

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 29
提出年月日	2023年2月17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

2023年2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. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 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
  - 2.4 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

## 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

### 1.5.1 漂流物衝突荷重

津波防護施設のうち防波壁及び防波壁通路防波扉において，漂流物の衝突による影響を抑制する目的で，漂流物対策工を設置する。

防波壁において，漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で，図 1.5.1-1 に示す漂流物対策工を設置する。

防波壁通路防波扉において，防波壁通路防波扉に漂流物を直接衝突させない目的で，図 1.5.1-2 に示す漂流物対策工を設置する。

津波防護施設に考慮する漂流物衝突荷重について，津波防護施設の構造及び漂流物対策工の有無を踏まえて設定する。

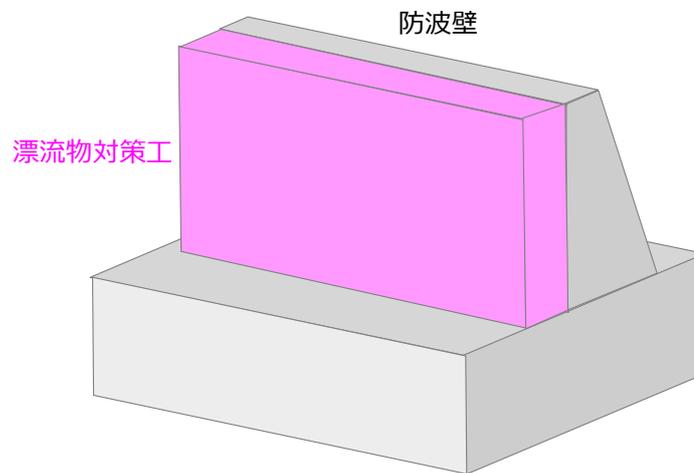


図 1.5.1-1 防波壁に設置する漂流物対策工

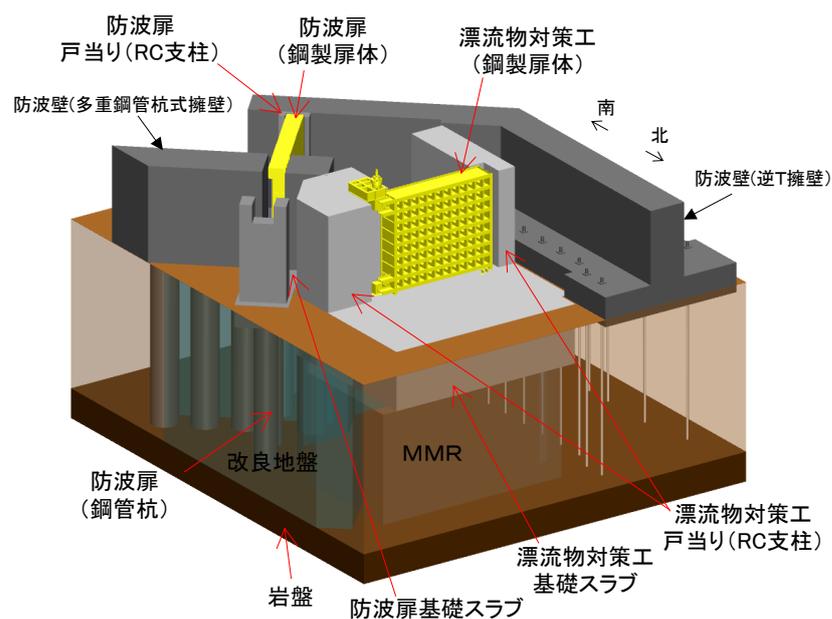


図 1.5.1-2 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工

(1) 漂流物衝突荷重

漂流物衝突荷重は、「補足 018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」において、浸水防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として船舶（総トン数 19 トン）を想定し、表 1.5.1-1 に示す津波の流速を用いて、「衝突解析」の結果に基づき設定する。「衝突解析」における衝突状況を図 1.5.1-3 に示す。

表 1.5.1-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (EL (m))	流速 (m/s)
浸水防護施設	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	12.6	10.0*
	防波壁（逆 T 擁壁）	12.6	10.0*
	防波壁（波返重力擁壁）	12.6	10.0*

注記 \*：「補足 018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」に示されるように、安全側に日本海東縁部に想定される地震による津波及び海域活断層から想定される地震による津波ともに、漂流物の衝突速度 10.0m/s を設定

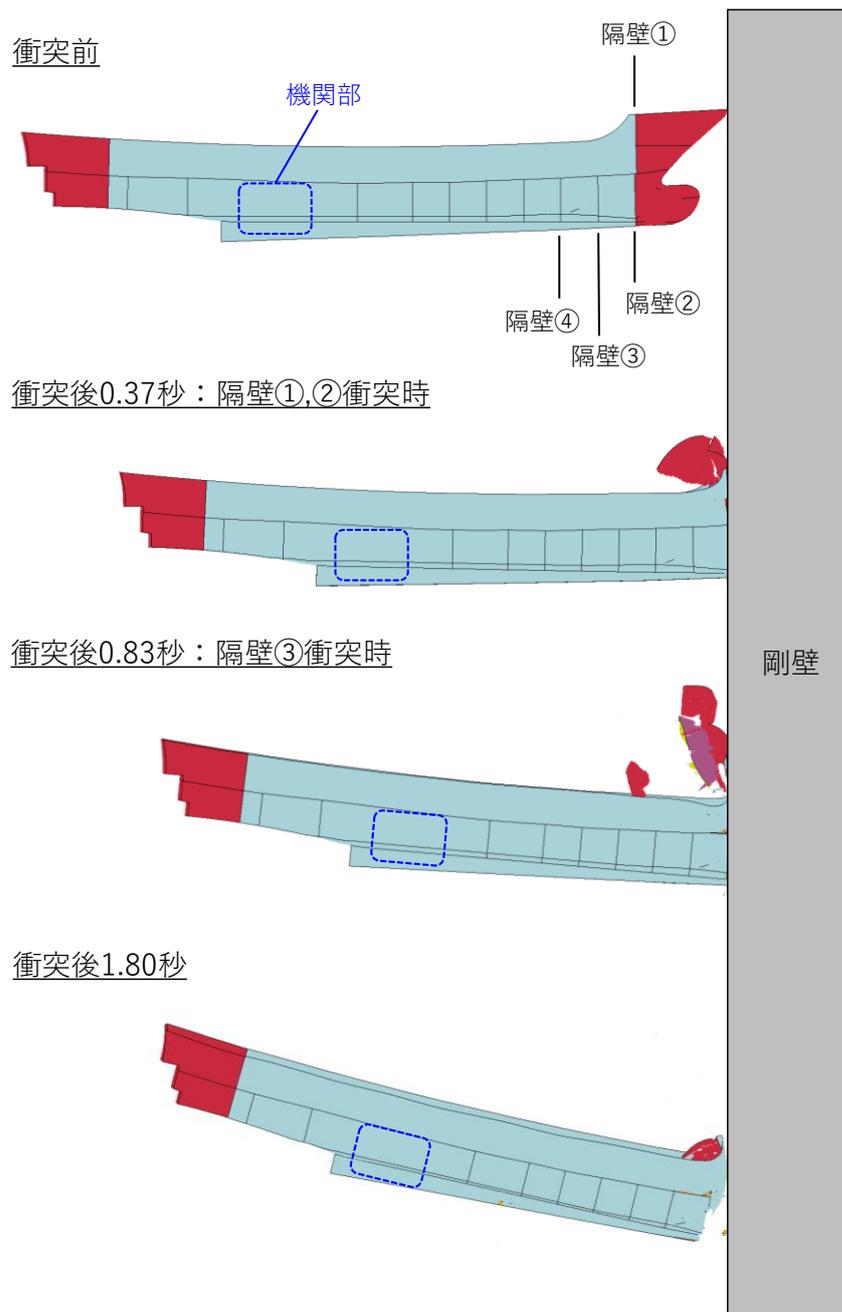


図 1.5.1-3 「衝突解析」における衝突状況  
(例：船首衝突)

漂流物衝突荷重として、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」及び「局所的な漂流物衝突荷重」を設定する（図 1.5.1-4）。

「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」は、評価対象構造物の延長に応じて、表 1.5.1-2 に示す設計用漂流物衝突荷重を設定する。また、評価対象構造物のうち局所的な損傷が懸念される部材、又は評価対象範囲が「局所的な漂流物衝突荷重」の載荷幅の 1m を下回る部材については、「局所的な漂流物衝突荷重」の設計用漂流物衝突荷重は 1,200kN を設定する。

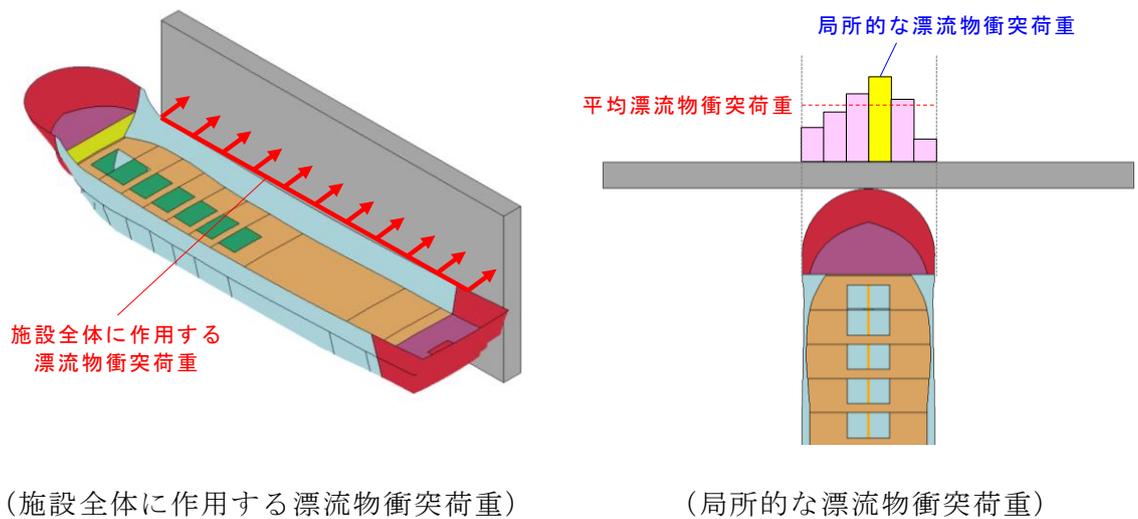


図 1.5.1-4 設計用漂流物衝突荷重のイメージ図

表 1.5.1-2 評価対象構造物に対する設計用漂流物衝突荷重  
(施設全体に作用する漂流物衝突荷重)

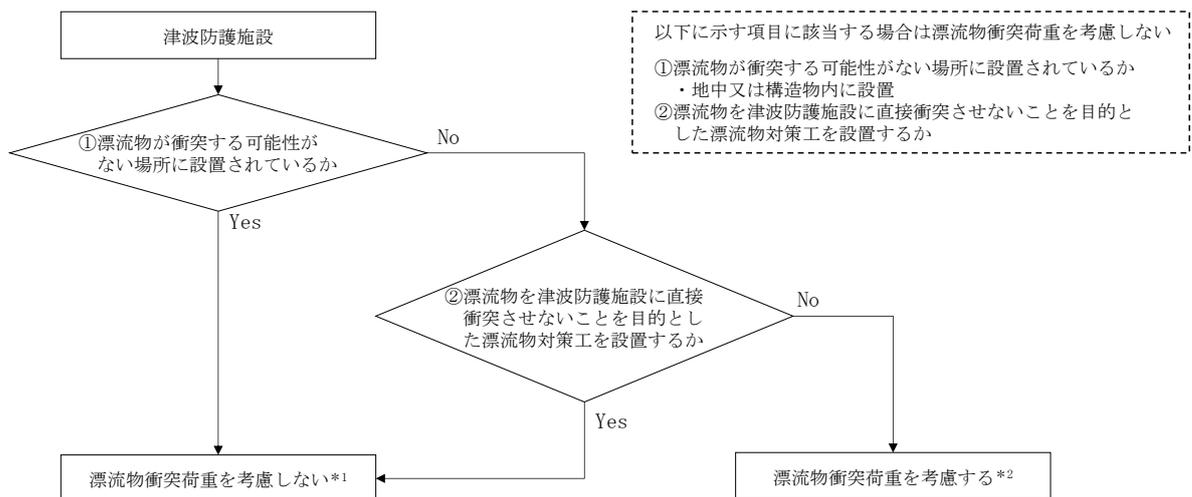
評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される漂流物衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される漂流物衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均漂流物衝突荷重 (設計用平均漂流物衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	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漂流物衝突荷重	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漂流物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
設計用平均漂流物衝突荷重 (設計用平均漂流物衝突荷重×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)

(2) 漂流物衝突荷重を考慮する津波防護施設の選定

津波防護施設において、漂流物衝突荷重を考慮する施設の選定フローを図 1.5.1-5 に、漂流物衝突荷重を考慮する施設の選定結果を表 1.5.1-3 に示す。

表 1.5.1-3 より、漂流物衝突荷重を考慮する施設は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆 T 擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）に加えて、防波壁通路防波扉（荷揚場南，3号機東側）に設置する漂流物対策工を選定する。

また、防波壁の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置する施設である防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）及び漂流物衝突荷重を考慮しない施設である1号機取水槽流路縮小工の設置状況を図 1.5.1-7 に示す。なお、狭隘な設置場所とは、開口幅が、図 1.5.1-6 に示す標準的な漁船諸元と比較して狭い箇所とした。



注記\*1：漂流物を津波防護施設に直接衝突させないことを目的とした漂流物対策工を設置する場合、漂流物対策工は漂流物衝突荷重を考慮する。  
\*2：防波壁の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置する場合は、船舶は衝突しないため、枕木による衝突荷重を考慮する。

図 1.5.1-5 漂流物衝突荷重を考慮する施設の選定フロー

表 1.5.1-3 漂流物衝突荷重を考慮する施設の選定結果

津波防護施設		①漂流物が衝突する可能性がない場所に設置されているか	②漂流物を津波防護施設に直接衝突させないことを目的とした漂流物対策工を設置するか	漂流物衝突荷重の考慮	備考
防波壁	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	×	×	考慮する	(漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工を設置)
	防波壁 (逆T擁壁)	×	×	考慮する	(漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工を設置)
	防波壁 (波返重力擁壁)	×	×	考慮する	(漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工を設置)
防波壁 通路 防波扉	防波壁通路防波扉 (1号機北側)	×	×	考慮する	狭隘な場所に設置するため、船舶は衝突しない。枕木による漂流物衝突荷重を考慮する。
	防波壁通路防波扉 (2号機北側)	×	×	考慮する	狭隘な場所に設置するため、船舶は衝突しない。枕木による漂流物衝突荷重を考慮する。
	防波壁通路防波扉 (荷揚場南)	×	○	考慮しない	防波壁通路防波扉に漂流物を直接衝突させない目的で漂流物対策工を設置するため、漂流物は衝突しない。なお、漂流物対策工は、漂流物衝突荷重を考慮する
	防波壁通路防波扉 (3号機東側)	×	○	考慮しない	防波壁通路防波扉に漂流物を直接衝突させない目的で漂流物対策工を設置するため、漂流物は衝突しない。なお、漂流物対策工は、漂流物衝突荷重を考慮する
1号機取水槽流路縮小工		○	—	考慮しない	1号機取水槽内に設置するため、漂流物は衝突しない

