の計算に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	浸水津波荷重
$K_{sd}$	kN	余震荷重
$F_h$	kN	静水圧
$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
$\Delta h$	m	上下流の水位差
A	m <sup>2</sup>	縮小板の面積
$F_d$	kN	抗力
$\rho_0$	kN/m <sup>3</sup>	密度
$C_D$	—	抗力係数
v	m/s	流速
$P_{ht}$	kN	摩擦による推力
f	—	流水の摩擦抵抗係数
D	m	貫通部直径
L	m	貫通部長さ
Q	m <sup>3</sup> /s	流量
A'	m <sup>2</sup>	貫通部内空断面積
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$P_h$	kN	慣性力
W	kN	重量
$K_t$	—	弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度
$P_{dw}$	kN	動水圧
C	—	補助係数
$Z_{dw}$	m	水深
$z_{dw}$	m	水面から動水圧を求める点までの深さ

表 2.5-2 流路縮小工の縮小板の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
$p_0$	$\text{kN}/\text{mm}^2$	縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重
$P_J$	$\text{kN}$	縮小板に作用する重畳時荷重
$A_{11}$	$\text{mm}^2$	縮小板の荷重作用面積
$a_1$	$\text{mm}$	縮小板の外半径
$b_1$	$\text{mm}$	縮小板の内半径
$M_{r1}$	$\text{kN}\cdot\text{mm}/\text{mm}$	縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta 1}$	$\text{kN}\cdot\text{mm}/\text{mm}$	縮小板に作用する周方向の曲げモーメント
$\nu$	—	ポアソン比
$\kappa_1$	—	係数 $(=\beta_1^2\{(1-\nu)\beta_1^2+(1+\nu)(1+4\beta_1^2\ln\beta_1)\}/\{1-\nu+(1+\nu)\beta_1^2\})$
$\beta_1$	—	係数 $(=b_1/a_1)$
$\rho_1$	—	係数 $(=r_1/a_1)$
$r_1$	$\text{mm}$	縮小板の中心から半径方向の距離
$\sigma_1$	$\text{kN}/\text{mm}^2$	縮小板に作用する最大曲げ応力度
$Z_1$	$\text{mm}^3$	縮小板の断面係数
$t_1$	$\text{mm}$	縮小板の板厚
$\tau_1$	$\text{kN}/\text{mm}^2$	縮小板に作用する最大せん断応力度
$S_1$	$\text{kN}$	縮小板に作用するせん断力
$A_{12}$	$\text{mm}^2$	縮小板の有効せん断面積

表 2.5-3 流路縮小工の固定ボルトの強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_2$	$\text{kN}/\text{mm}^2$	固定ボルトに作用する最大応力度
$T$	$\text{kN}$	固定ボルトに作用する引張力
$P_J$	$\text{kN}$	固定ボルトに作用する重畳時荷重
$A_{21}$	$\text{mm}^2$	固定ボルトの有効断面積の合計
$n$	本	固定ボルトの本数
$A_{22}$	$\text{mm}^2$	固定ボルト 1 本の有効断面積

表 2.5-4 流路縮小工の取水管（フランジ部）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
$P'$	kN/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重
$P_J$	kN	取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重
$L_f$	mm	取水管（フランジ部）の外周長
$b_f$	mm	取水管（フランジ部）の外半径
$M_{rf}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に作用する半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta f}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に作用する周方向の曲げモーメント
$a_f$	mm	取水管（フランジ部）の内半径
$\nu$	—	ポアソン比
$\kappa_f$	—	係数 ( $=\beta_f^2 \{1+(1+\nu) \ln \beta_f\} / \{1-\nu+(1+\nu) \beta_f^2\}$ )
$\beta_f$	—	係数 ( $=b_f/a_f$ )
$\rho_f$	—	係数 ( $=r_f/a_f$ )
$r_f$	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離
$\sigma_f$	kN/mm <sup>2</sup>	取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度
$Z_f$	mm <sup>3</sup>	取水管（フランジ部）の断面係数
$t_f$	mm	取水管（フランジ部）の板厚
$\tau_f$	kN/mm <sup>2</sup>	取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度
$S_f$	kN	取水管（フランジ部）に作用するせん断力
$A_3$	mm <sup>2</sup>	取水管（フランジ部）付け根の断面積
$D_i$	mm	取水管（フランジ部）の管内径
$t_p$	mm	取水管（管胴部）の管厚
$l_f$	mm	取水管（フランジ部）付け根の周長

### 3. 評価対象部位

流路縮小工の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波時荷重又は重畳時荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

流路縮小工の評価対象部位は、縮小板、固定ボルト及び取水管（フランジ部）とする。なお、取付板は、縮小版に作用する荷重が固定ボルトを介して伝達されるが、縮小板と同じ厚さであることから、直接荷重を受ける縮小版を代表として評価する。また、取水管（管胴部）は、重畳時において、弾性設計用地震動  $S_d - D$  の鉛直震度による慣性力が作用するが、地震時における基準地震動  $S_s$  による慣性力が大きいことから、「2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

評価対象部位を図 3-1 に示す。

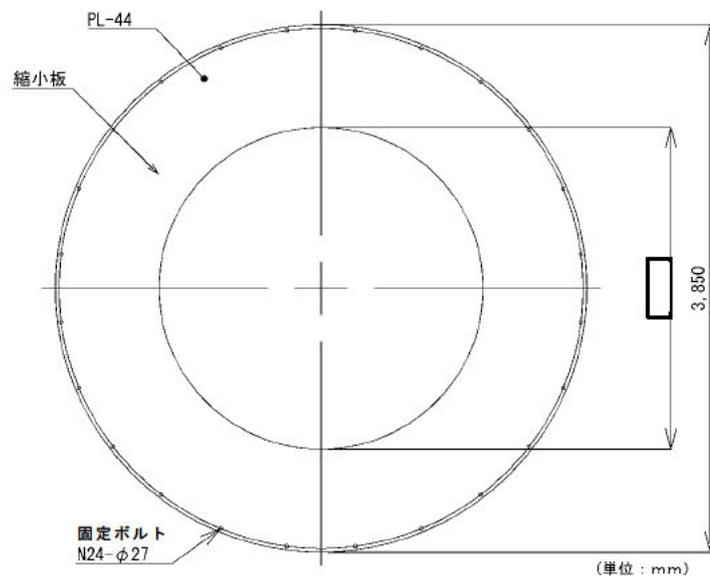


図 3-1(1) 評価対象部位（縮小板）

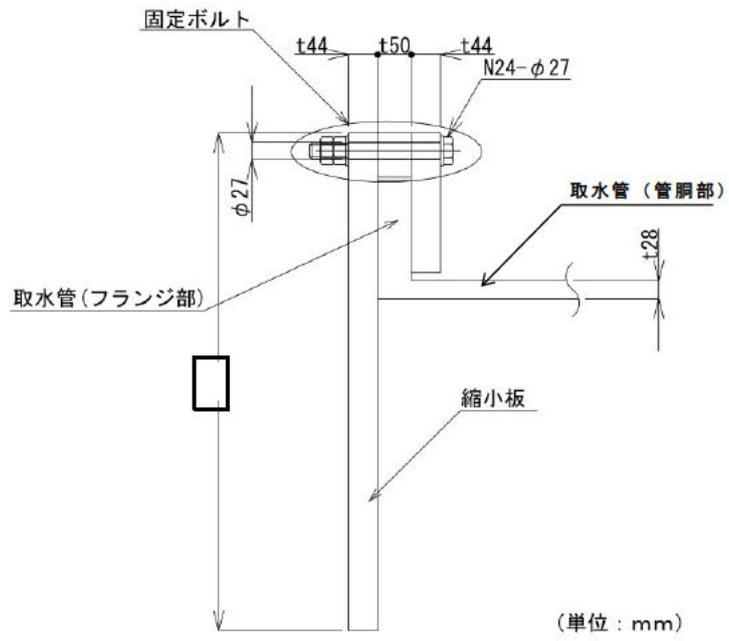


図 3-1(2) 評価対象部位 (縮小板, 固定ボルト及び取水管 (フランジ部))

#### 4. 構造強度評価

##### 4.1 構造強度評価方法

流路縮小工の強度評価は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

##### 4.2 荷重及び荷重の組合せ

###### 4.2.1 荷重の組合せ

流路縮小工の評価に用いる荷重の組合せを選定するため、津波時及び重畳時の荷重の組合せを下記に示す。荷重の組合せを表 4.2-1 に、荷重の作用図を図 4.2-1 に示す。

###### (1) 津波時

$$G + P$$

ここで、G : 固定荷重 (kN)

P : 浸水津波荷重 (kN)

###### (2) 重畳時

$$G + P + K_{sd}$$

ここで、G : 固定荷重 (kN)

P : 浸水津波荷重 (kN)

$K_{sd}$  : 余震荷重 (kN)

表 4.2-1 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	—	水中構造物であることから考慮しない。	
	外水圧	—	つり合っているため考慮しない。	
	内水圧	—	つり合っているため考慮しない。	
	積雪荷重	—	水中構造物であることから考慮しない。	
	風荷重	—	水中構造物であることから考慮しない。	
余震荷重	水平地震動	○	弾性設計用地震動 $S_d - D$ による躯体の慣性力を考慮する。	
	鉛直地震動	—	主たる荷重が水平方向荷重のため考慮しない。	
	動水圧	○	管路解析より 1 号機取水槽の水位が最大となる水位での動水圧を考慮する。	
浸水津波荷重	津波荷重	○	管路解析より 1 号機取水口と 1 号機取水槽との水位差による静水圧を考慮する。	
	抗力	○	津波流速により縮小板に作用する荷重を考慮する。	
	推力	○	津波流速により縮小板に作用する荷重を考慮する。	