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)      —：漂流物が衝突する可能性がない場所に設置されているため対象外

図-3.4.5 に標準的な漁船諸元の測定方法を示す。

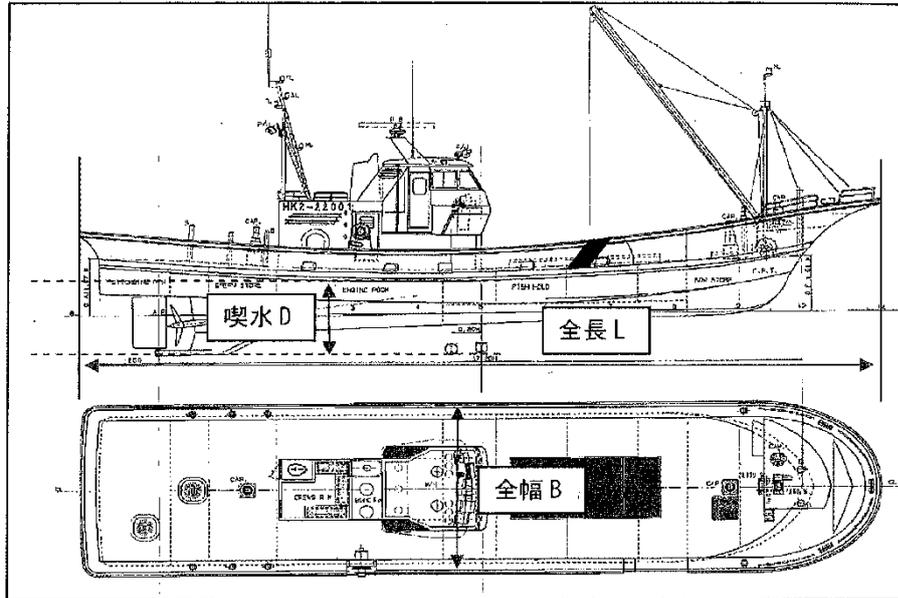


図-3.4.5 標準的な漁船諸元の測定方法(全長L、全幅B、喫水D)

入港漁船の型式、寸法等が不明でその喫水を明確に決定したい場合は、表-3.4.3を参考にすることができる。

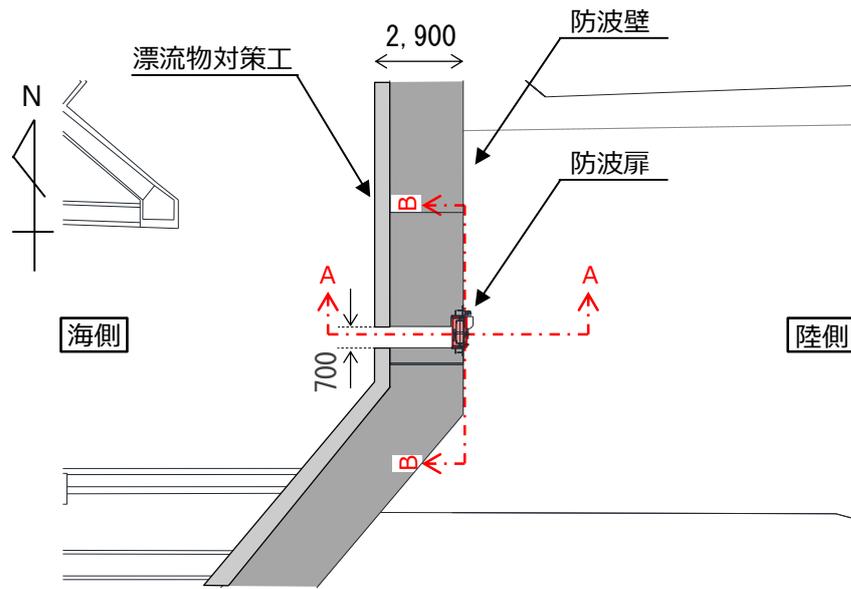
表-3.4.3 漁船の諸元<sup>7)</sup>

船型 (G.T.)	船の長さ (L)	船の幅 (B)	喫水	
			最大 (dmax)	最小 (dmin)
1	7.0m	1.8m	1.0m	-m
2	8.0	2.2	1.2	-
3	9.0	2.4	1.4	-
4	10.0	2.6	1.6	-
5	11.0	2.8	1.8	-
10	13.0	3.5	2.0	1.9
20	17.0	4.3	2.2	2.1
30	20.0	4.7	2.5	2.3
40	22.0	5.2	2.7	2.5
50	24.0	5.5	2.9	2.6
100	30.0	6.5	3.7	3.2
150	35.0	7.2	4.2	3.5
200	40.0	7.6	4.6	3.8
300	46.0	8.4	5.2	4.2
400	52.0	8.9	5.6	4.5
500	55.0	9.4	5.9	4.8

図 1.5.1-6 標準的な漁船諸元

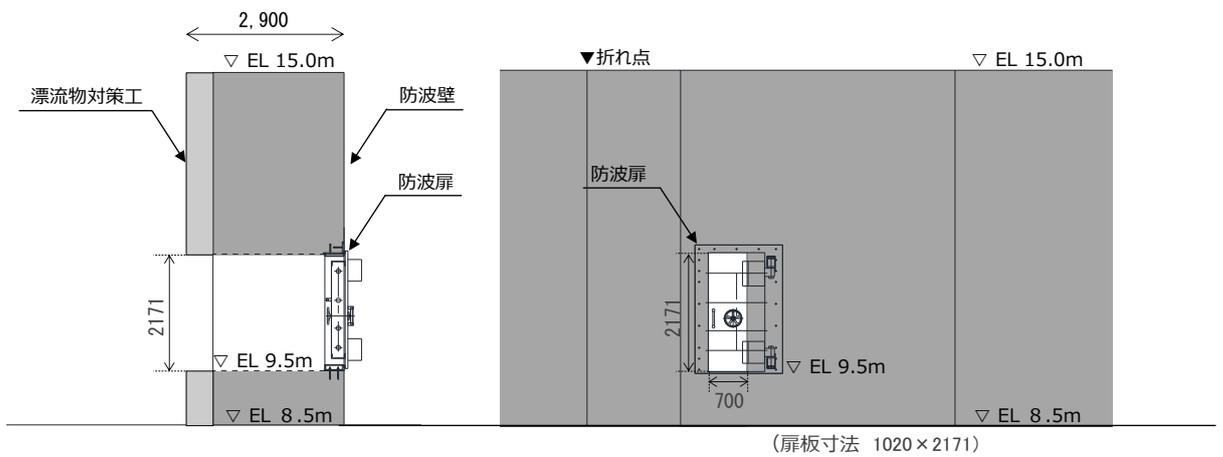
(「津波漂流物対策施設設計ガイドライン

(一般財団法人沿岸技術研究センター，平成 26 年 3 月)」より抜粋)



平面図

(単位 mm)

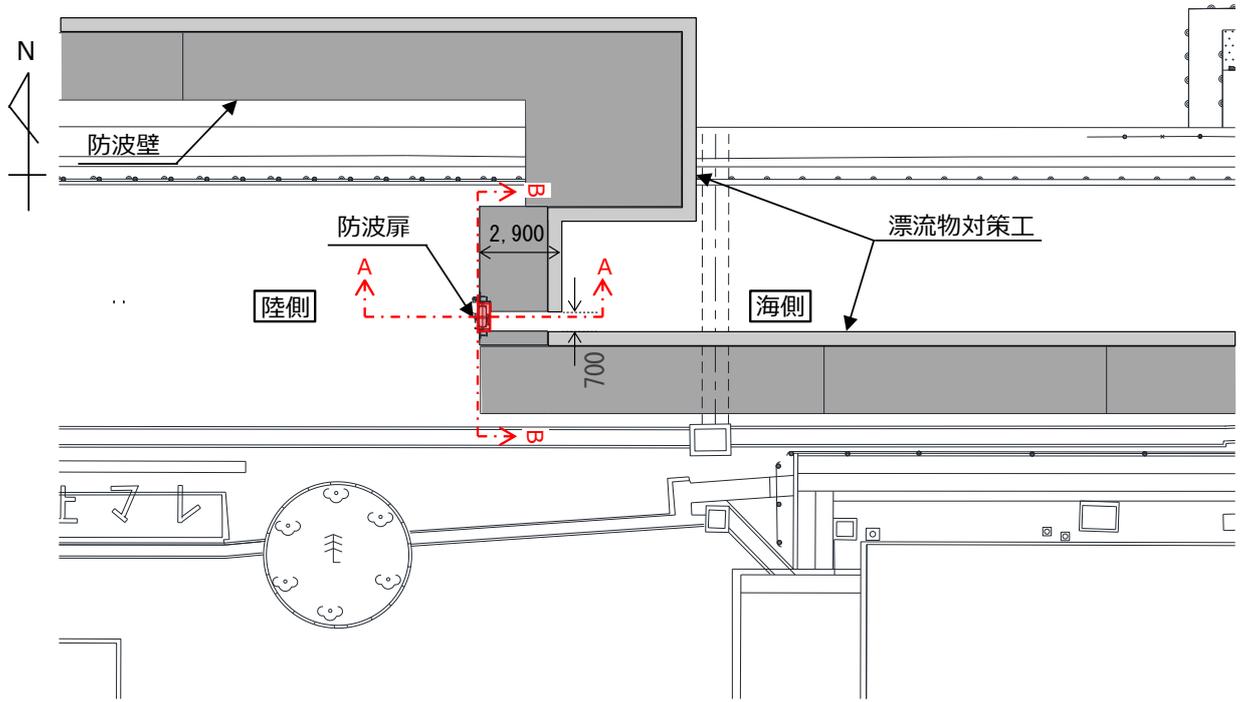


A—A 断面

B—B 断面

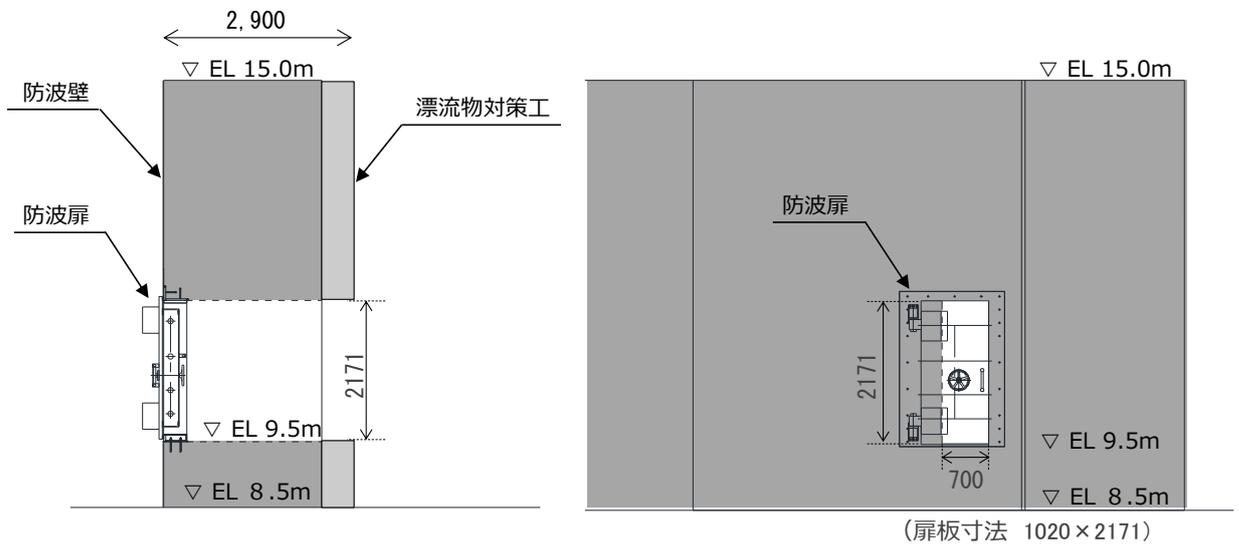
断面図

図 1.5.1-7(1) 狭隘な場所に設置する施設の設置状況  
(防波壁通路防波扉 (1号機北側))



平面図

(単位 mm)

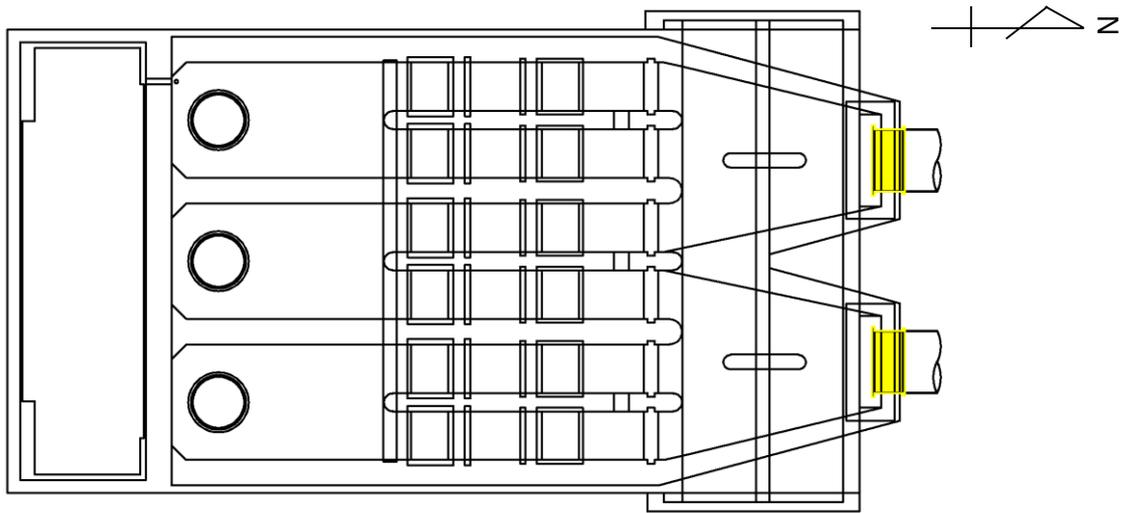


A-A 断面

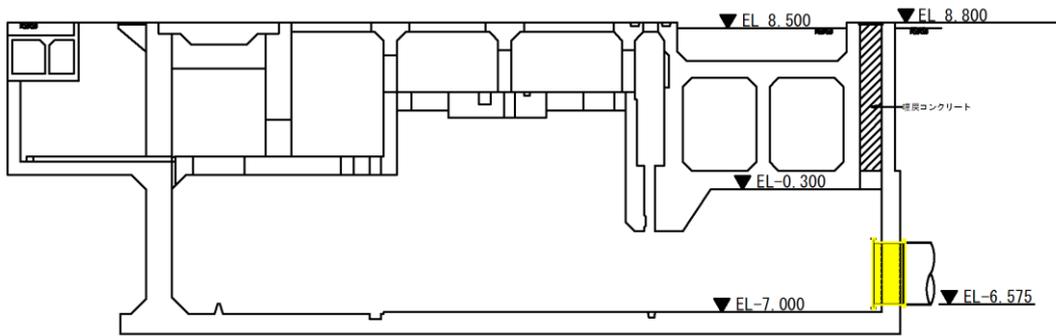
B-B 断面

断面図

図 1.5.1-7(2) 狭隘な場所に設置する施設の設置状況  
(防波壁通路防波扉 (2号機北側))