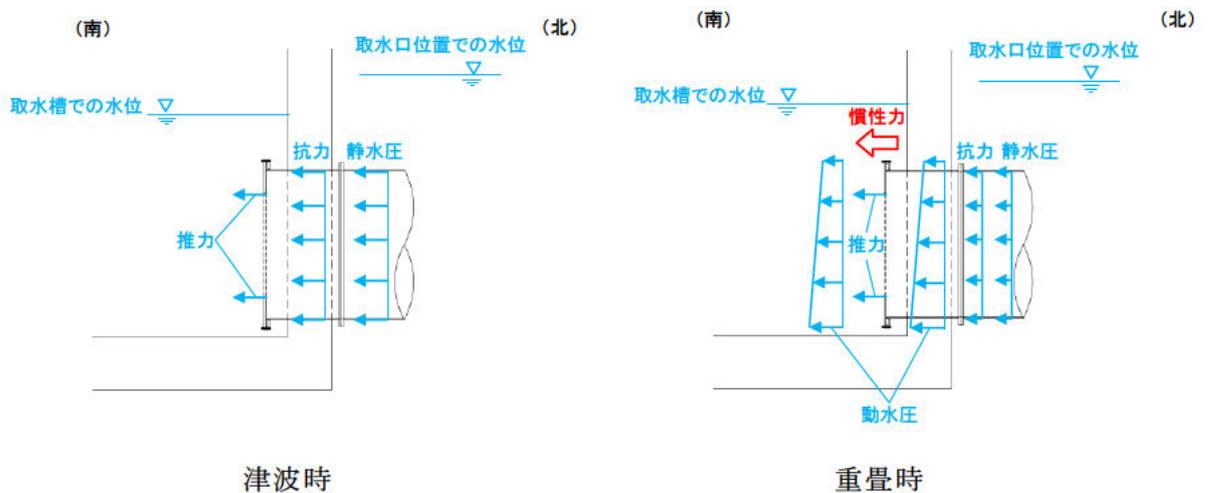


図 4.2-1 流路縮小工の荷重作用図

#### 4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、流路縮小工を構成する部材の自重を考慮する。

##### (2) 浸水津波荷重 (P)

浸水津波荷重はVI-3-別添 3-1-1「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、静水圧、抗力及び推力を考慮する。

###### a. 静水圧 ( $F_h$ )

流路縮小工の上下流の水位差を考慮した静水圧を考慮することとし、以下の式により算定する。上下流の水位差は、2条の取水管毎の取水口と取水槽の水位差の内、水位差が大きい方を設定する。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、 $F_h$  : 静水圧 (kN)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 上下流の水位差 (m)

$A$  : 縮小板の面積 (m<sup>2</sup>)

###### b. 抗力 ( $F_d$ )

抗力は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」に基づき、以下の式により算定する。抗力係数 $C_D$ については、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮について」において水理模型実験を実施しており、実験結果より、流路縮小工における抗力係数 $C_D$ は 0.51 であることを確認している。流路縮小工の強度評価においては、安全側に評価する観点から「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」に記載される抗力係数（表 4.2-2）のうち、最大値である 2.01 を採用する。

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで、 $F_d$  : 抗力 (kN)

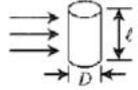
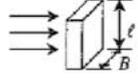
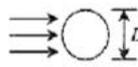
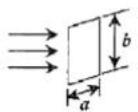
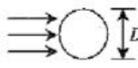
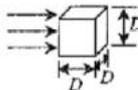
$\rho_0$  : 密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

$C_D$  : 抗力係数 (=2.01)

$A$  : 縮小板の面積 (m<sup>2</sup>)

$v$  : 流速 (m/s)

表 4.2-2 抗力係数

物体の形状	基準面積	抗力係数
円柱 (粗面) 	$Dl$	1.0 ( $l > D$ )
角柱 	$Bl$	2.0 ( $l > B$ )
円板 	$\frac{\pi}{4} D^2$	1.2
平板 	$ab$	$a/b=1$ の場合 1.12 # 2 # 1.15 # 4 # 1.19 # 10 # 1.29 # 18 # 1.40 # $\infty$ # <b>2.01</b>
球 	$\frac{\pi}{4} D^2$	0.5~0.2
立方体 	$D^2$	1.3~1.6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，2007年）」P269より引用，一部加筆

c. 摩擦による推力 ( $P_{ht}$ )

摩擦による推力は「水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編（水門鉄管協会，2007年）」に基づき，以下の式により算定する。

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここで， $P_{ht}$ ：摩擦による推力 (kN)

$f$ ：流水の摩擦抵抗係数 ( $=0.2 \cdot D^{-1/3}$ )

$D$ ：貫通部直径 (m)

$L$ ：貫通部長さ (m)

$Q$ ：流量 ( $=v \times A'$ ) ( $m^3/s$ )

$A'$ ：貫通部内空断面積 ( $=\pi \times D^2/4$ ) ( $m^2$ )

$v$ ：流速 (m/s)

$g$ ：重力加速度 ( $=9.80665m/s^2$ )

(3) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d-D に伴う慣性力及び動水圧荷重を考慮するものとする。

なお、荷重の算定に用いる余震震度は、「2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明」の固有振動数の計算結果から、流路縮小工を剛構造として考慮し、VI-2-10-2-5「1号機取水槽の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

a. 慣性力 ( $P_h$ )

慣性力は、流路縮小工の重量に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$P_h = W \times K_h$$

ここで、 $P_h$ ：慣性力 (kN)

$W$ ：重量 (kN)

$K_h$ ：弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度

b. 動水圧 ( $P_{dw}$ )

動水圧は、以下の Westergaard の式により算定する。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで、 $P_{dw}$ ：動水圧 (kN)

$C$ ：補助係数 (=1.0)

$K_h$ ：弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度

$\gamma_w$ ：海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$Z_{dw}$ ：水深 (m)

$z_{dw}$ ：水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

#### 4.2.3 荷重の算定

強度評価に用いる荷重の算定は以下のとおりとする。荷重の算定に用いる水位及び流速の詳細については、参考資料1に示す。

##### (1) 静水圧 ( $F_h$ )

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、 $F_h$  : 静水圧 (kN)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 上下流の水位差 (m)

$A$  : 縮小板の面積 (m<sup>2</sup>)

表 4.2-3 に静水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2-3 静水圧による荷重

項目		単位	津波時	重畳時
1号機取水槽水位	—	m	EL 0.03	EL-1.32
1号機取水口水位	—	m	EL 8.49	EL 1.03
上下流の水位差	$\Delta h$	m	8.46	2.35
縮小板の面積	$A$	m <sup>2</sup>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
静水圧による荷重	$F_h$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>

##### (2) 抗力 ( $F_d$ )

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで、 $F_d$  : 抗力 (kN)

$\rho_0$  : 密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

$C_D$  : 抗力係数 (=2.01)

$A$  : 縮小板の面積 (m<sup>2</sup>)

$v$  : 流速 (m/s) (津波時 : 10m/s, 重畳時 : 6m/s)

表 4.2-4 に抗力による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2-4 抗力による荷重

項目		単位	津波時	重畳時
縮小板の面積	A	m <sup>2</sup>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
流速	v	m/s	10.0	6.0
抗力による荷重	F <sub>d</sub>	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>

(3) 摩擦による推力 (P<sub>ht</sub>)

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここで, P<sub>ht</sub> : 摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (=0.2 · D<sup>-1/3</sup>)

D : 貫通部直径 (=  m)

L : 貫通部長さ (=0.044m)

Q : 流量 (=v × A') (m<sup>3</sup>/s)

A' : 貫通部内空断面積 (=π × D<sup>2</sup>/4)

v : 流速 (m/s) (津波時 : 10m/s, 重畳時 : 6m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

表 4.2-5 に摩擦による推力による荷重の算定における計算条件を示す。なお、摩擦による推力 P<sub>ht</sub> は、静水圧及び抗力と比較して十分に小さいことから考慮しない。

表 4.2-5 摩擦による推力

項目		単位	津波時	重畳時
流速	v	m/s	10.0	6.0
流量	Q	m <sup>3</sup> /s	<input type="text"/>	<input type="text"/>
摩擦による推力	P <sub>ht</sub>	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>

注記\* : 十分に小さい値となるため考慮しない。



表 4.2-7(1)に縮小版及び固定ボルトに作用する慣性力による荷重の算定における計算条件を，表 4.2-7(2)に取水管(フランジ部)に作用する慣性力による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2-7(1) 縮小版及び固定ボルトに作用する慣性力

項 目		単位	重畳時
重量	W	kN	25
水平余震震度	$K_h$	—	0.7
慣性力	$P_h$	kN	18

表 4.2-7(2) 取水管(フランジ部)に作用する慣性力

項 目		単位	重畳時
重量	W	kN	46
水平余震震度	$K_h$	—	0.7
慣性力	$P_h$	kN	33

(5) 動水圧 ( $P_{dw}$ )

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで,  $P_{dw}$  : 動水圧 (kN)

$C$  : 補助係数 (=1.0)

$K_h$  : 弾性設計用地震動 S d - D による水平方向の余震震度

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$Z_{dw}$  : 水深 (m)

$z_{dw}$  : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 4.2-8 に動水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2-8 動水圧による荷重

項目		単位	重畳時
水平設計震度	$K_h$	—	0.7
取水槽水位	—	m	EL 3.360
取水槽底標高	—	m	EL-7.000
縮小板下端標高	—	m	EL-6.825
水深	$Z_{dw}$	m	10.360
縮小板下端水深	$z_{dw}$	m	10.185
動水圧	$p_{dw}$	kN/m <sup>2</sup>	127.1
縮小板の面積	$A$	m <sup>2</sup>	<input type="text"/>
動水圧による荷重	$P_{dw}$	kN	<input type="text"/>

#### 4.2.4 荷重の選定

津波時及び重畳時の作用荷重を表 4.2-9 に示す。表 4.2-9 より、重畳時荷重が津波時荷重よりも大きくなることから、強度評価に用いる荷重の組合せは、重畳時を対象とする。

表 4.2-9(1) 縮小板及び固定ボルトの作用荷重

項目		単位	津波時	重畳時
慣性力	$P_h$	kN	—	18
動水圧	$P_{dw}$	kN	—	<input type="text"/>
抗力	$F_d$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
静水圧	$F_h$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
摩擦による推力	$P_{ht}$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
合計値	$P_J$	kN	1,380	1,391

表 4.2-9(2) 取水管(フランジ部)の作用荷重

項目		単位	津波時	重畳時
慣性力	$P_h$	kN	—	33
動水圧	$P_{dw}$	kN	—	<input type="text"/>
抗力	$F_d$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
静水圧	$F_h$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
摩擦による推力	$P_{ht}$	kN	<input type="text"/>	<input type="text"/>
合計値	$P_J$	kN	1,380	1,406

#### 4.3 許容限界

流路縮小工の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

##### 4.3.1 使用材料

###### (1) 流路縮小工

流路縮小工を構成する各部材の使用材料を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
縮小板	SS400	t=40(mm)*
固定ボルト	SS400	M24
取水管（フランジ部）	SS400	t=46(mm)

注記\*：参考資料 2 に示すエロージョン摩耗に対する設計・施工上の配慮として、縮小板の余裕厚を 4mm として考慮し、板厚を  $44-4=40$ (mm) と設定する。

##### 4.3.2 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

###### (1) 流路縮小工

流路縮小工を構成する各部材の許容応力度は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改訂）」に基づき表 4.3-2 の値とする。

表 4.3-2 流路縮小工を構成する各部材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
		曲げ	せん断	引張
縮小板	SS400	235	135	—
固定ボルト	SS400	—	—	235
取水管（フランジ部）	SS400	215	124	—

#### 4.4 評価方法

流路縮小工を構成する各部材に発生する応力により算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

##### 4.4.1 縮小板

縮小板の管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。外径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用するものとして検討する。

縮小板のモデル図を図 4.4-1 に示す。

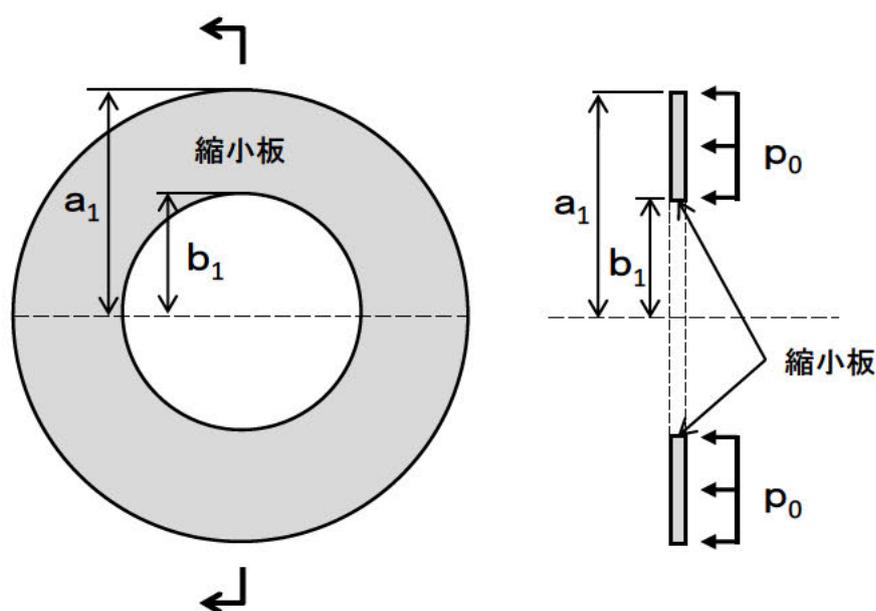


図 4.4-1 縮小板のモデル図

- (1) 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 ( $p_0$ )

$$p_0 = \frac{P_J}{A_{11}}$$

$$A_{11} = (a_1^2 - b_1^2) \times \pi$$

ここで、 $p_0$  : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$P_J$  : 縮小板に作用する重畳時荷重 (kN)

$A_{11}$  : 縮小板の荷重作用面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$b_1$  : 縮小板の内半径 (mm)

(2) 縮小板に作用する曲げモーメント ( $M_{r1}$ ,  $M_{\theta1}$ )

縮小板に作用する曲げモーメント ( $M_{r1}$ ,  $M_{\theta1}$ ) について, 「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき, 以下の式より算出する。

$$M_{r1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3 + \nu)\rho_1^2 - \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$M_{\theta1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1 + 3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1 - \nu)\beta_1^2 + (1 + \nu)(1 + 4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1 - \nu + (1 + \nu)\beta_1^2}$$

$$\beta_1 = \frac{b_1}{a_1}$$

$$\rho_1 = \frac{r_1}{a_1}$$

ここで,

$M_{r1}$  : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta1}$  : 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$p_0$  : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$b_1$  : 縮小板の内半径 (mm)

$\nu$  : ポアソン比

$r_1$  : 縮小板の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_1$ ,  $\beta_1$ ,  $\rho_1$  : 係数

(3) 縮小板に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_1$ )

縮小板に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_1$ ) について、「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき、以下の式より算出する。

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

ここで、 $\sigma_1$  : 縮小板に作用する最大曲げ応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$M_{r1}$  : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$  : 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$Z_1$  : 縮小板の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$t_1$  : 縮小板の板厚 (mm)

(4) 縮小板に作用する最大せん断応力度 ( $\tau_1$ )

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_{12}}$$

$$A_{12} = 2 \cdot \pi \cdot a_1 \cdot t_1$$

ここで、 $\tau_1$  : 縮小板に作用する最大せん断応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 縮小板に作用するせん断力 (=  $P_j$ ) (kN)

$P_j$  : 縮小板に作用する重畳時荷重 (kN)

$A_{12}$  : 縮小板の有効せん断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$t_1$  : 縮小板の板厚 (mm)

#### 4.4.2 固定ボルト

固定ボルトの管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。作用荷重の合計値を有効断面積で割ることで求めた応力に対して検討する。

固定ボルトのモデル図を図 4.4-2 に示す。

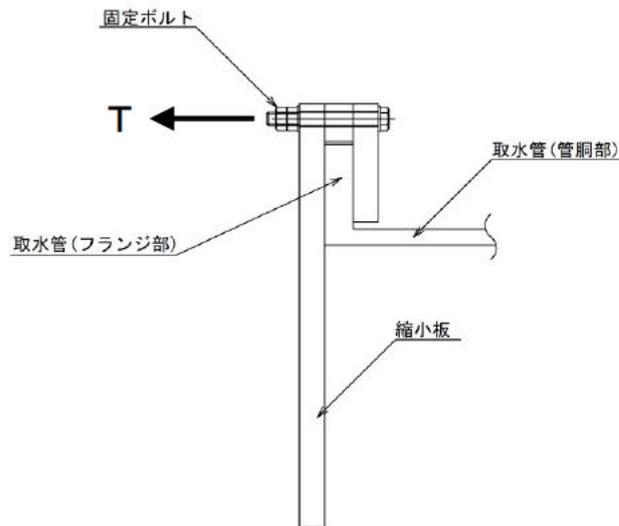


図 4.4-2 取水管（固定ボルト）のモデル図

##### (1) 固定ボルトに作用する最大応力度 ( $\sigma_2$ )

$$\sigma_2 = \frac{T}{A_{21}}$$

$$A_{21} = n \cdot A_{22}$$

ここで、 $\sigma_2$  : 固定ボルトに作用する最大応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

T : 固定ボルトに作用する引張力 (=  $P_j$ ) (kN)

$P_j$  : 固定ボルトに作用する重畳時荷重 (kN)

$A_{21}$  : 固定ボルトの有効断面積の合計 (mm<sup>2</sup>)

n : 固定ボルトの本数 (本)

$A_{22}$  : 固定ボルト 1 本の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### 4.4.3 取水管（フランジ部）

取水管（フランジ部）の管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。フランジ部の外縁に線荷重が作用するものとして内径を固定とする有孔円板として検討する。

取水管（フランジ部）のモデル図を図 4.4-3 に示す。

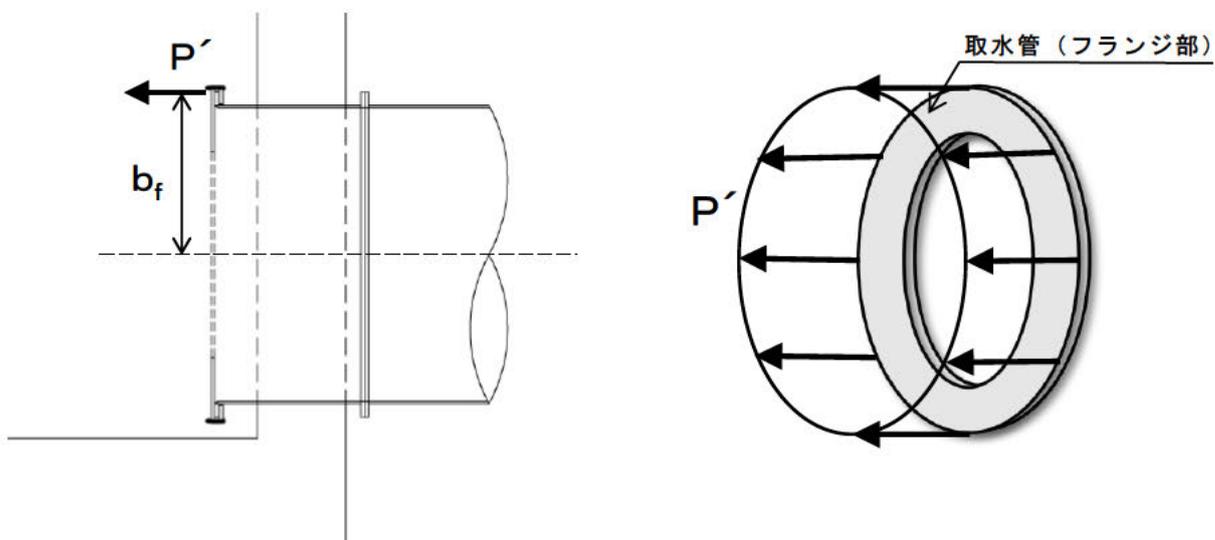


図 4.4-3 取水管（フランジ部）のモデル図

- (1) 取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重（ $P'$ ）

$$P' = \frac{P}{L_f}$$

$$L_f = 2\pi \times b_f$$

ここで、

$P'$ ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重（kN/mm）

$P$ ：取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重（kN）

$L_f$ ：取水管（フランジ部）の外周長（mm）

$b_f$ ：取水管（フランジ部）の外半径（mm）

- (2) 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ $M_{rf}$ ,  $M_{\theta f}$ ）  
 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ $M_{r1}$ ,  $M_{\theta 1}$ ）について、「構造力学公式集（土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。

$$M_{rf} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -1 + (1 + \nu) \kappa_f + (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$M_{\theta f} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -\nu + (1 + \nu) \kappa_f - (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$\kappa_f = \beta_f^2 \frac{1 + (1 + \nu) \ln \beta_f}{1 - \nu + (1 + \nu) \beta_f^2}$$

$$\beta_f = \frac{b_f}{a_f}$$

$$\rho_f = \frac{r_f}{a_f}$$

ここで， $M_{rf}$ ：取水管（フランジ部）に作用する半径方向の曲げモーメント

(N・mm/mm)