平面図



(単位:mm)

縦断図

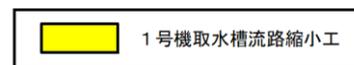


図 1.5.1-7(3) 漂流物衝突荷重を考慮しない施設の設置状況  
(1号機取水槽流路縮小工)

(3) 船舶（総トン数 19 トン）による漂流物衝突荷重

船舶（総トン数 19 トン）による漂流物衝突荷重を考慮する津波防護施設及び津波防護施設に設置する漂流物対策工における漂流物衝突荷重の設定方法を示す。

a. 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

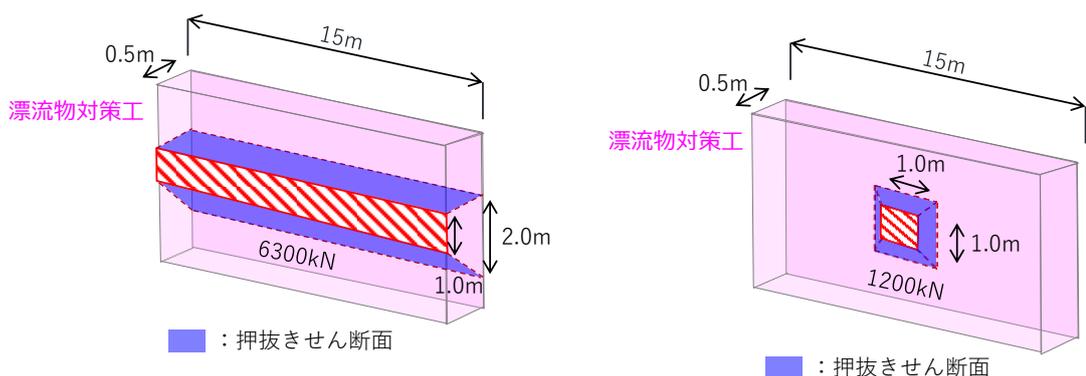
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁の前面に設置し、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、局所的な損傷を防止することを目的としている。防波壁（波返重力擁壁）の一部のケーソンについては、ケーソンの前壁の背面にコンクリートを充填しており、局所的な損傷（コンクリートの押抜きせん断）が懸念されないため、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置しない。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、漂流物が直接衝突することから、局所的な損傷である押抜きせん断が懸念される。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）における漂流物衝突荷重の载荷イメージを図 1.5.1-8 に示す。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さ 0.5m、延長を 15m とした場合、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」は 6,300kN（表 1.5.1-2 参照）となり、漂流物衝突荷重による押抜きせん断力は  $0.42\text{N}/\text{mm}^2$  となる。「局所的な漂流物衝突荷重」である 1,200kN では、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の中央に衝突した場合の押抜きせん断力は  $0.43\text{N}/\text{mm}^2$ 、端部に衝突した場合は  $0.63\text{N}/\text{mm}^2$  となる。

よって、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度評価において、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。



(施設全体に作用する衝突荷重)

(局所的な衝突荷重)

図 1.5.1-8 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

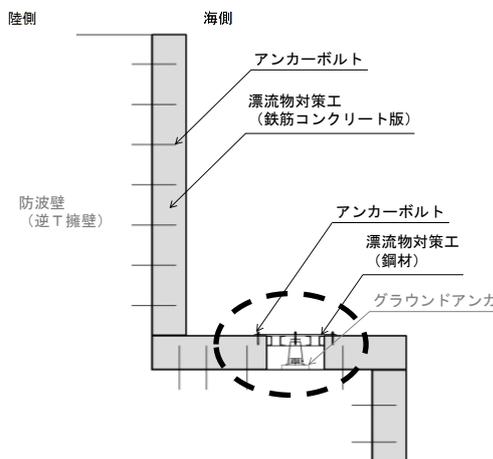
b. 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）は、防波壁（逆T擁壁）のフーチング（グラウンドアンカ設置箇所）に設置し、漂流物をグラウンドアンカに衝突させないことを目的として、グラウンドアンカ設置箇所である開口部を覆うような構造となっている。

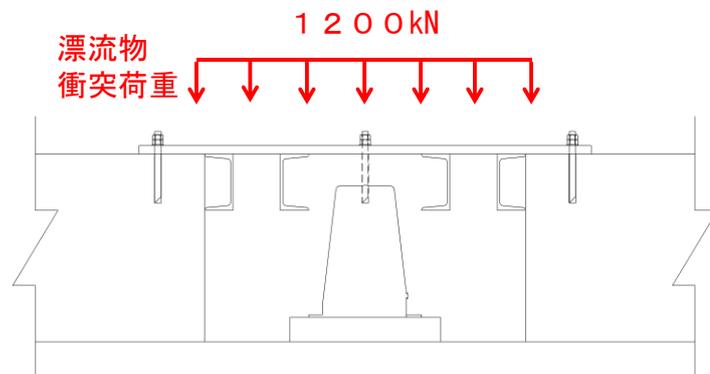
漂流物対策工（鋼材）は、フーチングの上部に設置されるため、津波の進行方向と平行になるが、津波防護施設の一部であることから、安全側の評価の観点から、漂流物衝突荷重を考慮する。

漂流物対策工（鋼材）における漂流物衝突荷重の载荷イメージを図 1.5.1-12 に示す。

漂流物対策工（鋼材）の強度評価においては、評価対象幅となる開口部幅 0.85m を踏まえ、「局所的な漂流物衝突荷重」である 1,200kN を考慮する。



(設置位置図)



(詳細図)

図 1.5.1-9 漂流物対策工（鋼材）の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

c. 漂流物対策工（防波壁通路防波扉）

漂流物対策工（防波壁通路防波扉）は、防波壁通路防波扉の前面に設置し、漂流物を防波壁通路防波扉に衝突させないことを目的として、戸当り（RC支柱）及び鋼製扉体で構成される構造となっている。

漂流物対策工（防波壁通路防波扉）の代表構成部材を図 1.5.1-10 に、漂流物対策工（防波壁通路防波扉）の漂流物衝突荷重の载荷イメージを図 1.5.1-11 に示す。

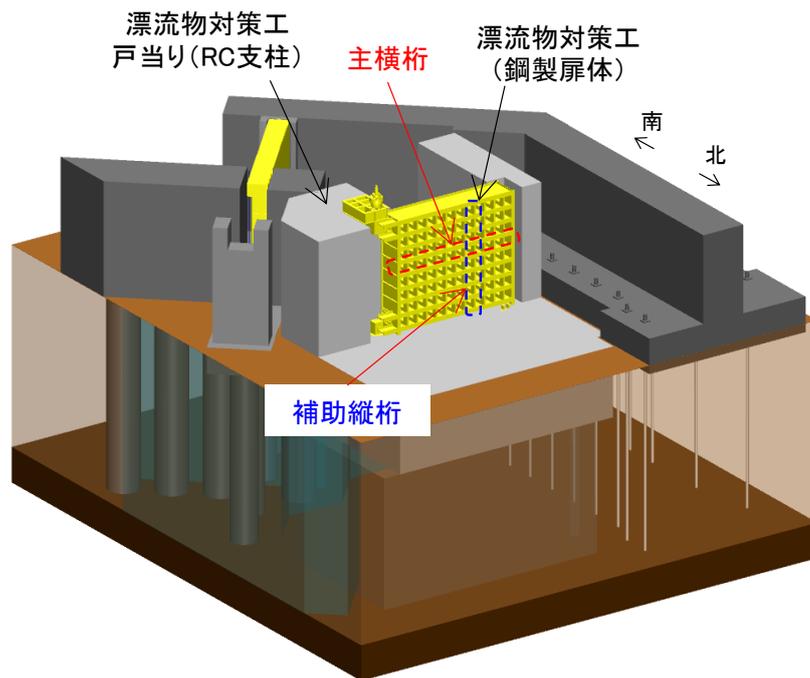
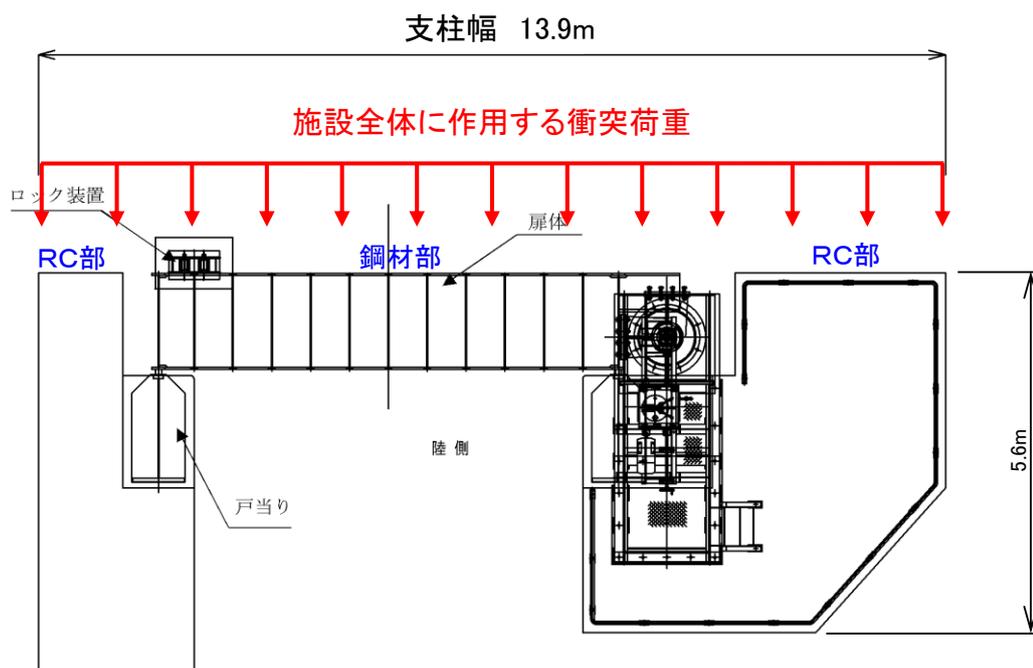


図 1.5.1-10 漂流物対策工（防波壁通路防波扉）の代表構成部材

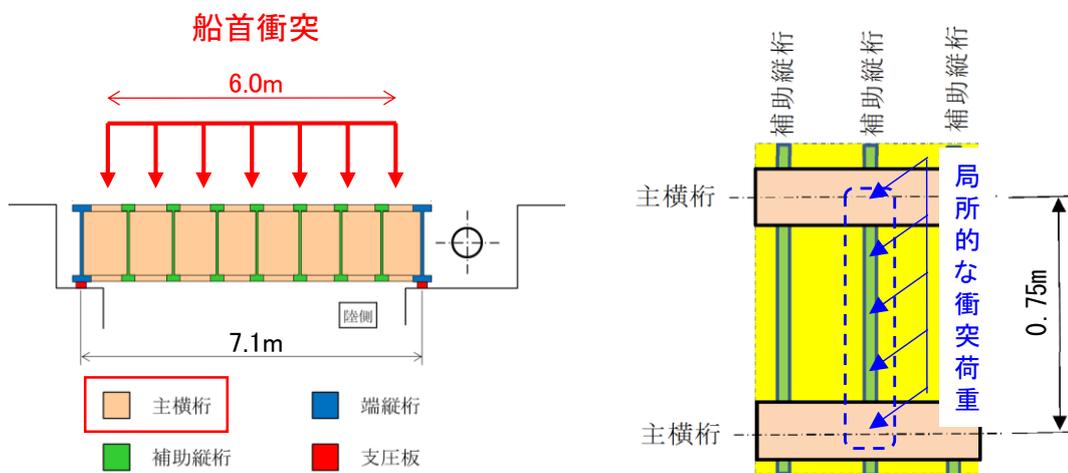
戸当り（RC支柱）及び鋼製扉体を構成する部材のうち、主横桁等の部材幅が大きな部材については、部材に作用する荷重が大きいほど発生する断面力が大きくなることから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する。なお、鋼製扉体を構成する部材のうち主横桁については、「施設全体に作用する衝突荷重」に加えて、部材幅が船首幅を上回る鋼材であること、また、異なる材料のRC支柱で両端を支持される構造であることを踏まえ、船首衝突についても考慮する。

一方、鋼製扉体を構成する部材のうち、補助横桁等の部材幅が 1m 未満の部材があることから、漂流物対策工（鋼材）と同様に、「局所的な漂流物衝突荷重」である 1,200kN を用いた検討を実施する。



(平面図)

部材幅が大きな部材 (例：主横桁，戸当り (RC支柱))



(平面図)

(正面図)

船首衝突を考慮する部材 (主横桁)

部材幅が 1m 未満の部材 (例：補助横桁)

図 1.5.1-11 漂流物対策工 (防波壁通路防波扉) の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

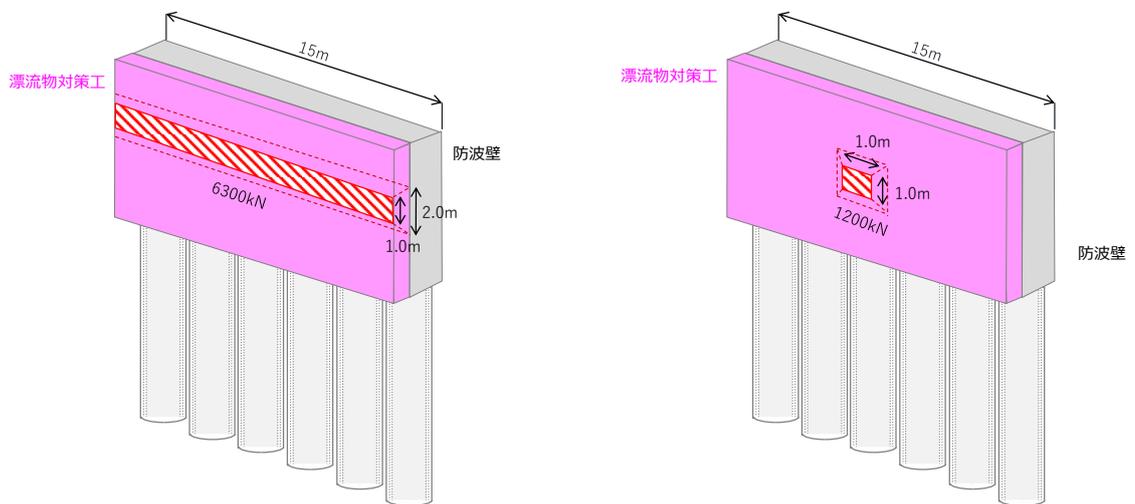
d. 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート又はモルタルで充填した多重鋼管による杭基礎構造及び鋼管杭と鉄筋コンクリート造の被覆コンクリート壁による上部構造から構成される。また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の漂流物衝突荷重の载荷イメージを図 1.5.1-12 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の標準的なブロック長である 15m の場合、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」は 6,300kN（表 1.5.1-2 参照）となり、「局所的な漂流物衝突荷重」である 1,200kN を上回る。また、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」に示すとおり、「局所的な衝突荷重」においても局所的な損傷（コンクリートの押抜きせん断）は生じないことから、「局所的な衝突荷重」により防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が損傷するおそれはない。