$M_{\theta f}$ ：取水管（フランジ部）に作用する周方向の曲げモーメント

(N・mm/mm)

$P'$ ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重

(kN/mm)

$a_f$ ：取水管（フランジ部）の内半径 (mm)

$\nu$ ：ポアソン比

$r_f$ ：取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_f$ ,  $\beta_f$ ,  $\rho_f$ ：係数

- (3) 取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（ $\sigma_f$ ）

取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（ $\sigma_1$ ）について、「構造力学公式集（土木学会）」に基づき以下の式より算出する。

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$Z_f = \frac{t_f^2}{6}$$

ここで，

$\sigma_f$ ：取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$M_{rf}$ ：取水管（フランジ部）の半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta f}$  : 取水管 (フランジ部) の周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$Z_f$  : 取水管 (フランジ部) の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$t_f$  : 取水管 (フランジ部) の板厚 (mm)

(4) 取水管 (フランジ部) に作用する最大せん断応力度 ( $\tau_f$ )

$$\tau_f = \frac{S_f}{A_3}$$

$$A_3 = t_f \cdot l_f$$

$$l_f = \pi (D_i + 2 t_p)$$

ここで,  $\tau_f$  : 取水管 (フランジ部) に作用する最大せん断応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$S_f$  : 取水管 (フランジ部) に作用するせん断力 (=  $P_J$ ) (kN)

$P_J$  : 取水管 (フランジ部) に作用する重畳時荷重 (kN)

$A_3$  : 取水管 (フランジ部) 付け根の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$D_i$  : 取水管 (フランジ部) の管内径 (mm)

$t_p$  : 取水管 (管胴部) の管厚 (mm)

$t_f$  : 取水管 (フランジ部) の板厚 (mm)

$l_f$  : 取水管 (フランジ部) 付け根の周長 (mm)

#### 4.5 評価条件

流路縮小工の強度評価に用いる入力値を表 4.5-1 に示す。

表 4.5-1(1) 流路縮小工の縮小板の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_J$	kN	縮小板に作用する重畳時荷重	1,391
$a_1$	mm	縮小板の外半径	1,925
$b_1$	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>
$r_1$	mm	縮小板の中心から半径方向の距離	1,925~ <input type="text"/>
$\nu$	—	ポアソン比	0.3
$t_1$	mm	縮小板の板厚	40

表 4.5-1(2) 流路縮小工の固定ボルトの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
T	kN	固定ボルトに作用する重畳時荷重	1,391
n	本	固定ボルトの本数	24
$A_{22}$	mm <sup>2</sup>	固定ボルト 1 本の有効断面積	353

表 4.5-1(3) 流路縮小工の取水管（フランジ部）の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_J$	kN	取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重	1,406
$b_f$	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1,853
$a_f$	mm	取水管（フランジ部）の内半径	1,675
$r_f$	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離	1,675
$\nu$	—	ポアソン比	0.3
$t_f$	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46
$D_i$	mm	取水管（フランジ部）の管内径	3,350
$t_p$	mm	取水管（管胴部）の管厚	28

## 4.6 応力計算

### 4.6.1 縮小板

(1) 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 ( $p_0$ )

$$p_0 = \frac{P_J}{A_{11}}$$

$$A_{11} = (a_1^2 - b_1^2) \times \pi$$

ここで、 $p_0$  : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$P_J$  : 縮小板に作用する重畳時荷重 (kN)

$A_{11}$  : 縮小板の荷重作用面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$b_1$  : 縮小板の内半径 (mm)

各記号の定義及び数値を表 4.6-1 に示す。

表 4.6-1 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_J$	kN	縮小板に作用する重畳時荷重	1,391
$a_1$	mm	縮小板の外半径	1,925
$b_1$	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>

4.6.1 (1) で表される評価式に、表 4.6-1 の入力値を代入すると、縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} A_{11} &= (a_1^2 - b_1^2) \times \pi \\ &= (1,925^2 - \text{>}) \times 3.1416 \\ &= \text{>} \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_0 &= \frac{P_J}{A_{11}} \\ &= 1,391 / \text{>} \\ &= \text{>} \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 縮小板に作用する曲げモーメント ( $M_{r1}$ ,  $M_{\theta1}$ )

縮小板に作用する曲げモーメント ( $M_{r1}$ ,  $M_{\theta1}$ ) について, 「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき, 以下の式より算出する。

$$M_{r1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3 + \nu)\rho_1^2 - \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$M_{\theta1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1 + 3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1 - \nu)\beta_1^2 + (1 + \nu)(1 + 4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1 - \nu + (1 + \nu)\beta_1^2}$$

$$\beta_1 = \frac{b_1}{a_1}$$

$$\rho_1 = \frac{r_1}{a_1}$$

ここで,

$M_{r1}$  : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta1}$  : 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$p_0$  : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$b_1$  : 縮小板の内半径 (mm)

$\nu$  : ポアソン比

$r_1$  : 縮小板の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_1$ ,  $\beta_1$ ,  $\rho_1$  : 係数

各記号の定義及び数値を表 4.6-2 に示す。

表 4.6-2 縮小板に作用する曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_J$	kN	縮小板に作用する重畳時荷重	1,391
$a_1$	mm	縮小板の外半径	1,925
$b_1$	mm	縮小板の内半径	1,175
$r_1$	mm	縮小板の中心から半径方向の距離	1,925
$p_0$	kN/mm <sup>2</sup>	縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重	<input type="text"/>
$\nu$	—	ポアソン比	0.3

4.6.1 (2)で表される評価式に、表 4.6-2 の入力値を代入すると、縮小板に作用する曲げモーメント ( $M_{r1}$ ,  $M_{\theta1}$ ) は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \frac{b_1}{a_1} \\ &= \frac{\text{}{1,925} \\ &= \text{$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= \frac{r_1}{a_1} \\ &= 1,925/1,925 \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1-\nu)\beta_1^2 + (1+\nu)(1+4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1-\nu + (1+\nu)\beta_1^2}$$

$$\begin{aligned}&= \frac{\text{}}{\text{}} \\ &= \text{$$

$$\begin{aligned}M_{r1} &= \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3+\nu)\rho_1^2 \right. \\ &\quad \left. - \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right]\end{aligned}$$

$$=$$

$$=$$

$$= -39.24 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

$$M_{\theta 1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[ (1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1 + 3\nu)\rho_1^2 - \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu)\ln\rho_1 \right]$$

$$=$$

$$=$$

$$= -11.77 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

(3) 縮小板に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_1$ )

縮小板に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_1$ ) について、「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき、以下の式より算出する。

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

ここで、 $\sigma_1$  : 縮小板に作用する最大曲げ応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$M_{r1}$  : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$  : 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$Z_1$  : 縮小板の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$t_1$  : 縮小板の板厚 (mm)

各記号の定義及び数値を表 4.6-3 に示す。

表 4.6-3 縮小板に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$t_1$	mm	縮小板の板厚	40

4.6.1 (3)で表される評価式に、表 4.6-3 の入力値を代入すると、縮小板に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_1$ ) は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 Z_1 &= \frac{t_1^2}{6} \\
 &= \frac{40^2}{6} \\
 &= 266.67 \text{ mm}^3 \\
 \sigma_1 &= \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1} \\
 &= \frac{\sqrt{(-39.24)^2 + (-11.77)^2}}{266.67} \\
 &= 0.1537 \text{ kN/mm}^2 \\
 &\approx 154 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

(4) 縮小板に作用する最大せん断応力度 ( $\tau_1$ )

$$\begin{aligned}
 \tau_1 &= \frac{S_1}{A_{12}} \\
 A_{12} &= 2 \pi \cdot a_1 \cdot t_1
 \end{aligned}$$

ここで、 $\tau_1$  : 縮小板に作用する最大せん断応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 縮小板に作用するせん断力 (=  $P_J$ ) (kN)

$P_J$  : 縮小板に作用する重畳時荷重 (kN)

$A_{12}$  : 縮小板の有効せん断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_1$  : 縮小板の外半径 (mm)

$t_1$  : 縮小板の板厚 (mm)

各記号の定義及び数値を表 4.6-4 に示す。

表 4.6-4 縮小板に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$S_1$	kN	縮小板に作用するせん断力	1,391
$a_1$	mm	縮小板の外半径	1,925
$t_1$	mm	縮小板の板厚	40

4.6.1 (4)で表される評価式に、表 4.6-4 の入力値を代入すると、縮小板に作用する最大せん断応力度 ( $\tau_1$ ) は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 A_{12} &= 2 \pi \cdot a_1 \cdot t_1 \\
 &= 2 \times 3.1416 \times 1,925 \times 40 \\
 &= 483,800 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_1 &= \frac{S_1}{A_{12}} \\
 &= \frac{1,391}{483,800} \\
 &= 0.00287 \text{ kN/mm}^2 \\
 &\approx 3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

#### 4.6.2 固定ボルト

(1) 固定ボルトに作用する最大応力度 ( $\sigma_2$ )

$$\sigma_2 = \frac{T}{A_{21}}$$

$$A_{21} = n \cdot A_{22}$$

ここで、 $\sigma_2$  : 固定ボルトに作用する最大応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

T : 固定ボルトに作用する引張力 (= P<sub>J</sub>) (kN)

P<sub>J</sub> : 固定ボルトに作用する重畳時荷重 (kN)

A<sub>21</sub> : 固定ボルトの有効断面積の合計 (mm<sup>2</sup>)

n : 固定ボルトの本数 (本)

A<sub>22</sub> : 固定ボルト1本の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

各記号の定義及び数値を表 4.6-5 に示す。

表 4.6-5 固定ボルトに作用する最大応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
T	kN	固定ボルトに作用する引張力	1,391
n	本	固定ボルトの本数	24
A <sub>22</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルト1本の有効断面積	353

4.6.2 (1)で表される評価式に、表 4.6-5 の入力値を代入すると、固定ボルトに作用する最大応力度 ( $\sigma_2$ ) は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} A_{21} &= n \cdot A_{22} \\ &= 24 \times 353 \\ &= 8,472 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{T}{A_{21}} \\ &= \frac{1,391}{8,472} \\ &= 0.1642 \text{ kN/mm}^2 \\ &\approx 164 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 4.6.3 取水管（フランジ部）

(1) 取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重（ $P'$ ）

$$P' = \frac{P_J}{L_f}$$

$$L_f = 2\pi \times b_f$$

ここで、

$P'$ ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの荷重（kN/mm）

$P_J$ ：取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重（kN）

$L_f$ ：取水管（フランジ部）の外周長（mm）

$b_f$ ：取水管（フランジ部）の外半径（mm）

各記号の定義及び数値を表 4.6-6 に示す。

表 4.6-6 取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_J$	kN	取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重	1,406
$b_f$	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1,853

4.6.3 (1)で表される評価式に、表 4.6-6 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重（ $P'$ ）は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} L_f &= 2\pi \times b_f \\ &= 2 \times 3.1416 \times 1,853 \\ &= 11,643 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= \frac{P_J}{L_f} \\ &= \frac{1,406}{11,643} \\ &= 0.121 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

- (2) 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ $M_{rf}$ ,  $M_{\theta f}$ ）  
 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ $M_{r1}$ ,  $M_{\theta 1}$ ）について、「構造力学公式集（土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。

$$M_{rf} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -1 + (1 + \nu) \kappa_f + (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$M_{\theta f} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -\nu + (1 + \nu) \kappa_f - (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$\kappa_f = \beta_f^2 \frac{1 + (1 + \nu) \ln \beta_f}{1 - \nu + (1 + \nu) \beta_f^2}$$

$$\beta_f = \frac{b_f}{a_f}$$

$$\rho_f = \frac{r_f}{a_f}$$

ここで， $M_{rf}$ ：取水管（フランジ部）に作用する半径方向の曲げモーメント

(kN・mm/mm)

$M_{\theta f}$ ：取水管（フランジ部）に作用する周方向の曲げモーメント

(kN・mm/mm)

$P'$ ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重

(kN/mm)

$a_f$ ：取水管（フランジ部）の内半径（mm）

$b_f$ ：取水管（フランジ部）の外半径（mm）

$\nu$ ：ポアソン比

$r_f$ ：取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離（mm）

$\kappa_f$ ,  $\beta_f$ ,  $\rho_f$ ：係数

各記号の定義及び数値を表 4.6-7 に示す。

表 4.6-7 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$a_f$	mm	取水管（フランジ部）の内半径	1,675
$b_f$	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1,853
$\nu$	—	ポアソン比	0.3
$r_f$	mm	取水管（フランジ部）の中心から 半径方向の距離	1,675

4.6.3 (2)で表される評価式に、表 4.6-7 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ $M_{r1}$ 、 $M_{\theta 1}$ ）は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}\beta_f &= \frac{b_f}{a_f} \\ &= \frac{1,853}{1,675} \\ &= 1.1063\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_f &= \frac{r_f}{a_f} \\ &= \frac{1,675}{1,675} \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\kappa_f &= \beta_f^2 \frac{1 + (1 + \nu) \ln \beta_f}{1 - \nu + (1 + \nu) \beta_f^2} \\ &= 1.1063^2 \frac{1 + (1 + 0.3) \ln 1.1063}{1 - 0.3 + (1 + 0.3) 1.1063^2} \\ &= 0.60433\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{rf} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -1 + (1 + \nu) \kappa_f + (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.121 \times 1,675 \times 1.1063}{2} \left[ -1 + (1 + 0.3) \times 0.60433 + (1 - 0.3) \frac{0.60433}{1^2} \right. \\ &\quad \left. - (1 + 0.3) \ln 1 \right] \\ &= 23.39 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\theta f} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[ -\nu + (1 + \nu) \kappa_f - (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.121 \times 1,675 \times 1.1063}{2} \left[ -0.3 + (1 + 0.3) 0.60433 - (1 - 0.3) \frac{0.60433}{1^2} \right. \\ &\quad \left. - (1 + 0.3) \ln 1 \right] \\ &= 7.018 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

(3) 取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（ $\sigma_f$ ）

取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（ $\sigma_1$ ）について、「構造力学公式集（土木学会）」に基づき以下の式より算出する。

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$Z_f = \frac{t_f^2}{6}$$

ここで、

$\sigma_f$  : 取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（kN/mm<sup>2</sup>）

$M_{rf}$  : 取水管（フランジ部）の半径方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

$M_{\theta f}$  : 取水管（フランジ部）の周方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

$Z_f$  : 取水管（フランジ部）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$t_f$  : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

各記号の定義及び数値を表 4.6-8 に示す。

表 4.6-8 取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$t_f$	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46

4.6.3 (3)で表される評価式に、表 4.6-8 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度（ $\sigma_1$ ）は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} Z_f &= \frac{46^2}{6} \\ &= 352.7 \text{ mm}^3 \\ \sigma_f &= \frac{\sqrt{23.39^2 + 7.018^2}}{352.7} \\ &= 0.0692 \text{ kN/mm}^2 \\ &\approx 69 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度（ $\tau_f$ ）

$$\tau_f = \frac{S_f}{A_3}$$

$$A_3 = t_f \cdot l_f$$

$$l_f = \pi (D_i + 2 t_p)$$

ここで、

$\tau_f$  : 取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度（kN/mm<sup>2</sup>）

$S_f$  : 取水管（フランジ部）に作用するせん断力（=  $P_J$ ）（kN）

$P_J$  : 取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重（kN）

$A_3$  : 取水管（フランジ部）付け根の断面積（mm<sup>2</sup>）

$D_i$  : 取水管（フランジ部）の管内径（mm）

$t_p$  : 取水管（管胴部）の管厚（mm）

$t_f$  : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

$l_f$  : 取水管（フランジ部）付け根の周長（mm）

各記号の定義及び数値を表 4.6-9 に示す。

表 4.6-9 取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$S_f$	kN	取水管（フランジ部）に作用するせん断力（= $P_J$ ）	1,406
$t_p$	mm	取水管（管胴部）の管厚	28
$t_f$	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46
$D_i$	mm	取水管（フランジ部）の管内径	3,350

4.6.3 (4)で表される評価式に、表 4.6-9 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度（ $\tau_f$ ）は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} l_f &= \pi (D_i + 2 t_p) \\ &= 3.1416 \times (3,350 + 2 \times 28) \\ &= 10,700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_3 &= t_f \cdot l_f \\ &= 46 \times 10700 \\ &= 492,200 \text{ mm}^2 \\ \tau_f &= \frac{S_f}{A_3} \\ &= \frac{1,406}{492,200} \\ &= 0.0029 \text{ kN/mm}^2 \\ &\doteq 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

## 5. 評価結果

### 5.1 流路縮小工の評価結果

流路縮小工の強度評価結果を表 5.1-1 に示す。各部材の断面照査を行った結果、すべての部材において応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1-1 流路縮小工の強度評価結果（重畳時）

評価対象部位		発生値（応力度）		許容荷重		照査値
縮小板	曲げ	154	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.66
	せん断	3	N/mm <sup>2</sup>	135	N/mm <sup>2</sup>	0.03
固定ボルト	引張	164	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.70
取水管 (フランジ部)	曲げ	69	N/mm <sup>2</sup>	215	N/mm <sup>2</sup>	0.33
	せん断	3	N/mm <sup>2</sup>	124	N/mm <sup>2</sup>	0.03

## 2. 浸水防護施設に関する補足資料

### 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明

#### 2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響について

1号機取水槽流路縮小工は、1号機取水管のフランジに、鋼製の縮小板を取り付けた構造であり、1号機取水槽からの敷地への津波の流入を防止する設計としている。

1号機取水槽流路縮小工の設置を考慮した入力津波評価結果は、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮について」において、1号機取水槽における入力津波高さは、EL 7.0mと評価しており、天端高さEL 8.8mを上回らないことから、外郭浸水防護として敷地への津波の流入を防止できることを確認している。

また、1号機取水槽流路縮小工を設置する影響について、1号機の廃止措置中の通常時及び外部電源喪失時における1号機原子炉補機海水ポンプ運転時においても、取水機能への影響がないことを、第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2021年11月11日）にて説明済みである（図1）。

### 3. 流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響について

#### (2) 原子炉補機海水ポンプの取水性評価

- 取水管への流路縮小工設置により増加する損失水頭は無視できるレベル(0.0018m)であり、流路縮小工設置後の取水槽水位は、原子炉補機海水ポンプの取水可能水位から十分余裕があることから、取水機能への影響はない。
- なお、津波を想定した場合、引き波時に原子炉補機海水ポンプの取水可能水位以下まで水位が下がる可能性があるため、原子炉補機海水ポンプを停止する手順としているが、原子炉補機海水ポンプが停止しても、燃料プールの水温が施設運用上の基準に到達するまでの期間は約10日であり、基準津波(日本海東縁部に想定される地震による津波)の継続時間約360分(安全側の想定として、入力津波の解析時間を設定)に対し、十分余裕があることから、津波が収束し、安全を確認した後に原子炉補機海水ポンプを運転させることにより、施設運用上の基準に到達することなく取水機能を回復できることを確認している。

流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響

流路縮小工	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路断面積 (m <sup>2</sup> )	流速 (m/s)	取水口位置 における 海面水位	取水槽水位(カッ コ内は端数処理 前の値)	原子炉補機 海水ポンプの 取水可能水位
設置前	2.0 <sup>※1</sup>	16.59 <sup>※2</sup>	0.12	EL.-0.02m <sup>※3</sup>	EL.-0.03m (-0.0222m)	EL.-2.37m
設置後		8.81	0.23		EL.-0.03m (-0.0240m) <sup>※4</sup>	

※1 運転状況や系統切替を考慮し、流量が安全側となるよう、原子炉補機海水ポンプ(4台)運転時の流量(876m<sup>3</sup>/h×4台)、タービン補機海水ポンプ(3台)運転時の流量(1,000m<sup>3</sup>/h×3台)、除じんポンプ(2台)運転時の流量(300m<sup>3</sup>/h×2台)を設定