よって、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価において、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する。



(施設全体に作用する衝突荷重)

(局所的な衝突荷重)

図 1.5.1-12 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

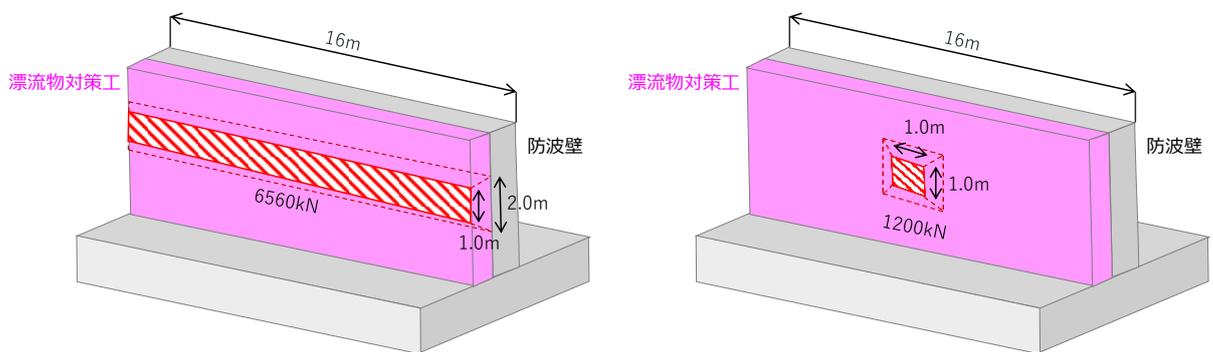
e. 防波壁（逆T擁壁）

防波壁（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。また、防波壁（逆T擁壁）の前面に、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

防波壁（逆T擁壁）の漂流物衝突荷重の载荷イメージを図1.5.1-13に示す。

防波壁（逆T擁壁）の標準的なブロック長である16mの場合、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」は6,560kN（表1.5.1-2参照）となり、「局所的な漂流物衝突荷重」である1,200kNを上回る。また、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」に示すとおり、「局所的な衝突荷重」においても局所的な損傷（コンクリートの押抜きせん断）は生じないことから、「局所的な衝突荷重」により防波壁（逆T擁壁）が損傷するおそれはない。

よって、防波壁（逆T擁壁）の強度評価において、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する。



（施設全体に作用する衝突荷重）

（局所的な衝突荷重）

図1.5.1-13 防波壁（逆T擁壁）の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

f. 防波壁（波返重力擁壁）

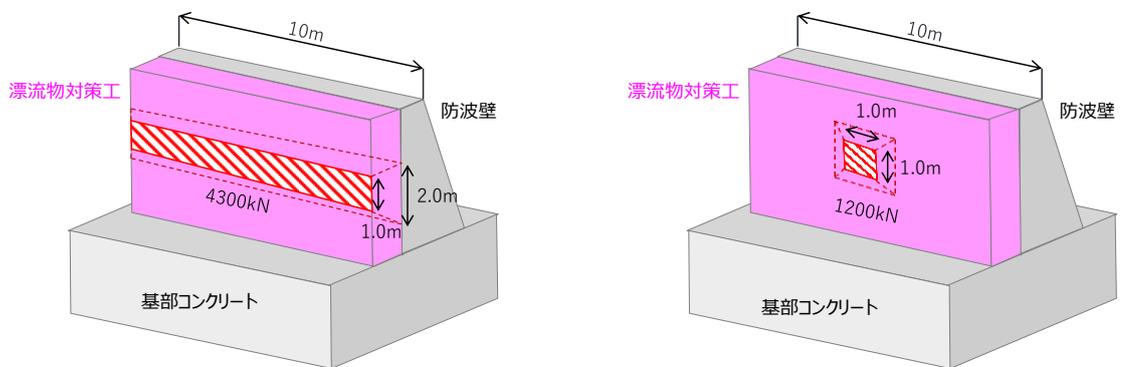
防波壁（波返重力擁壁）は、鉄筋コンクリート造のケーソンによる直接基礎構造と、鉄筋コンクリート造の重力擁壁から構成される。また、防波壁（波返重力擁壁）の前面に、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達させること及び漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する目的で漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

防波壁（波返重力擁壁）の漂流物衝突荷重の载荷イメージを図1.5.1-14に示す。

防波壁（波返重力擁壁）の標準的なブロック長である10mの場合、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」は4,300kN（表1.5.1-2参照）となり、「局所的な漂流物衝突荷重」である1,200kNを上回る。また、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」に示すとおり、「局所的な衝突荷重」においても局所的な損傷(コンクリートの押抜きせん断)は生じないことから、「局所的な衝突荷重」により防波壁(波返重力擁壁)が損傷するおそれはない。なお、重力擁壁のうち基部コンクリートは、部材厚が十分厚く、漂流物による局所的な損傷は懸念されないこと、また基部コンクリートに設置しているグラウンドアンカは耐震・耐津波評価において考慮しないことから、重力擁壁のうち基部コンクリートに漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)は設置しない。

よって、防波壁(波返重力擁壁)の強度評価において、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する。



(施設全体に作用する衝突荷重)

(局所的な衝突荷重)

図 1.5.1-14 防波壁(波返重力擁壁)の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

g. 津波防護施設の強度評価に考慮する漂流物衝突荷重

津波防護施設の構造的特徴及び漂流物対策工の有無を踏まえ、評価対象部材における漂流物衝突荷重の整理を表 1.5.1-4 に示す。

表 1.5.1-4 評価対象部材における漂流物衝突荷重の整理

評価対象施設	評価対象部材	強度評価に考慮する衝突荷重*	選定理由
防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	被覆コンクリート壁	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を上回ることで、また漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)による局所的な損傷を生じないことから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する
	鋼管杭	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・被覆コンクリート壁を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・被覆コンクリート壁における「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する
	止水目地	—	・被覆コンクリート壁の敷地側に設置するため、漂流物の衝突を考慮しない
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	局所的な漂流物衝突荷重	・漂流物が直接衝突し、局所的な損傷が懸念されること、また「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」と比較して「局所的な漂流物衝突荷重」による押抜きせん断力が大きくなることから、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する
防波壁 (逆T擁壁)	逆T擁壁	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を上回ることで、また漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)による局所的な損傷を生じないことから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する
	グラウンドアンカ	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・逆T擁壁を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・被覆コンクリート壁における「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する ・漂流物対策工(鋼材)により、漂流物は直接衝突しない
	止水目地	—	・逆T擁壁の敷地側に設置するため、漂流物の衝突を考慮しない
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	局所的な漂流物衝突荷重	・漂流物が直接衝突し、局所的な損傷が懸念されること、また「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」と比較して「局所的な漂流物衝突荷重」による押抜きせん断力が大きくなることから、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する
	漂流物対策工(鋼材)	局所的な漂流物衝突荷重	・漂流物が直接衝突し、評価対象幅となる開口部幅0.85mを踏まえ、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する
防波壁 (波返重力擁壁)	重力擁壁	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を上回ることで、また漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)による局所的な損傷を生じないことから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する
	ケーン	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)を介して漂流物の衝突を考慮するケーンについては、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)による局所的な損傷を生じないことから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する ・一部のケーンについては、前壁の背面にコンクリートを充填していることから、局所的な損傷が懸念されないため、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する
	H形鋼	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・重力擁壁を介して漂流物による衝突荷重を考慮する ・重力擁壁における「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する
	止水目地	—	・重力擁壁の敷地側に設置するため、漂流物の衝突を考慮しない
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	局所的な漂流物衝突荷重	・漂流物が直接衝突し、局所的な損傷が懸念されること、また「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」と比較して「局所的な漂流物衝突荷重」による押抜きせん断力が大きくなることから、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する
	防波壁通路防波扉 (1号機北側) (2号機北側)	防波扉	—
防波扉		—	・防波壁通路防波扉の前面に漂流物対策工を設置することから、漂流物による衝突荷重は考慮しない。なお、漂流物対策工は漂流物衝突荷重を考慮する。
防波壁通路防波扉 (荷揚場南) (3号機東側)	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	施設全体に作用する漂流物衝突荷重	・戸当り(RC支柱)及び鋼製扉体を構成する部材のうち、主横桁等の部材幅が大きな部材については、部材に作用する荷重が大きいほど断面力が大きくなることから、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」を考慮する。 ・なお、鋼製扉体を構成する部材のうち主横桁については、「施設全体に作用する衝突荷重」に加えて、部材幅が船首幅を上回る鋼材であること、また、異なる材料のRC支柱で両端を支持される構造であることを踏まえ、船首衝突についても考慮する。
	局所的な漂流物衝突荷重	局所的な漂流物衝突荷重	・鋼製扉体を構成する部材のうち、補助縦桁等の部材幅が1m未満の部材については「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。
1号機取水槽流路縮小工	—	—	・1号機取水槽内に設置するため、漂流物は衝突しない

注記\*：構造的特徴及び漂流物対策工の設置状況等を踏まえ、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」及び「局所的な漂流物衝突荷重」のうち安全側の評価となる荷重を選定する。

## 1.5.2 風荷重

### (1) 建築基準法に基づく設定

風荷重を考慮する浸水防護施設のうち、防波壁、防波壁通路防波扉、防水壁、水密扉及び津波監視カメラについては、次に示すとおり、建築基準法に基づき風荷重を算出する。

風荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」に定められた松江市（（2）から（9）までに掲げる地方以外の地方）の設計基準風速30m/sを使用する。その他の入力値（係数）については、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」及び「建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—（日本建築センター，1997年版）」（以下「建築物の構造規定」という。）に基づき設定する。表1.5.2-1に防波壁の風荷重設定における入力値を、表1.5.2-2に防波壁通路防波扉の風荷重設定における入力値を、表1.5.2-3に取水槽除じん機エリア防水壁の風荷重設定における入力値を、表1.5.2-4に取水槽除じん機エリア水密扉の風荷重設定における入力値を、表1.5.2-5に津波監視カメラの風荷重設定における入力値を示す。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

$P_k$  : 風荷重 (kN)

$C_f$  : 風力係数

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

$C_{pe}$  : 外圧係数

$C_{pi}$  : 内圧係数

$A_k$  : 受風面積 (m<sup>2</sup>)

$q$  : 速度圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

$V_0$  : 設計基準風速 (m/s)

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を表わす係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$G_f$  : ガスト影響係数

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を表わす係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ を超える場合})$$

$H$  : 建築物の高さ

$\alpha$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_b$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_G$  : 地表面粗度区分による係数

表 1.5.2-1 防波壁の風荷重設定における入力値について\* (1/3)

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速 ( (2) から (9) までに掲げる地方以外の地方)	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分 I における最大の値として保守的に設定	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	14.42	海面 (EL 0.58m) からの防波壁天端 (EL 15.0m) の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.278	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	3.267	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.764	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図 1.5.2-1 参照	建築物の構造規定

注記\* : 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) のうち防波壁が施設護岸の前面に設置されている断面及び防波壁 (波返重力擁壁) における風荷重 (海側から陸側) を示す。

表 1.5.2-1 防波壁（陸側から海側）の風荷重設定における入力値について\*（2/3）

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速（（2）から（9）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分 I における最大の値として保守的に設定	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	8.5	敷地高（EL 6.5m）からの防波壁天端（EL 15.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.212	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.939	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.587	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図 1.5.2-1 参照	建築物の構造規定

注記\*：防波壁前面又は背面の敷地高 EL 6.5m における風荷重を示す。

表 1.5.2-1 防波壁（陸側から海側）の風荷重設定における入力値について\*（3/3）

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速（（2）から（9）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分 I における最大の値として保守的に設定	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	6.5	敷地高（EL 8.5m）からの防波壁天端（EL 15.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.180	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.786	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.504	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図 1.5.2-1 参照	建築物の構造規定

注記\*：防波壁前面又は背面の敷地高 EL 8.5m における風荷重を示す。

表 1.5.2-2 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の  
風荷重設定における入力値について(1/2)

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速（(2)から(9)までに掲げる地方以外の地方)	建設省告示第1454号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分Iにおける最大の値として保守的に設定	建設省告示第1454号
建築物の高さ $H$ (m)	3.15	敷地高（EL 8.5m）からの防波扉開口部天端（EL 11.65m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Iにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Iにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Iにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.150	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.643	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.427	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図1.5.2-1参照	建築物の構造規定

表 1.5.2-2 防波壁通路防波扉（荷揚場南，3号機東側）の  
風荷重設定における入力値について（2/2）

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速（(2)から(9)までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第1454号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分Ⅰにおける最大の値として保守的に設定	建設省告示第1454号
建築物の高さ $H$ (m)	6.5	敷地高（EL 8.5m）からの防波扉天端（EL 15.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅰにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅰにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅰにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第1454号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.180	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.786	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.504	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図1.5.2-1参照	建築物の構造規定

表 1.5.2-3 取水槽除じん機エリア防水壁の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速（(2) から (9) までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示 第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分 I における最大の値として保守的に設定	建設省告示 第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	2.5~3.5	取水槽天端（EL 8.8m）からの防水壁天端（EL 11.3~12.3m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示 第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示 第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示 第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.150	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.645	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.428	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図 1.5.2-1 参照	建築物の構造規定

表 1.5.2-4 取水槽除じん機エリア水密扉の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	松江市における基準風速 ( (2) から (9) までに掲げる地方以外の地方)	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	地表面粗度区分 I における最大の値として保守的に設定	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	2.5	取水槽天端 (EL 8.8m) からの水密扉天端 (EL 11.3m) の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.10	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	250	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 I における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 $E_r$	1.150	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表す係数 $E$	2.645	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.428	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	図 1.5.2-1 参照	建築物の構造規定