※2 貝付着代5cmを考慮

※3 朔望平均干潮位

※4 取水管の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)を考慮

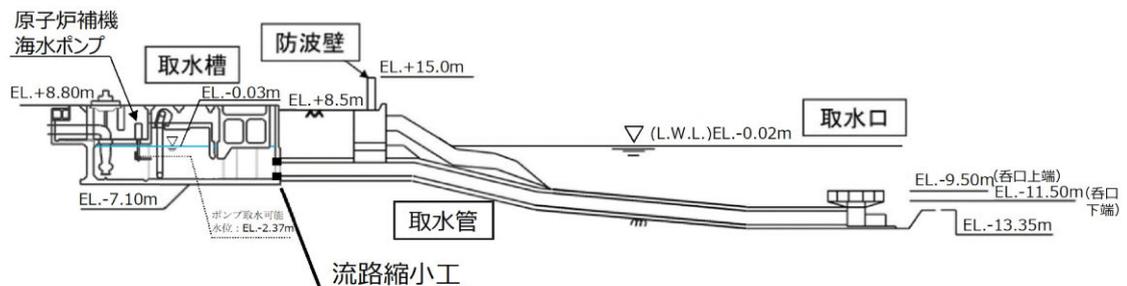
図1(1) 1号機の取水機能への影響確認結果

(2021年11月11日 第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料2-2)再掲)

### 3. 流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響について

#### (3) 海水中に含まれる砂による取水機能への影響

- 島根1号炉の取水口は、海底面から取水口呑口の下端までの高さが約2mあるため、海底面の砂が取水口に到達しにくく、流路縮小工貫通部が砂で閉塞することは考えにくいことから、海水の流れに伴う砂の移動・堆積による取水機能への影響はない。
- なお、津波による浮遊砂に対する原子炉補機海水ポンプ運転への影響について、原子炉補機海水ポンプ軸受には異物逃がし溝があり、浮遊砂の影響を考慮した設計上の配慮がなされているため、運転に影響がないことを確認している。



1号炉 取水施設の断面図

図1(2) 1号機の取水機能への影響確認結果

(2021年11月11日 第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料2-2)再掲)

(参考資料 1) 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速について

## 1. 概要

流路縮小工の強度計算に用いる荷重の算定における水位及び流速については、図 1-1～3 に示す 1号機取水施設の管路解析モデルにより算定された管路解析結果より設定する。なお、1号機取水施設の管路解析モデルについては、設計の進捗により、図 1-4 に示すとおり「2.2 構造計画」及び1号機取水槽ピット部の閉塞を反映したものとする。

流路縮小工の強度計算に用いる荷重のうち静水圧  $F_h$  及び動水圧  $P_{dw}$  については、管路解析結果より 1号機取水槽の水位等を用いて算定する。また、抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  については、管路解析結果より 1号機取水槽流路縮小工の設置位置における流速を用いて算定する。

本資料では、流路縮小工の強度計算に用いる荷重の算定における水位及び流速の設定について説明する。

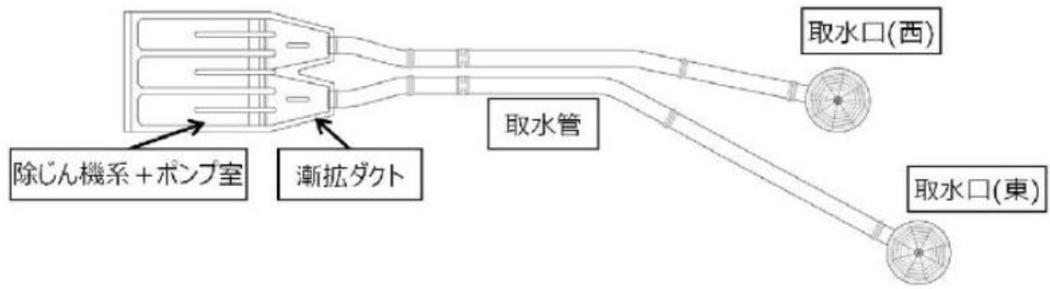


図 1-1 1号機取水施設平面図

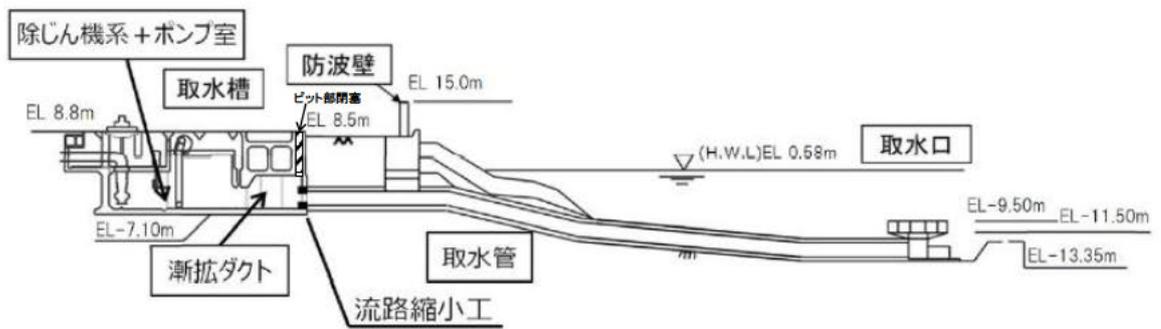


図 1-2 1号機取水施設断面図

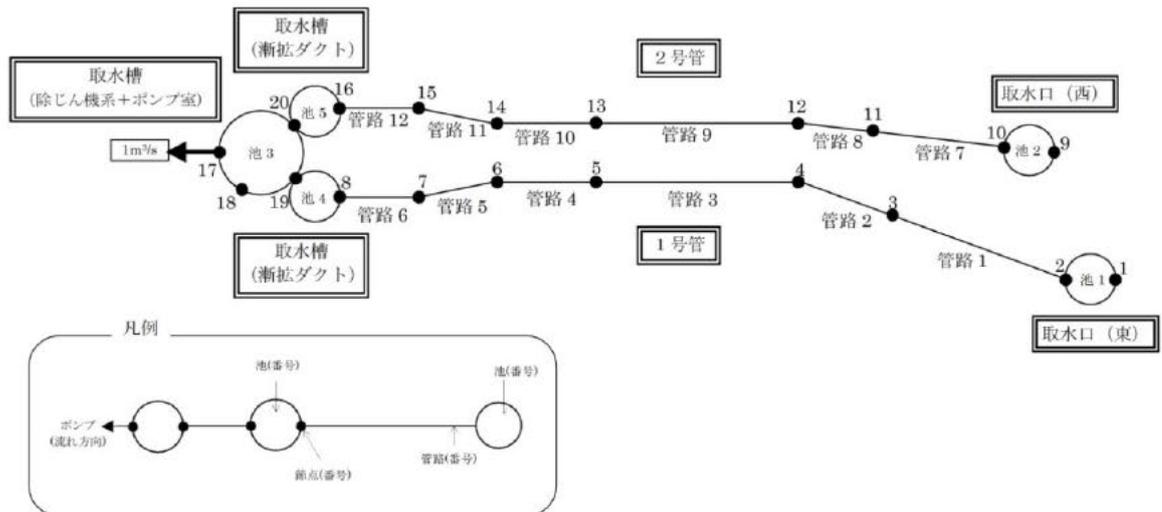
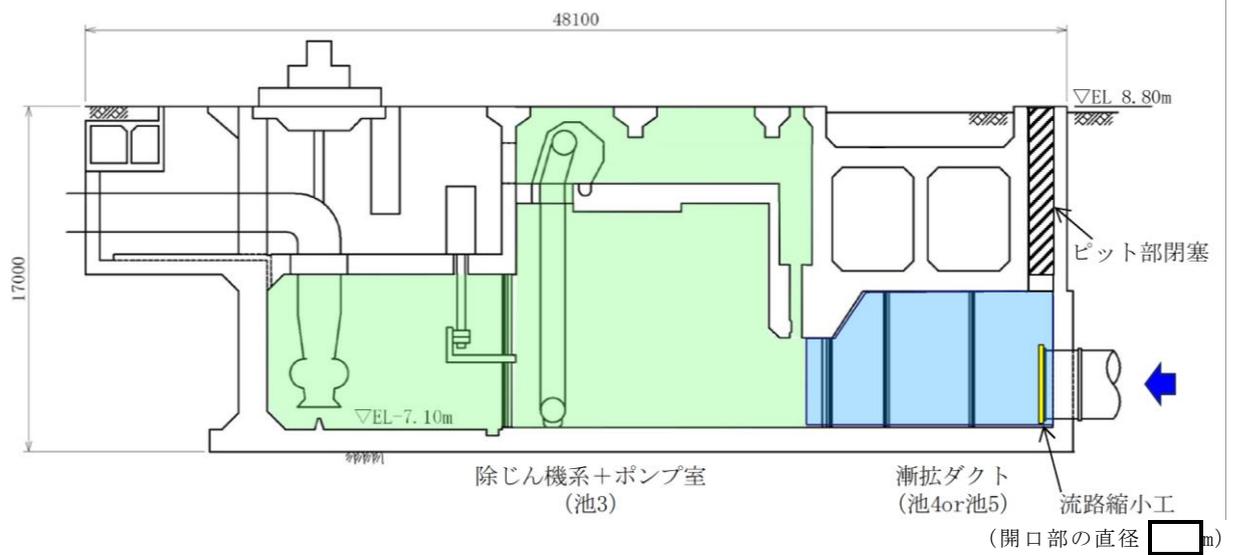


図 1-3 1号機取水施設の管路解析モデル図



注：「2.2 構造計画」及び1号機取水槽ピット部の閉塞の反映による入力津波の設定への影響はないことを確認している。

図 1-4 1号機取水槽モデル化の概念図

## 2. 流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速

### 2.1 静水圧 $F_h$

静水圧  $F_h$  の算定に用いる水位は、流路縮小工に作用する静水圧  $F_h$  が最大となるよう、管路解析モデルにおいて上流である池1又は池2と下流である池4又は池5の水位差が最大となる時刻における水位を選定する。静水圧  $F_h$  の算定に用いる水位の抽出位置を図 2.1-1 に示す。なお、流路縮小工を安全側に評価する観点から、流速を用いて算定する抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  と荷重の向きが同じとなるよう、上流から下流に静水圧  $F_h$  が作用するよう、下流より上流の水位が高い時刻を選定する。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、 $F_h$  : 静水圧 (kN)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 上下流の水位差 (m)

A : 作用面積 (m<sup>2</sup>)