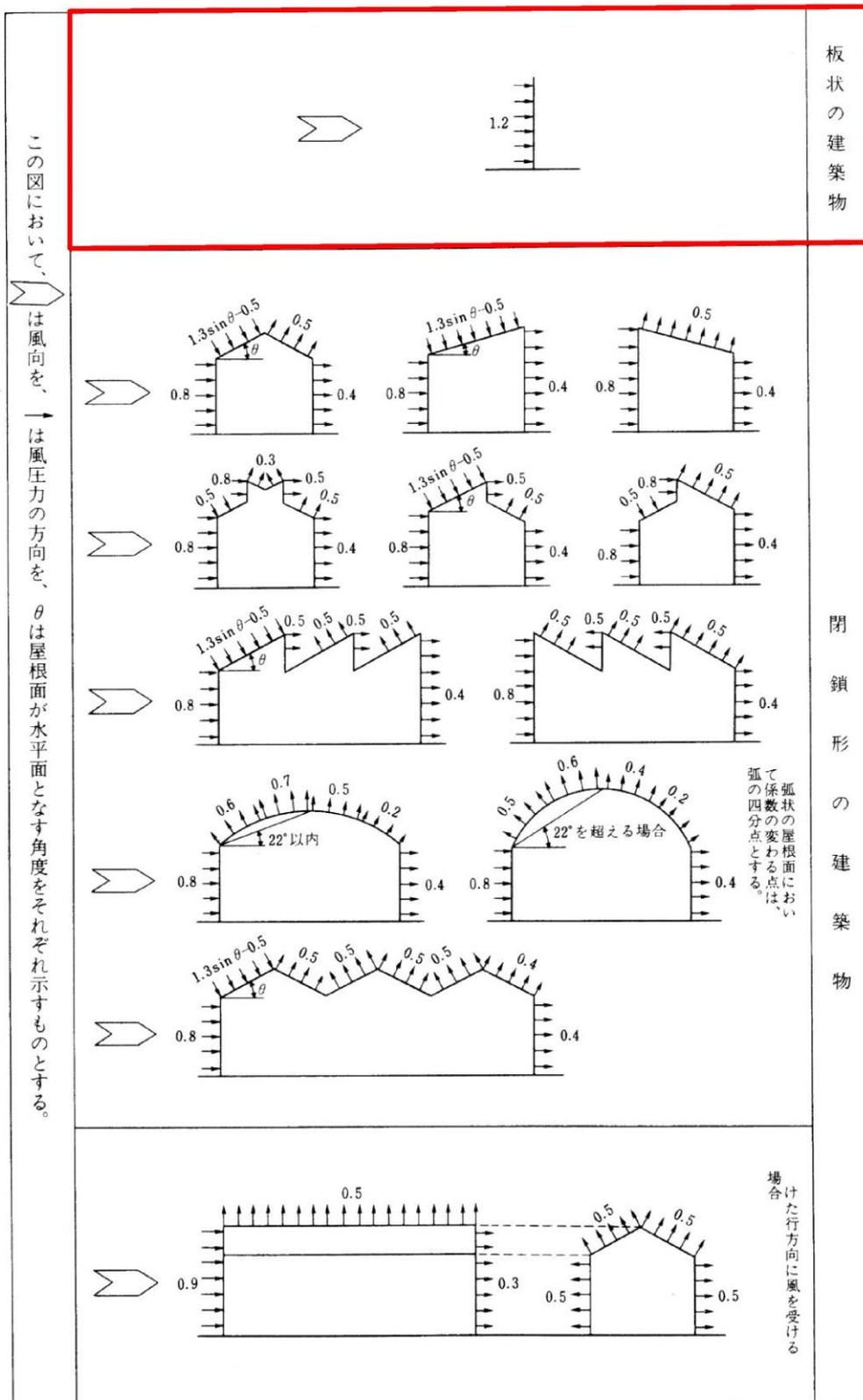


図 1.5.2-1 建築物の構造規定 —建築基準法施行令第3章の解説と運用—，  
 (日本建築センター，1997年版) に示される風力係数

表 1.5.2-5 津波監視カメラの風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)			
ガスト影響係数 $G_f$			
建築物の高さ $H$ (m)			
地表面の粗度区分 による係数 $\alpha$			
地表面の粗度区分 による係数 $Z_b$			
地表面の粗度区分 による係数 $Z_G$		追而	
平均風速の高さ方向 の分布を表す係数 $E_r$			
速度圧の高さ方向の 分布を表す係数 $E$			
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )			
風力係数 $C_f$			

### 1.5.3 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所の最寄りの気象官署である松江地方気象台で観測された月最深積雪の最大値である 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。なお、津波による荷重と積雪荷重については、積雪荷重の継続時間が長いため組合せを考慮し、施設の形状、配置により適切に組み合わせる。組み合わせる積雪荷重としては、島根原子力発電所は多雪区域ではないため、建築基準法には他の荷重との組合せは定められていない。ただし、発電用原子炉施設の重要性を鑑み、建築基準法の多雪区域における地震荷重と積雪荷重の組合せの考え方を適用することから、係数 0.35 を考慮する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、表 1.5.3-1 のとおり積雪荷重を算定する。

$$P_s/A_s = 0.35 \times W_s \times d_s$$

$P_s$  : 積雪荷重 (N)

$W_s$  : 積雪の単位荷重 (N/cm/m<sup>2</sup>)

$d_s$  : 設計基準積雪量 (cm)

$A_s$  : 水平投影面積 (m<sup>2</sup>)

表 1.5.3-1 積雪荷重の入力値

積雪荷重 $W_s$ (N/cm/m <sup>2</sup> )	設計基準積雪量 $d_s$ (cm)	単位面積当たりの積雪荷重 $P_s/A_s$ (N/m <sup>2</sup> )
20	100	700

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

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

目 次

今回提出範囲：

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	7
2.4	適用規格・基準等	15
3.	強度評価	18
3.1	記号の定義	18
3.2	評価対象断面及び部位	20
3.2.1	評価対象断面	20
3.2.2	評価対象部位	40
3.3	荷重及び荷重の組合せ	41
3.3.1	荷重	41
3.3.2	荷重の組合せ	47
3.4	許容限界	49
3.4.1	重力擁壁	49
3.4.2	ケーソン	50
3.4.3	H形鋼	53
3.4.4	MMR	53
3.4.5	改良地盤⑥	53
3.4.6	止水目地	54
3.4.7	基礎地盤	54
4.	2次元有限要素法	55
4.1	評価方法	55
4.1.1	津波時	55
4.1.2	重畳時	93
4.2	評価条件	109
4.2.1	津波時	109
4.2.2	重畳時	111
4.3	評価結果	113

4.3.1	津波時	113
4.3.2	重畳時	130
5.	3次元構造解析	145
5.1	解析方法	145
5.2	荷重及び荷重の組合せ	146
5.3	解析モデル及び諸元	146
5.3.1	構造物のモデル化	146
5.3.2	地盤ばね	152
5.3.3	使用材料及び材料の物性値	155
5.3.4	地下水位	157
5.3.5	照査時刻の設定	158
5.3.6	入力値の設定	160
5.4	評価対象部位	170
5.5	許容限界	170
5.6	評価方法	171
5.7	評価結果	172
5.7.1	津波時	172
5.7.2	重畳時	183
	(参考資料 1) 発生応力度の平均化について	
	(参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価	
	(参考資料 3) 重畳時の解析方法の妥当性	

## 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（波返重力擁壁）が津波、余震、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（波返重力擁壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。

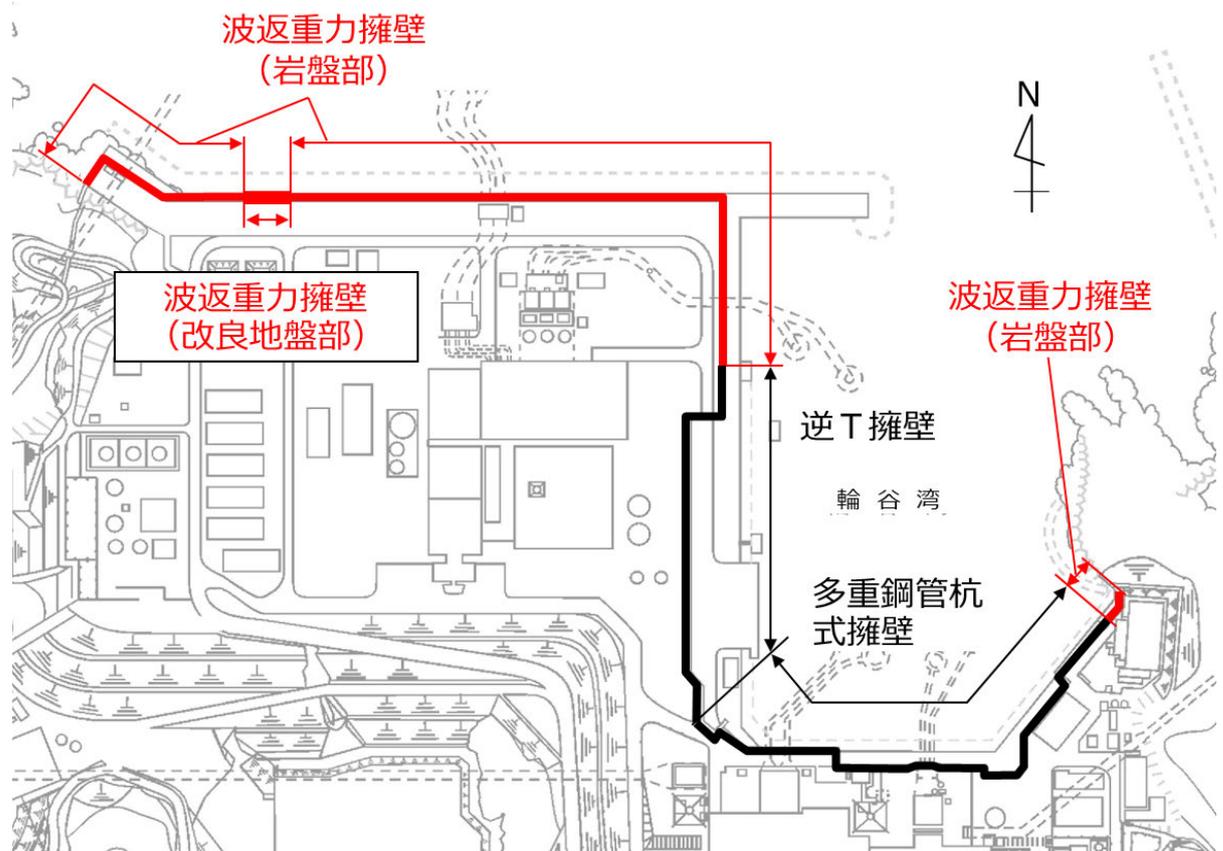


図 2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の範囲

## 2.2 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、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。

防波壁（波返重力擁壁）は、マンメイドロック（以下「MMR」という。）等を介して堅固な地山の岩盤に支持されており、図 2.2-1 に示すとおり波返重力擁壁（岩盤部）と波返重力擁壁（改良地盤部）に分類される。この内、波返重力擁壁（岩盤部）は、ケーソン設置部と岩盤直接支持部に分類される。

ケーソン設置部は鉄筋コンクリート造のケーソン及び重力擁壁がMMRを介して岩盤に支持される構造であり、岩盤直接支持部は重力擁壁が岩盤に直接支持される構造である。波返重力擁壁（改良地盤部）は、ケーソン及び重力擁壁がMMR及び改良地盤を介して岩盤に支持される構造である。

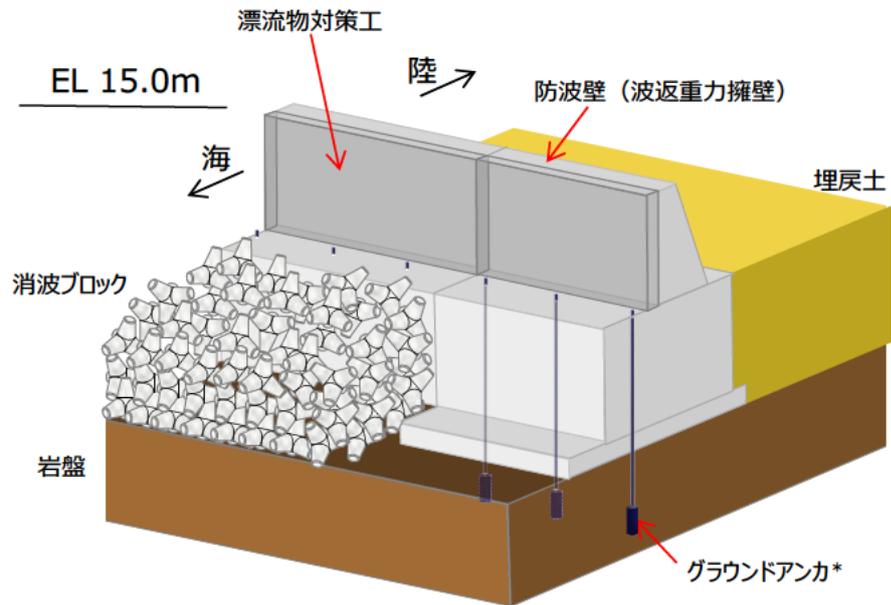
ケーソンは箱型形状であり、箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており、隔壁により囲まれた箇所に、中詰コンクリート又は中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を充填しており、すべての中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を高圧噴射攪拌工法により改良する。改良した中詰材を「中詰材改良体」という。

また、重力擁壁及び前壁の背面に中詰コンクリートが充填されていないケーソンの前面には、鉄筋コンクリート造の漂流物対策工を設置し、構造体の境界部には、止水性を保持するための止水目地を設置する。

なお、構造概要図にグラウンドアンカを示しているが、その効果を期待せずに強度評価を行う。

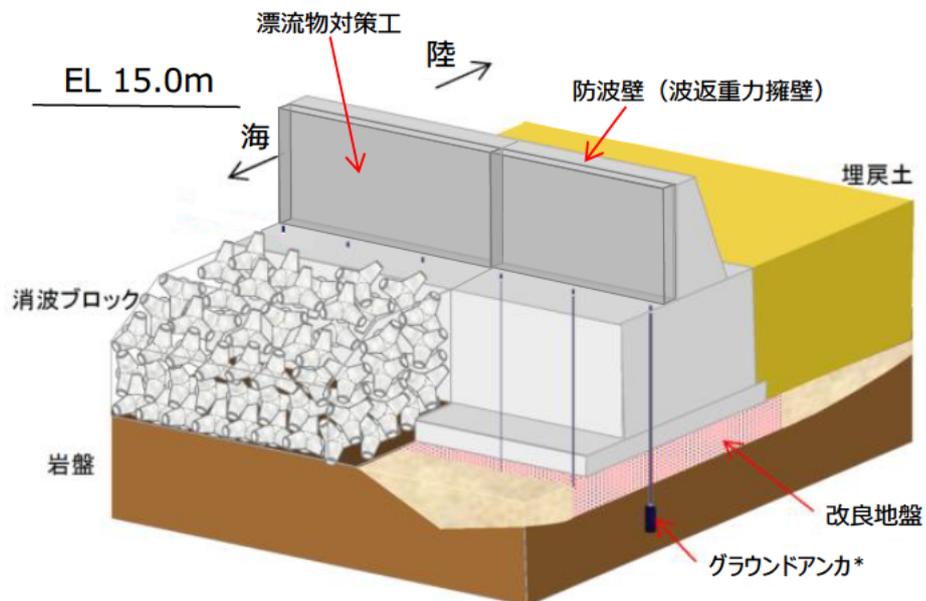
防波壁に設置する漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

### 波返重力擁壁（岩盤部）



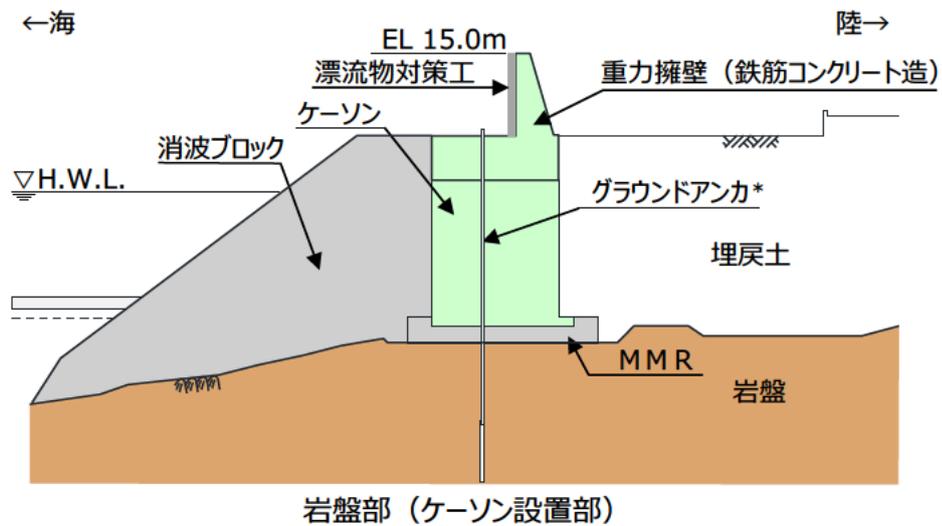
注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

### 波返重力擁壁（改良地盤部）

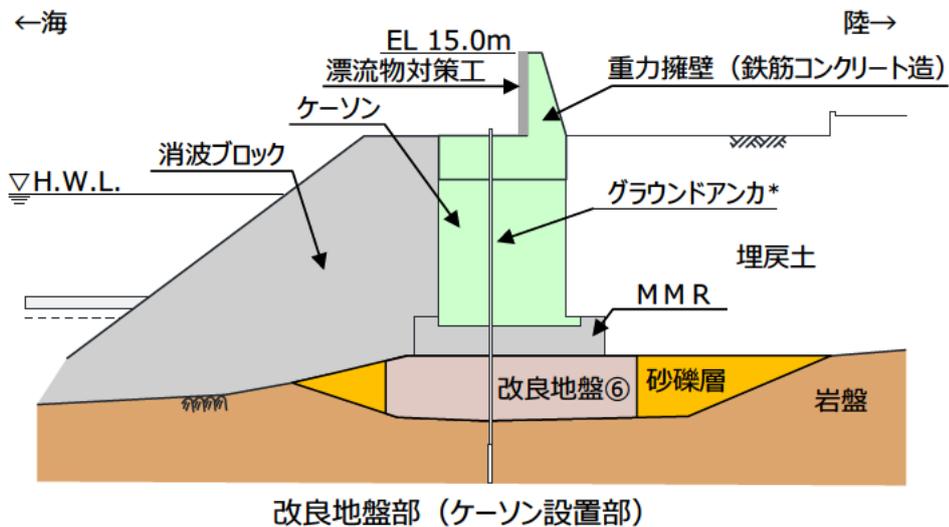
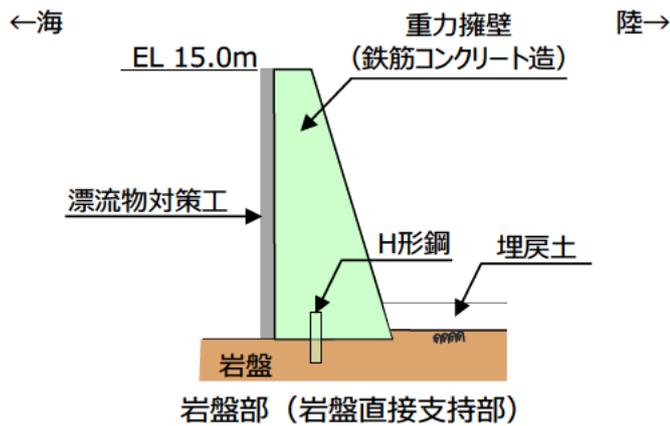


注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図



注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。



注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-2 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（断面図）

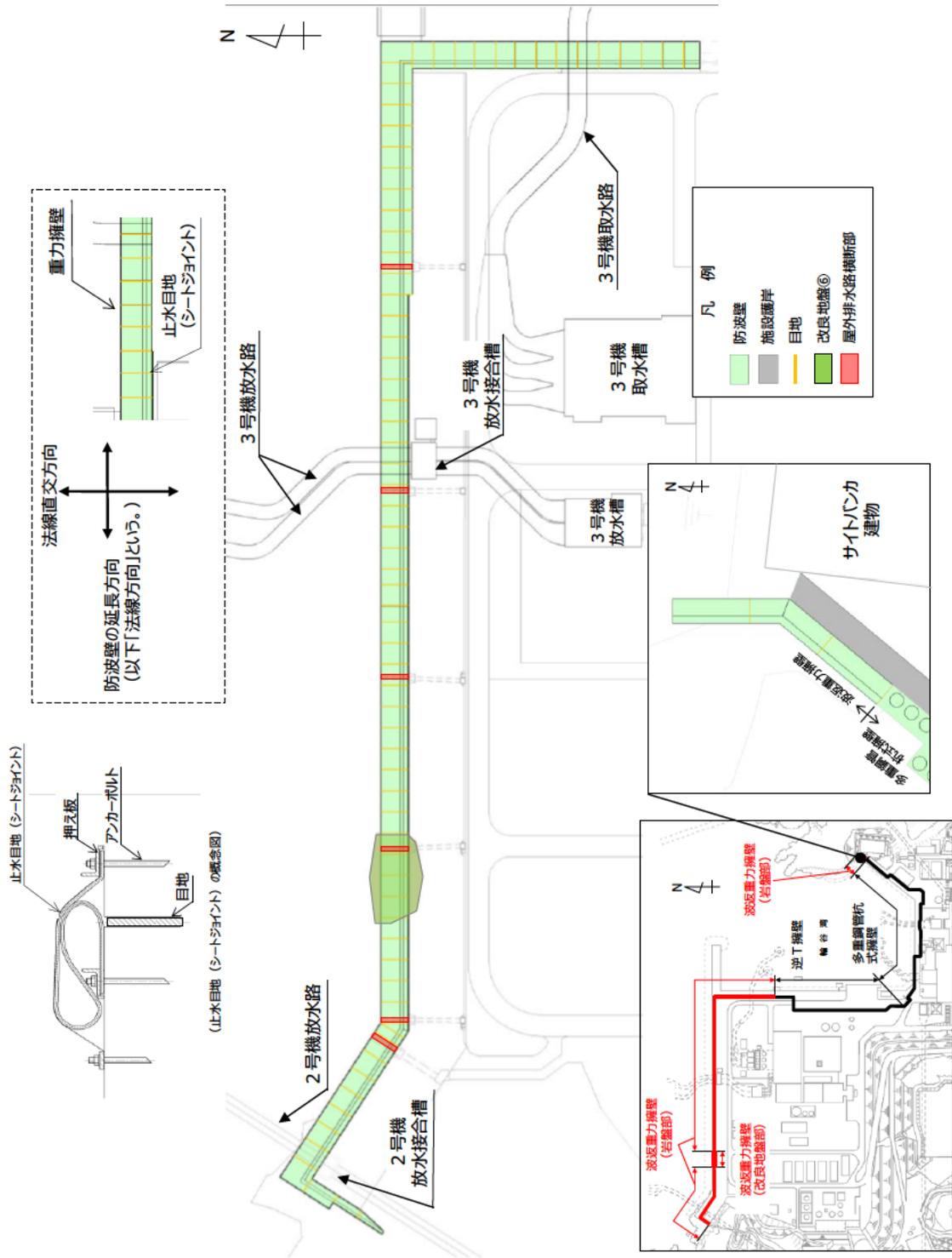


図 2.2-3 防波壁 (波返重力擁壁) の止水目地の概念図及び配置位置図

## 2.3 評価方針

防波壁（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）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」に示す方法により，「4. 2次元有限要素法」及び「5. 3次元構造解析」より，防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位の発生応力度，発生ひずみ，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（波返重力擁壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波時荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防波壁（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁(波返重力擁壁)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	重力擁壁	・ 止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・ 止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	止水目地	・ 重力擁壁間の変形に追従する。	・ 重力擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。	
	ケーソン	・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	放水路 ケーソン	頂版 底版 側壁	・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。
		隔壁	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。
	H形鋼	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。	
漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版)	・ 役割に期待しない(防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁(波返重力擁壁)への影響を考慮する)。	・ 漂流物衝突荷重を分散して防波壁(波返重力擁壁)に伝達する。 ・ 漂流物衝突荷重による防波壁(波返重力擁壁)の局所的な損傷を防止する。		
地盤	MMR	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。	
	改良地盤⑥	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。	
	岩盤	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。	

注記\*：漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

表 2.3-1(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
地盤	埋戻土, 砂礫層	・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)。	・津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

表 2.3-2(1) 防波壁(波返重力擁壁)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	重力擁壁	-	-	構造部材の健全性を保持するために, 重力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重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			重力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。	重力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・遮水性能を保持すること。
	ケーソン			構造部材の健全性を保持するために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持し, 有意な漏えいを生じないために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
	放水路ケーソン 頂版 底版 側壁			構造部材の健全性を保持するために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持し, 有意な漏えいを生じないために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
				隔壁	構造強度を有すること。
	H形鋼			構造部材の健全性を保持するために, H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-2(2) 防波壁(波返重力擁壁)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	漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版)	—	—	防波壁(波返重力擁壁)から分離しないために, 漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して, 防波壁(波返重力擁壁)に伝達するために, 鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。
地盤	MMR	ケーソン及び重力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, MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと。(内的安定を保持)
	改良地盤⑥				
	岩盤				—

注記\* : 漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

表 2.3-3(1) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			底版		
			側壁	材料強度	
			隔壁	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
			H形鋼	発生する応力度(せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			MMR	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
		改良地盤⑥	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	
	漂流物対策工* <sup>1</sup> (鉄筋コンクリート版)	発生する応力(アンカーボルトの引張力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度		
基礎地盤の支持性能	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> 支圧強度		

注記\*1: 漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

\*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-3(2) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版 底版 側壁	発生する応力度(曲げ・軸力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
		H形鋼	発生する応力度(せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		MMR	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	
		改良地盤⑥	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力度(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度	
	施設の变形性	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\* : 妥当な安全余裕を考慮する。

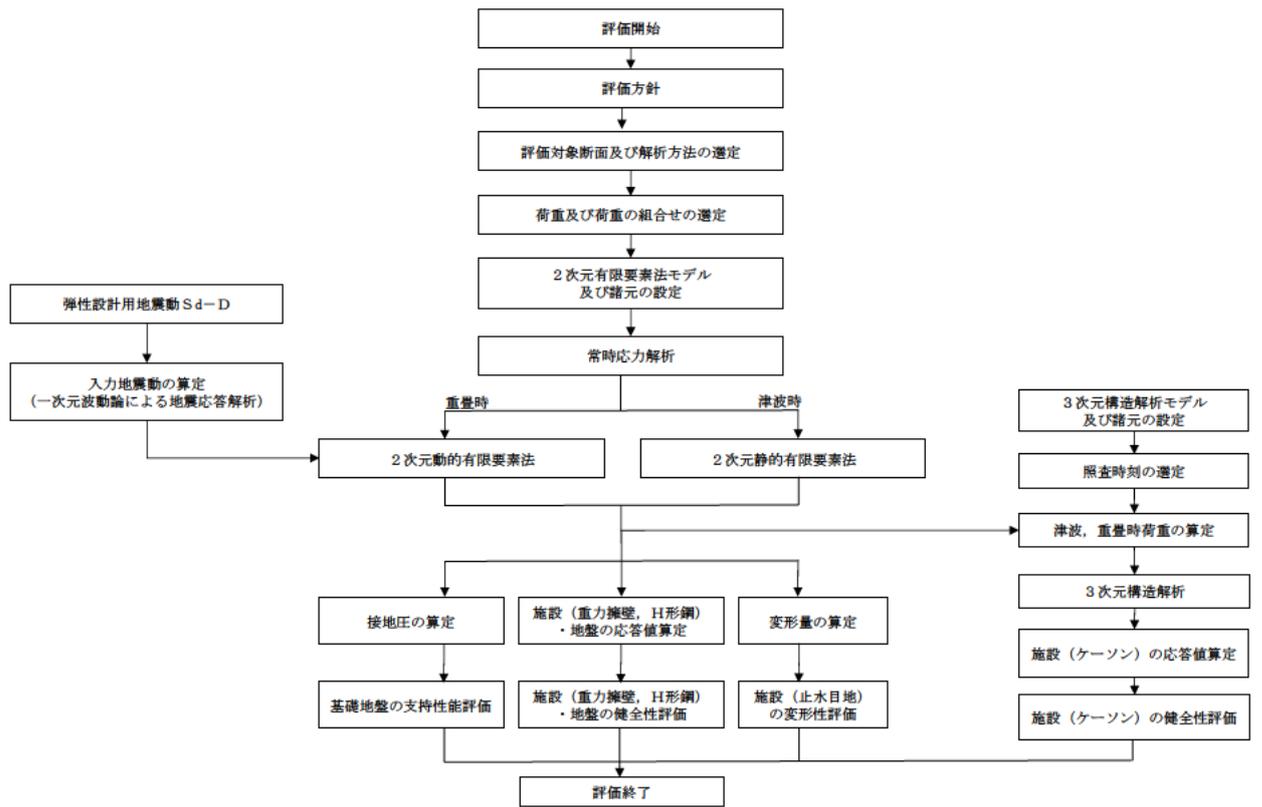


図 2.3-1 防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、項目ごとに適用する規格・基準等を表 2.4-1 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)
- ・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 ( (社) 日本道路協会，平成 14 年 3 月)
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局 平成 27 年 12 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)
- ・松江市建築基準法施行細則(平成 17 年 3 月 31 日，松江市規則第 234 号)
- ・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)
- ・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)
- ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会，2012 年制定)
- ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会，2017 年制定)

表 2.4-1(1) 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) 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説((社)日本道路協会, 平成14年3月)	—	
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) 松江市建築基準法施行細則(平成17年3月31日, 松江市規則第234号)	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	重力擁壁	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
	ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 許容応力度以下であることを確認
	放水路ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会) コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2012年制定) コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2017年制定)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 許容応力度又は材料強度以下であること又は発生ひずみが許容ひずみ以下であることを確認。 引張力照査は, 材料強度以下であることを確認
	H形鋼	道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説((社)日本道路協会, 平成14年3月)	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
	MMR	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)	すべり安全率が1.2以上であることを確認

表 2.4-1(2) 適用する規格・基準類

項目		適用する規格・基準類	備考
許容 限界	改良地盤 ⑥	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)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 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)	支持力照査は, 接地圧が極限支持力度又は, 支圧強度以下であることを確認
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 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		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) 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(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m	積載荷重（機器荷重，漂流物対策工荷重）
$P_t$	$kN/m^2$	遡上津波荷重
$K_{Sd}$	—	余震荷重
$P_c$	kN/m	衝突荷重
$P_k$	$kN/m^2$	風荷重
$P_s$	$kN/m^2$	積雪荷重
$\gamma_w$	$kN/m^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$ton/m^3$	海水の密度
$\sigma_{ca}$	$N/mm^2$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{a1}$	$N/mm^2$	コンクリートの許容せん断応力度（面外）
$\sigma_{sa}$	$N/mm^2$	鉄筋の許容曲げ引張応力度
$\tau_1$	$N/mm^2$	コンクリートの許容せん断応力度（面内）
$f_{tk}$	$N/mm^2$	コンクリートの引張強度
$\tau_{Ha}$	$N/mm^2$	H形鋼の許容せん断応力度
$\delta_x$	mm	止水目地の x 方向の変位
$\delta_y$	mm	止水目地の y 方向の変位
$\delta_z$	mm	止水目地の z 方向の変位
$\delta_x(T)$	mm	止水目地の x 方向の最大相対変位
$\delta_y(T)$	mm	止水目地の y 方向の最大相対変位
$\delta_z(T)$	mm	止水目地の z 方向の最大相対変位
P	$N/mm^2$	最大接地圧
$P_u$	$N/mm^2$	極限支持力度又は支圧強度