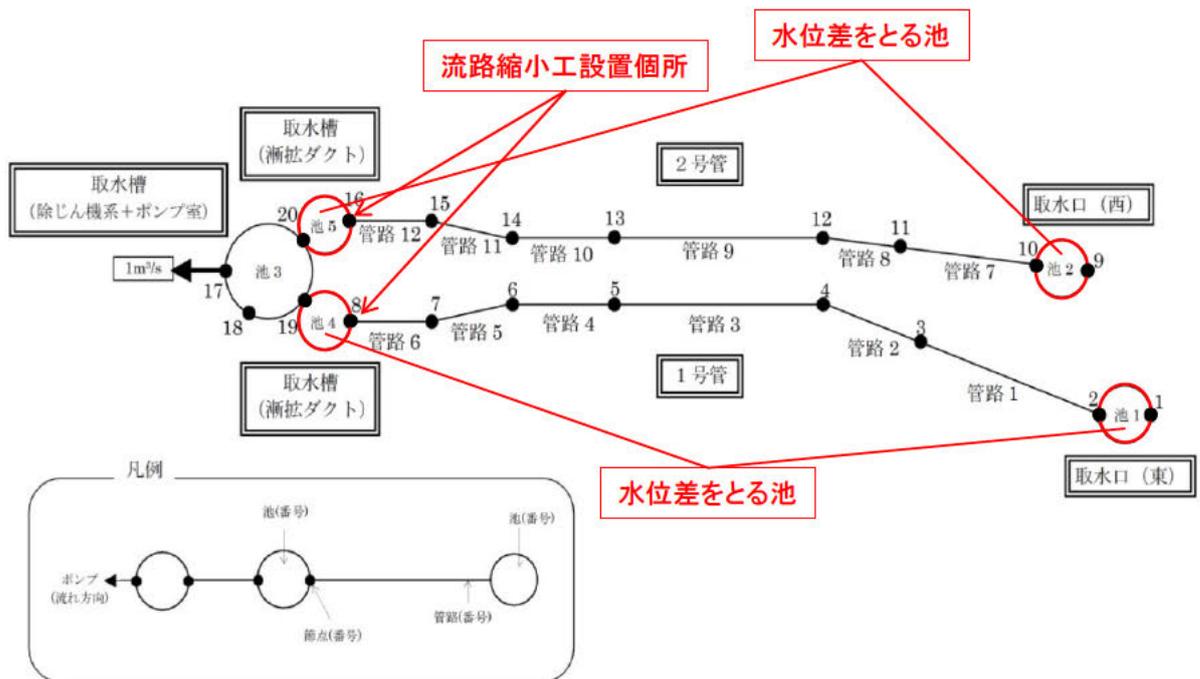


図 2.1-1 静水圧  $F_h$  の算定に用いる水位の抽出位置

(1) 津波時

津波時（日本海東縁部を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 より，ケース 3（基準津波 1，防波堤無し，貝付着有り，ポンプ停止）において算定される最大水位差  $\Delta h = 8.46\text{m}$  を，津波時の静水圧  $F_h$  の算定に用いる。

表 2.1-1 津波時（日本海東縁部を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	池 1 の水位	池 4 の水位	水位差 $\Delta h$	池 2 の水位	池 5 の水位	水位差 $\Delta h$
日本海東縁部	1	基準津波 1	有り	有り	停止	4.36	-1.42	5.78	4.90	-1.08	5.98
	2			無し		4.03	-1.72	5.75	4.90	-0.98	5.88
	3		無し	有り		8.49	0.03	8.46	7.63	0.26	7.37
	4			無し		8.49	0.22	8.27	7.63	0.48	7.15
	5	基準津波 2	有り	有り		4.96	-0.59	5.55	4.87	-0.79	5.66
	6			無し		4.96	-0.37	5.33	4.87	-0.60	5.47
	7	基準津波 5	無し	有り		5.51	-1.85	7.36	6.25	-1.25	7.50
	8			無し		5.51	-1.76	7.27	6.25	-1.08	7.33

(2) 重畳時

重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.1-2 に示す。

表 2.1-2 より，ケース 9（基準津波 4，防波堤無し，貝付着有り，ポンプ停止）において算定される最大水位差  $\Delta h = 2.35\text{m}$  を，重畳時の静水圧  $F_h$  の算定に用いる。

表 2.1-2 重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	池 1 の水位	池 4 の水位	水位差 $\Delta h$	池 2 の水位	池 5 の水位	水位差 $\Delta h$
海域活断層	9	基準津波 4	有り	有り	停止	-0.04	-1.67	1.63	0.10	-1.57	1.67
	10			無し		-0.27	-1.88	1.61	-0.17	-1.78	1.61
	11		無し	有り		1.03	-1.32	2.35	0.88	-1.45	2.33
	12			無し		0.96	-1.21	2.17	0.68	-1.50	2.18
	13	活断層上昇側	有り	有り		-0.05	-1.46	1.41	-0.17	-1.54	1.37
	14			無し		-0.08	-1.57	1.49	-0.17	-1.66	1.49
	15		無し	有り		1.03	-0.88	1.91	0.86	-1.04	1.90
	16			無し		0.31	-1.60	1.91	0.86	-1.03	1.89

## 2.2 動水圧 $P_{dw}$

動水圧  $P_{dw}$  の算定に用いる水位は、流路縮小工にかかる動水圧  $P_{dw}$  が最大となるよう、管路解析モデルにおいて流路縮小工が設置される池4又は池5の水位が最大となる時刻における水位を選定する。動水圧  $P_{dw}$  の算定に用いる水位の抽出位置を図 2.2-1 に示す。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで、 $P_{dw}$  : 動水圧 (kN)

$C$  : 補助係数 (=1.0)

$K_h$  : 弾性設計用地震動  $S_d-D$  による水平方向の余震震度

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m<sup>3</sup>)

$Z_{dw}$  : 水深 (m)

$z_{dw}$  : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

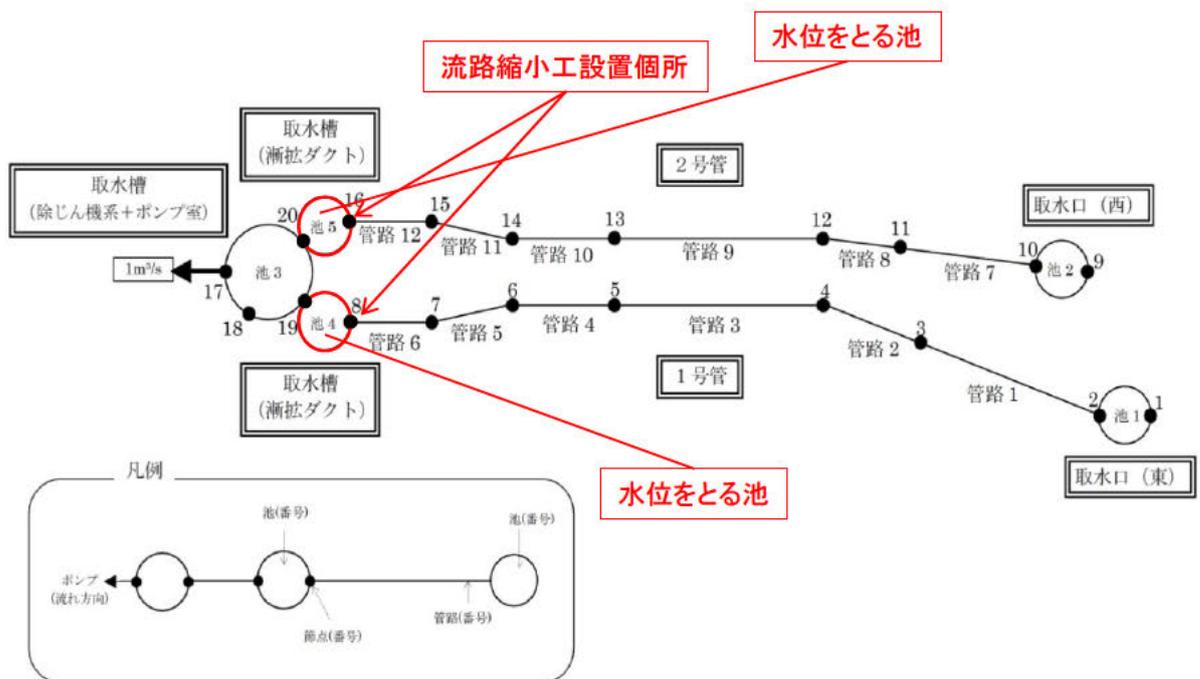


図 2.2-1 動水圧  $P_{dw}$  の算定に用いる水位の抽出位置

(1) 重畳時

重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 より、ケース 8（基準津波 4，防波堤有り，貝付着無し，ポンプ停止）において算定される最大水位  $h=3.36\text{m}$  を，重畳時の動水圧  $P_{dw}$  の算定に用いる。

表 2.2-1 重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ 状態	池 4 の 水位	池 5 の 水位
海域 活断層	9	基準津波 4	有り	有り	停止	3.25	3.25
	10			無し		3.36	3.36
	11		無し	有り		3.08	3.08
	12			無し		3.34	3.34
	13	活断層 上昇側	有り	有り		3.14	3.14
	14			無し		3.19	3.19
	15		無し	有り		3.12	3.12
	16			無し		3.33	3.33

### 2.3 抗力 $F_d$ 及び摩擦による推力 $P_{ht}$

抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  の算定に用いる流速は、流路縮小工に作用する抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  が最大となるよう、管路解析モデルにおいて流路縮小工が設置される節点 8 又は節点 16 の流速が最大となる時刻における流速を選定する。抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  の算定に用いる流速の抽出位置を図 2.3-1 に示す。

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで、 $F_d$  : 抗力 (kN)

$\rho_0$  : 密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

$C_D$  : 抗力係数 (=2.01 保守的に最大値とする)

$A$  : 縮小板の面積 (m<sup>2</sup>)

$v$  : 流速 (m/s)

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここで、 $P_{ht}$  : 摩擦による推力 (kN)

$f$  : 流水の摩擦抵抗係数 (=0.2 · D<sup>-1/3</sup>)

$D$  : 貫通部直径 (m)

$L$  : 貫通部長さ (m)

$Q$  : 流量 (=v × A') (m<sup>3</sup>/s)

$A'$  : 貫通部内空断面積 (=π × D<sup>2</sup>/4) (m<sup>2</sup>)

$v$  : 流速 (m/s)