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
M	kN・m	コンクリートに発生する曲げモーメント
N	kN	コンクリートに発生する軸力
Q	kN	コンクリートに発生するせん断応力
Q <sub>H</sub>	kN	H形鋼に発生するせん断応力
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートに発生する曲げ圧縮応力度
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋又はコンクリートに発生する曲げ引張応力度
$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートに発生するせん断応力度
$\tau_H$	N/mm <sup>2</sup>	H形鋼に発生するせん断応力度

## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

防波壁（波返重力擁壁）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うえで、「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」で記載したとおり、強度評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、隣接構造物の有無及び間接支持される機器・配管系の有無が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、強度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、評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、縦断面図を図 3.2.1-2 に、防波壁（波返重力擁壁）の各区分における横断面図を図 3.2.1-3～図 3.2.1-8 に示す。また、評価対象断面における構造図を図 3.2.1-9 に、概略配筋図を図 3.2.1-10 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンについては、位置によってケーソンの構造が異なり、また重力擁壁については、既設の重力擁壁を巻き立てるように嵩上げた区間と、新たに重力擁壁を構築した区間がある。重力擁壁及びケーソンの構造種別を図 3.2.1-11 に示す。

なお、防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、耐震・耐津波安全性を向上させるためにすべての中詰材を改良している。（「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」の「参考資料 3」参照）

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。

表 3.2.1-1 より評価対象断面を②-②断面、③-③断面、④-④断面、⑤-⑤断面とするが、⑤-⑤断面は防波壁（波返重力擁壁）前面の敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高いため、重畳時の評価を実施しない。

止水目地の変位について、法線方向の変位は余震荷重のみにより生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時において変位が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面を变形性評価の評価対象断面に選定した。

漂流物衝突荷重については、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」及び「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」に基づき、「局所的な漂流物衝突荷重」より保守的である「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定することから「局所的な漂流物衝突荷重」については評価対象断面の選定における観点に考慮しない。

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、防波壁（波返重力擁壁）の施設延長約 7～17m の範囲においては 390～450kN/m（表 3.3.1-2 参

照)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 (波返重力擁壁))

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)重力擁壁 寸法(m)	(2)支持構造及び 寸法(m)	(3)地表面から 岩盤上面まで の深さ(m)	(4)地表面高さ EL(m)	(5)改良地盤 の有無		
一般部 (①-①断面)	天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m	ケーソン B : 15.0 L : 19.9 H : 15.0	21.2	6.5	—	—	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広く、改良地盤が無いことに加え、岩盤上面深さも浅いことから改良地盤部(②-②断面)に代表させる。
改良地盤部 (②-②断面)	天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m	ケーソン B : 13.0 L : 19.9 H : 15.0	29.0	6.5	有	(2) (3) (5)	支持構造がケーソンとなる他断面のうち、ケーソン高さに対するケーソン幅が最も狭く、岩盤上面深さも最も深いことに加え、改良地盤⑥が配置してあることから評価対象断面に選定する。
放水路貫通部 (③-③断面)	天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m		16.3	6.5	—	(2)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの高さが低いが、開口部(放水路)を有するため、評価対象断面に選定する。
輪谷部 (④-④断面)	天端幅 : 1.5m 高さ : 6.5m	ケーソン B : 15.0 L : 18.95 H : 15.0	23.2	8.5	—	(4)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広いが、地表面高さが高いことから評価対象断面に選定する。
東端部 (⑤-⑤断面)	天端幅 : 1.0m 高さ : 7.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	8.5	—	(1) (2) (4)	重力擁壁が岩盤に直接設置され、支持構造がH形鋼であり、西端部(⑥-⑥)断面と比べて重力擁壁の天端幅及び下端幅が狭いことから、評価対象断面に選定する。
西端部 (⑥-⑥断面)	天端幅 : 1.5m 高さ : 8.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	6.5	—	(2)	東端部(⑤-⑤断面)と比較して、天端幅及び下端幅が広いことから東端部(⑤-⑤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

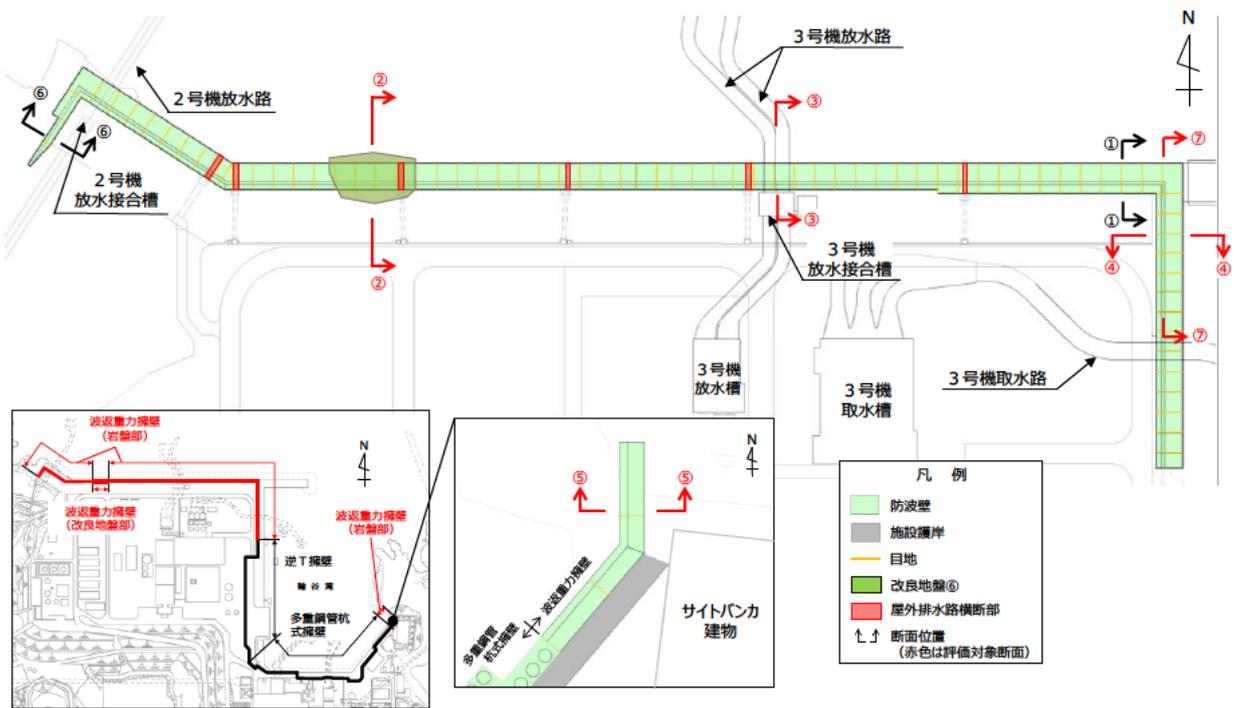
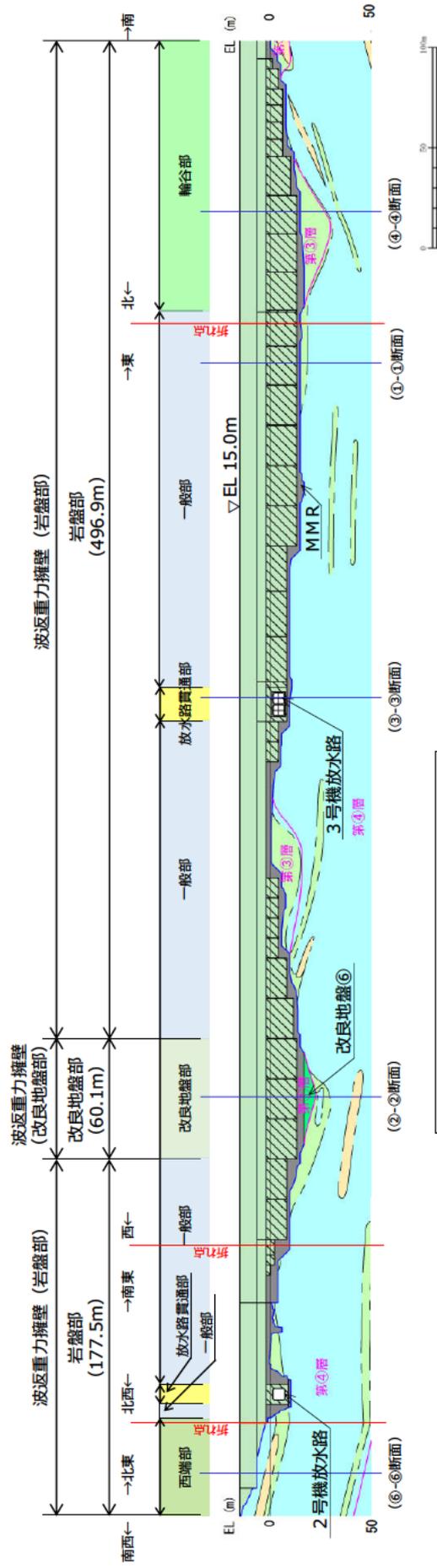


図 3.2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図



凡例

	埋戻土
	海底堆積物
	CL級
	CM級
	CH級
	改良地盤⑥
	MMR・コンクリート構造物
	被覆石・捨石・基礎捨石
	防波壁 (重力擁壁)
	防波壁 (ケーソン)
	岩級境界線
	速度層境界線

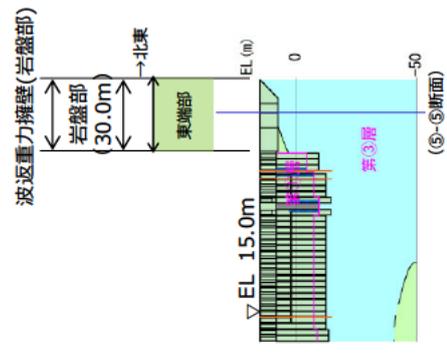
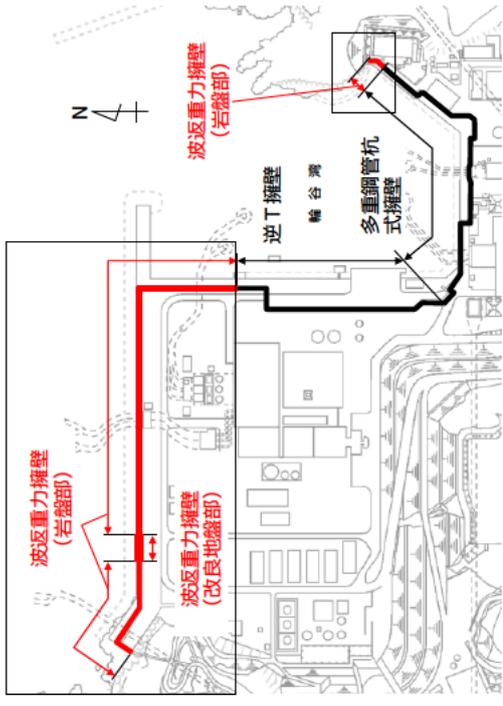


図 3.2.1-2 防波壁 (波返重力擁壁) の縦断面図

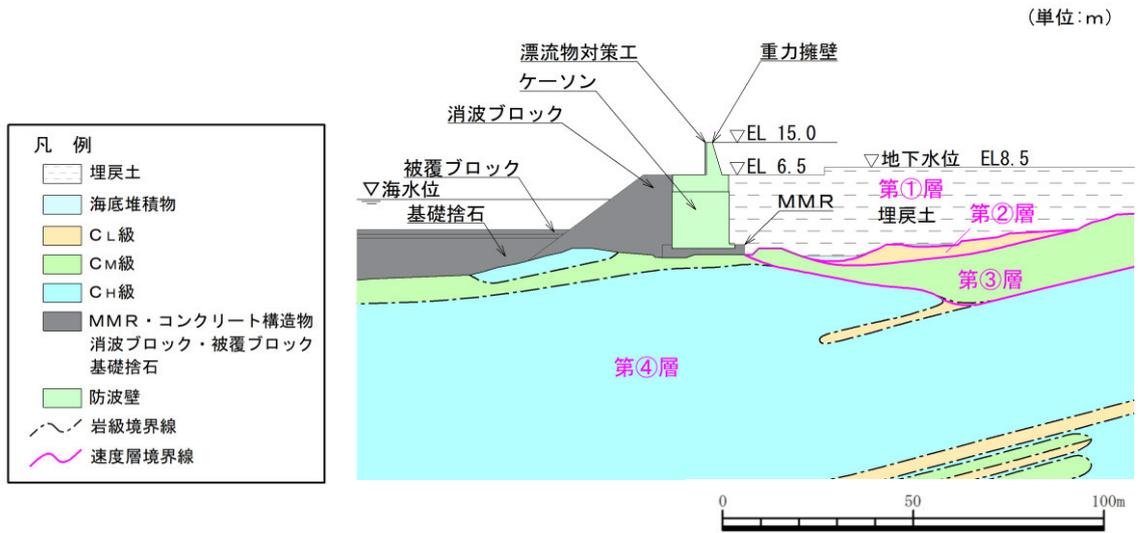


図 3.2.1-3 横断面図 (①-①断面)

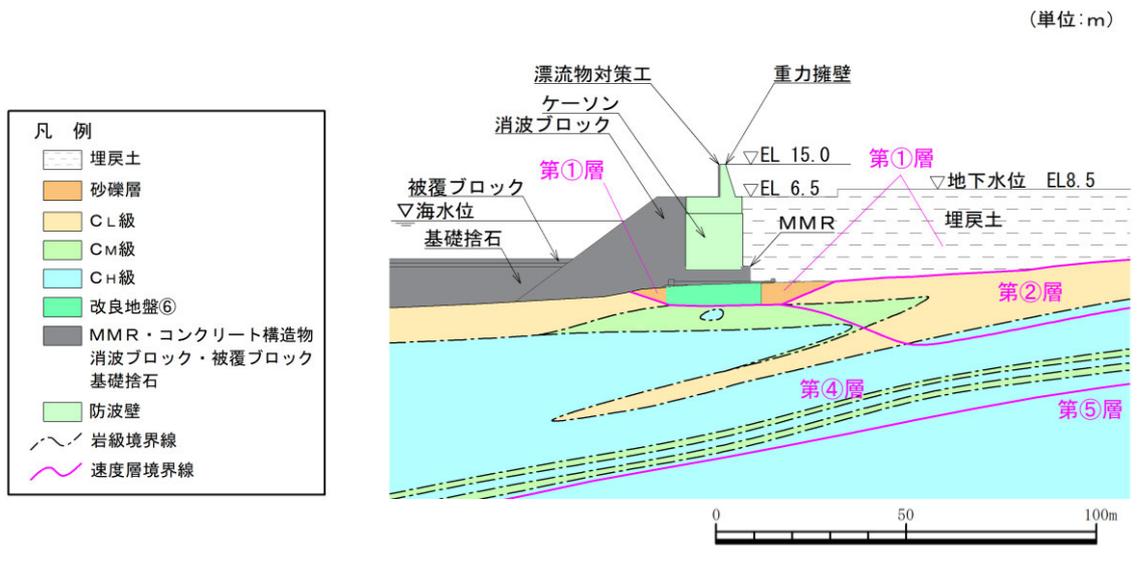


図 3.2.1-4 横断面図 (②-②断面)