$g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

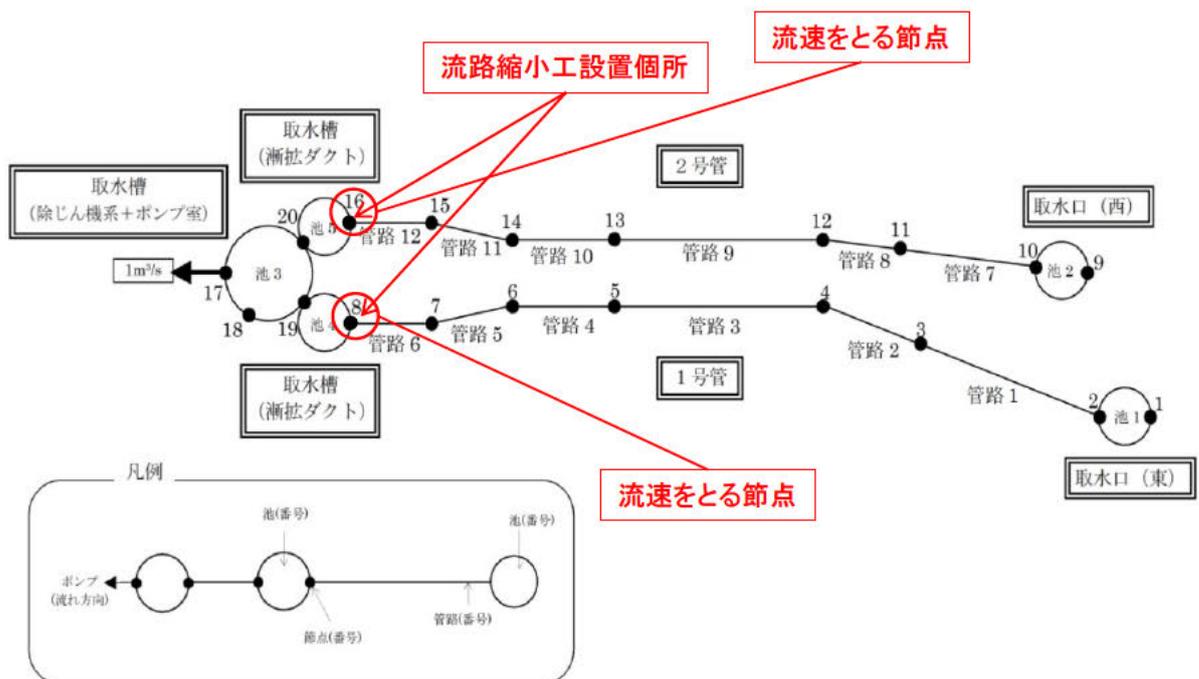


図 2.3-1 抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  の算定に用いる流速の抽出位置

(1) 津波時

津波時（日本海東縁部を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 より，ケース 8（基準津波 5，防波堤無し，貝付着無し，ポンプ停止）において算定される最大流速 9.677m/s を切り上げた流速 10m/s を，津波時の抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  の算定に用いる。

表 2.3-1 津波時（日本海東縁部を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	節点 8 の流速	節点 16 の流速
日本海東縁部	1	基準津波 1	有り	有り	停止	8.157	8.458
	2			無し		8.435	8.730
	3		無し	有り		8.889	9.294
	4			無し		9.042	9.438
	5	基準津波 2	有り	有り		7.868	8.049
	6			無し		8.024	8.180
	7	基準津波 5	無し	有り		9.174	9.410
	8			無し		9.436	9.677

(2) 重畳時

重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.3-2 に示す。

表 2.3-2 より，ケース 12（基準津波 4，防波堤無し，貝付着無し，ポンプ停止）において算定される最大流速 5.159m/s を切り上げた流速 6m/s を，重畳時の抗力  $F_d$  及び摩擦による推力  $P_{ht}$  の算定に用いる。

表 2.3-2 重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	節点 8 の流速	節点 16 の流速
海域活断層	9	基準津波 4	有り	有り	停止	4.136	4.234
	10			無し		4.124	4.360
	11		無し	有り		4.984	5.126
	12			無し		4.968	5.159
	13	活断層 上昇側	有り	有り		3.610	3.754
	14			無し		3.621	3.909
	15		無し	有り		4.531	4.624
	16			無し		4.569	4.784

(参考資料 2) 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象について

1. 流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象について

流路縮小工の各部位が損傷により要求機能を喪失しうる事象を抽出し、これに対する設計・施工上の配慮の整理結果を表1～表3に示す。

表1 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮  
(縮小板, 固定ボルト及び取付板)

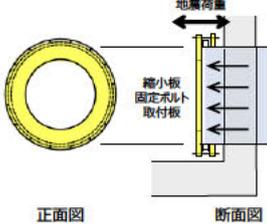
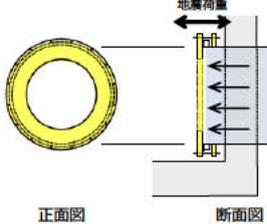
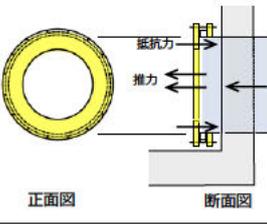
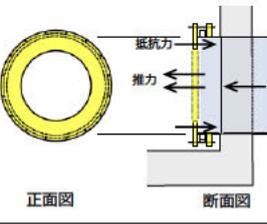
部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	評価対象
縮小板 固定ボルト 取付板	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重や津波荷重により、縮小板が曲げ破壊又はせん断破壊することで津波防護機能を喪失する。</li> <li>縮小板から伝達する荷重により、取付板及び固定ボルトが破断し、津波防護機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>縮小板、取付板及び固定ボルトに生じる断面力による応力度が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul> 	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>開口部における流水の摩擦により推力が生じ、縮小板が曲げ破壊又はせん断破壊することで津波防護機能を喪失する。</li> <li>縮小板から伝達する荷重により、取付板及び固定ボルトが破断し、津波防護機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時及び重畳時の津波荷重として、流水の摩擦による推力を考慮する。</li> </ul> 	○

表2 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮  
(取水管 (管胴部及びフランジ部))

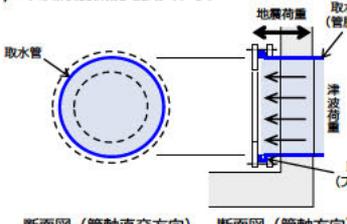
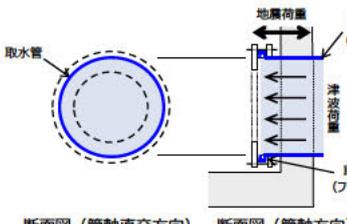
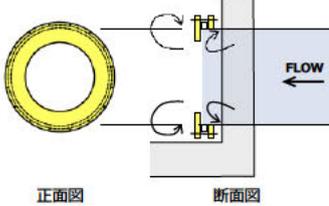
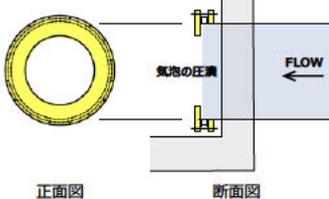
部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	評価対象
取水管 (管胴部) (フランジ部)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重や新設の鋼製部材から伝達する津波荷重により、取水管 (管胴部) が曲げ破壊、せん断破壊又は引張破壊することで、津波防護機能を喪失する。</li> <li>地震荷重や新設の鋼製部材から伝達する津波荷重により、取水管 (フランジ部) が曲げ破壊又はせん断破壊することで、津波防護機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水管 (管胴部, フランジ部) に生じる断面力による応力度が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul> 	○

表3 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮  
(流路縮小工全体)

設備の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
流路縮小工全体	<p>・急縮部・急拡部で発生する砂や貝を含んだ渦や流水による摩耗(エロージョン摩耗*)によって形状に変化が生じ、津波防護機能を喪失する。</p>  <p>正面図 断面図</p>	<p>・「建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」によれば、渦や流水による摩耗は経年劣化による損傷である。常時の流路縮小工による開口部の流速が0.11m/sと遅いこと、前述のとおり流水に砂がほとんど含まれないこと及び貝については定期的な清掃により貝を除去する保守管理方針とすることから、摩耗による流路縮小工の健全性への影響は小さいと判断する。</p> <p>・津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。「水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版(社)水門鉄管協会」によれば、管の摩耗による板厚の減少に対して余裕厚を確保する方法が用いられていることから、縮小板に対して余裕厚を考慮する。</p>	-
	<p>・急縮部に高速な津波が流れ込むことによる局所的な圧力降下によって、その下流は負圧となって空洞を生じ(キャビテーション)、圧力が高まる急拡部付近に移動すると、水蒸気の気泡は急激に圧潰され、壁面に損傷を与えることにより、形状に変化が生じ、流路縮小性能を喪失する(ピッチング損傷)。</p>  <p>正面図 断面図</p>	<p>・「ダム・堰施設技術基準(案)平成23年版(社)ダム・堰施設技術協会」によれば、円形断面で出口面積が3~4m<sup>2</sup>未満の放流管を「小容量放流管」とし、小断面で管内流速が10m/sを超える場合は圧力降下を生じる可能性があるとしている。一方で、流路縮小工は円形断面で出口面積が4.33m<sup>2</sup>を確保し、管路解析の結果から津波時の流速が最大でも9.68m/sであることから、圧力降下が生じる可能性は小さく、キャビテーションによる流路縮小工の健全性への影響は小さいと判断する。</p>	-

注記\* : エロージョン摩耗とは、液体粒子・固体粒子あるいは液体の流れが角度をなして物体表面に衝突することで生じる摩耗である。

(参考資料 3) 1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

1. 1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

1号機取水槽流路縮小工の開口部は直径  m であり、既往の取水設備の点検結果から、海生生物の付着代は最大で約 5cm 程度である。このため、海生生物の付着による閉塞の可能性はなく、参考資料 4 に示すとおり定期的な点検と清掃を実施することから、1号機取水槽流路縮小工の閉塞の可能性はないと判断している。

仮に1号機取水槽流路縮小工の閉塞を仮定した場合においても、1号機取水槽の水位が低下傾向を示すため、「取水槽水位低」の警報が中央制御室において発報することにより検知可能であり、保安規定に紐づく QMS 文書「設備別運転要領書 別冊 警報発生時の措置」に基づき対応が可能である。