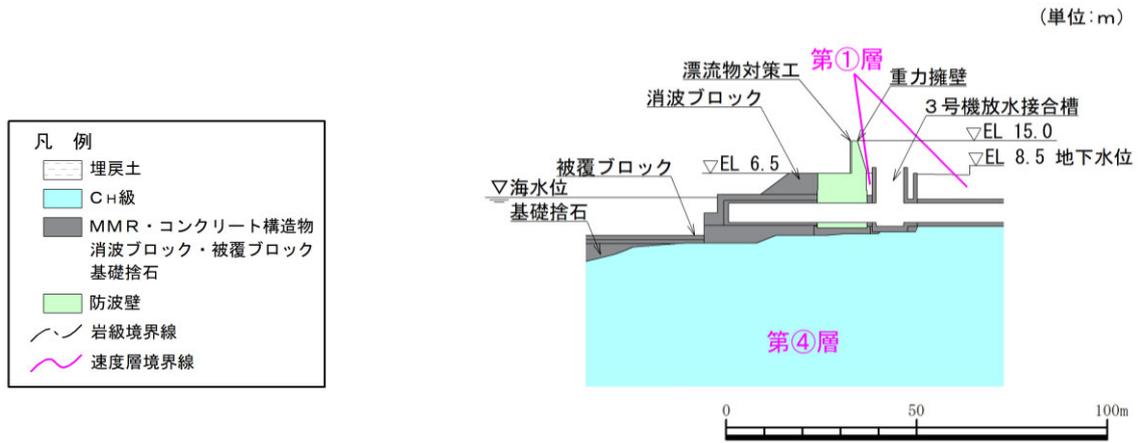


図 3.2.1-5 横断面図 (③-③断面)

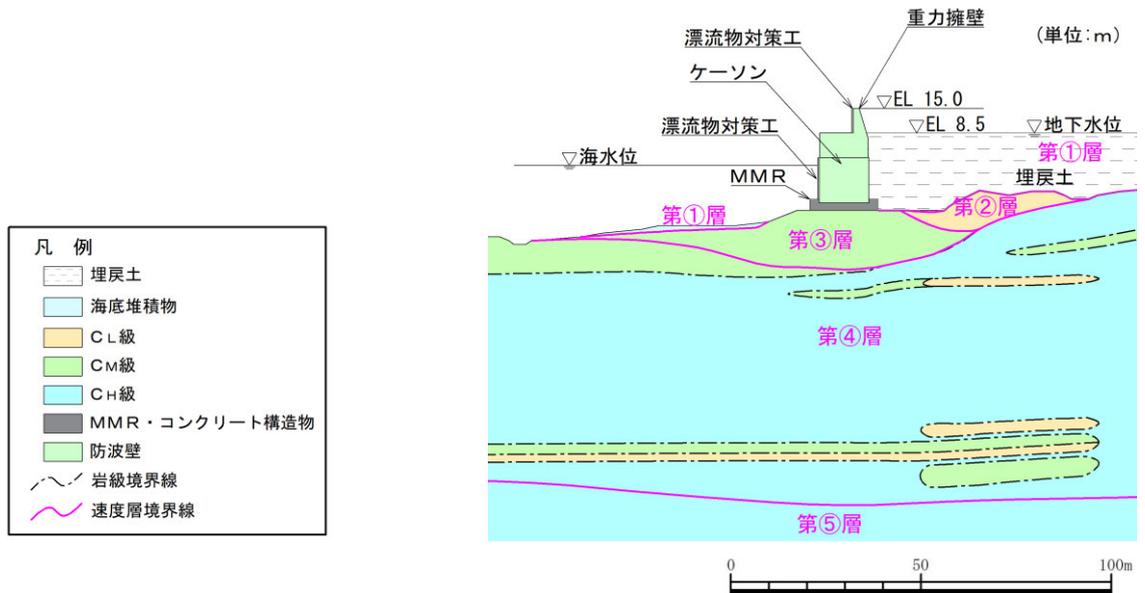


図 3.2.1-6 断面面図 (④-④断面)

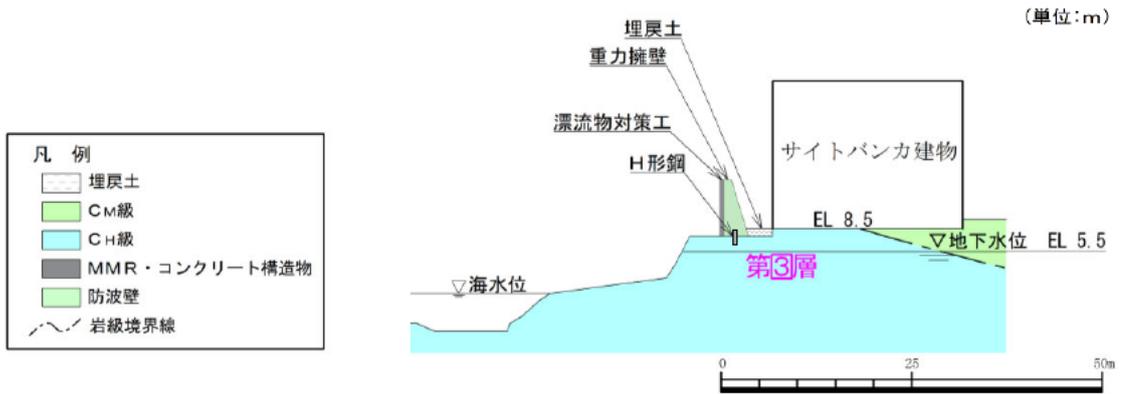


図 3.2.1-7 横断面図 (⑤-⑤断面)

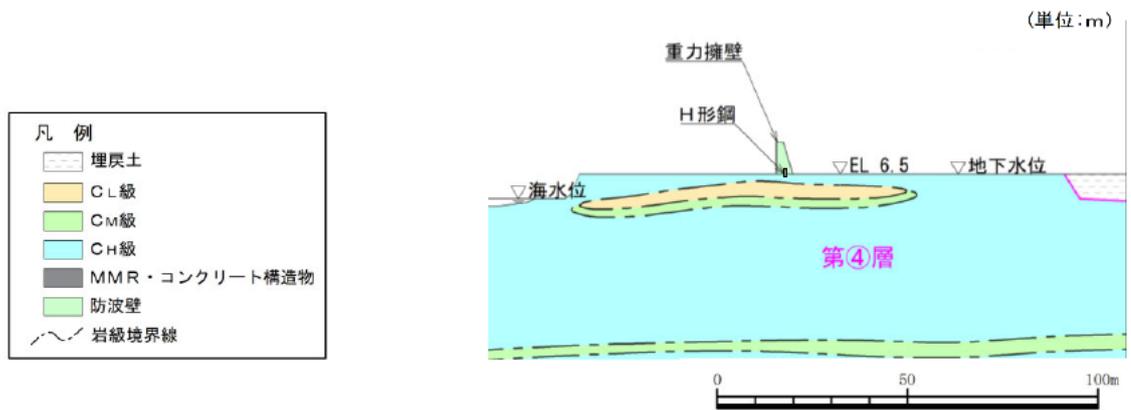


図 3.2.1-8 横断面図 (⑥-⑥断面)

(単位：mm)

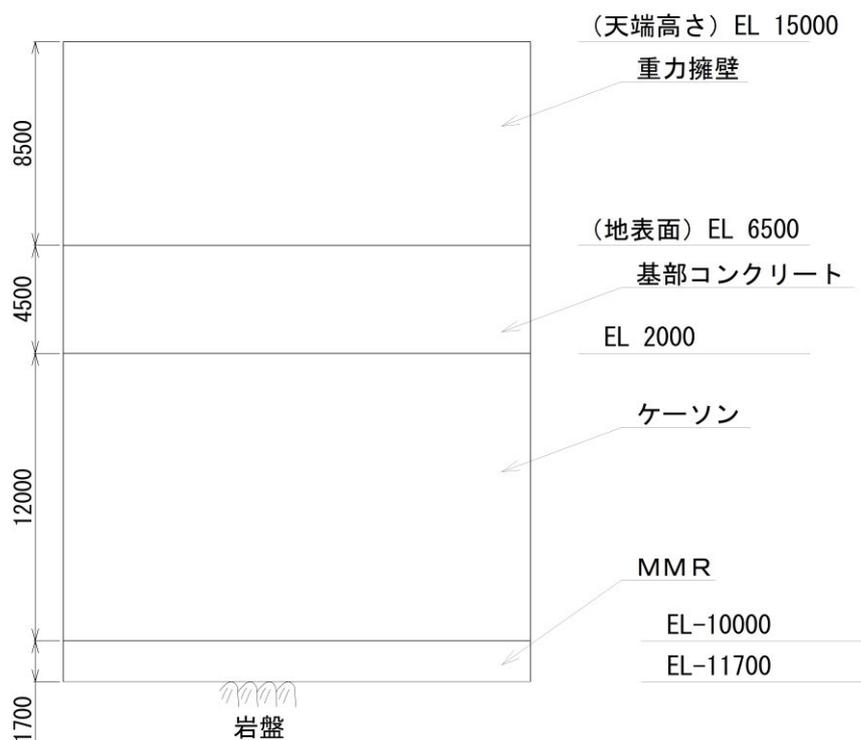


図 3.2.1-9(1) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（正面図）（ケーソン設置部）

(単位：mm)

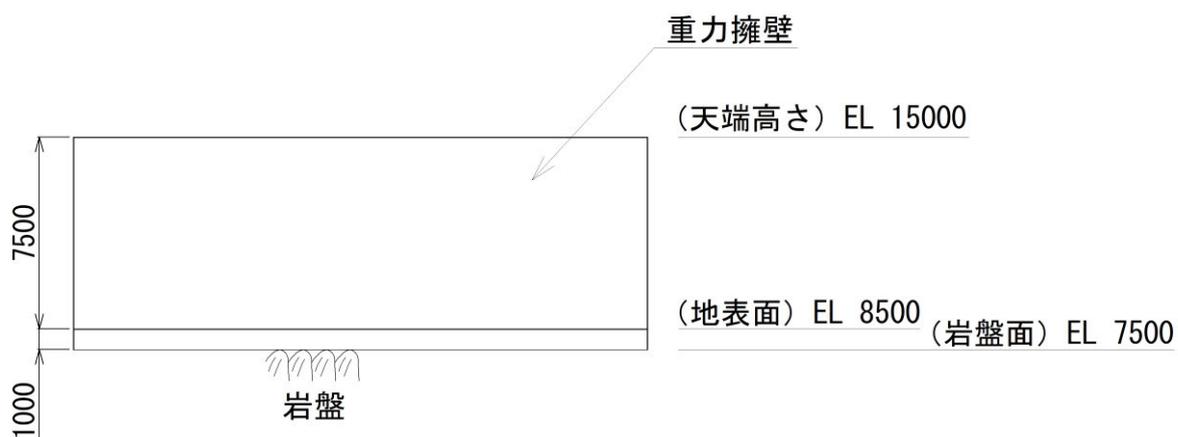


図 3.2.1-9(2) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（正面図）（岩盤直接支持部）

(単位：mm)

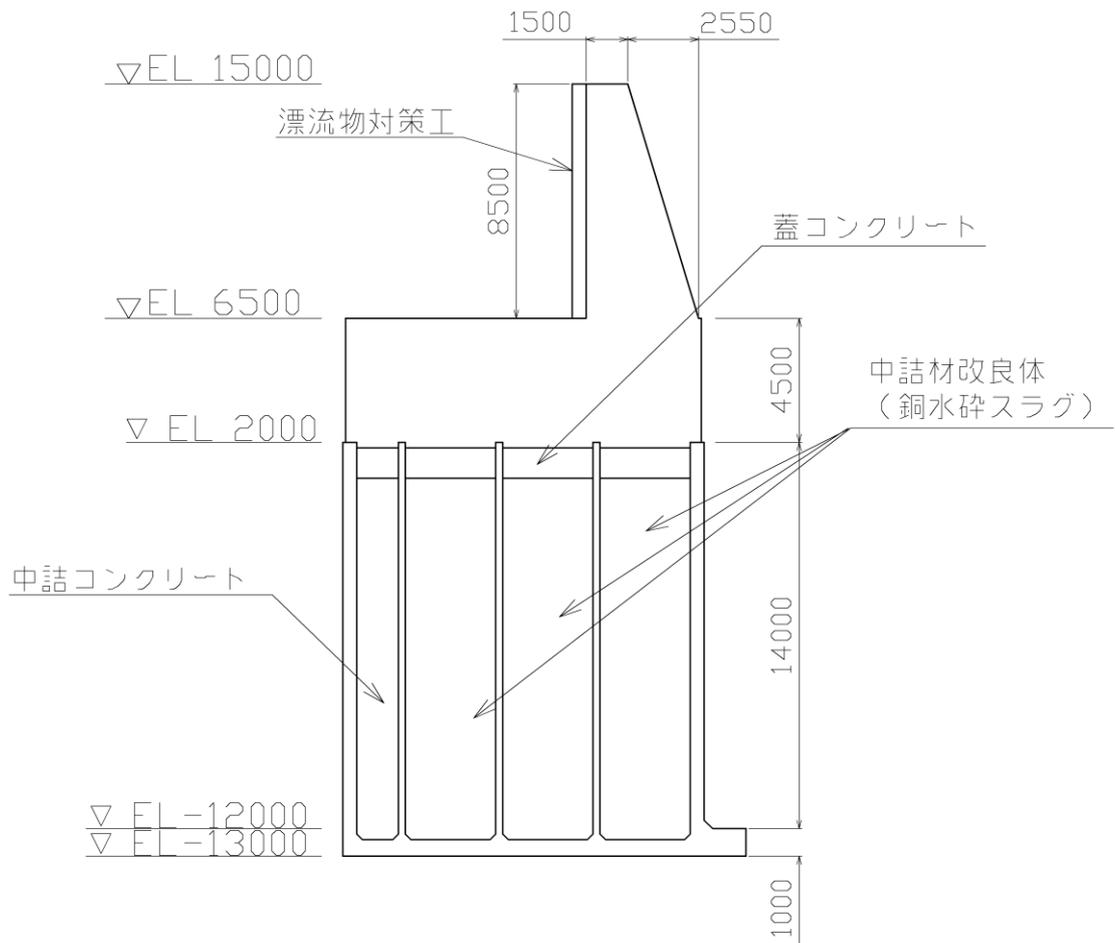


図 3.2.1-9(3) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (断面図) (②-②断面)

(単位：mm)

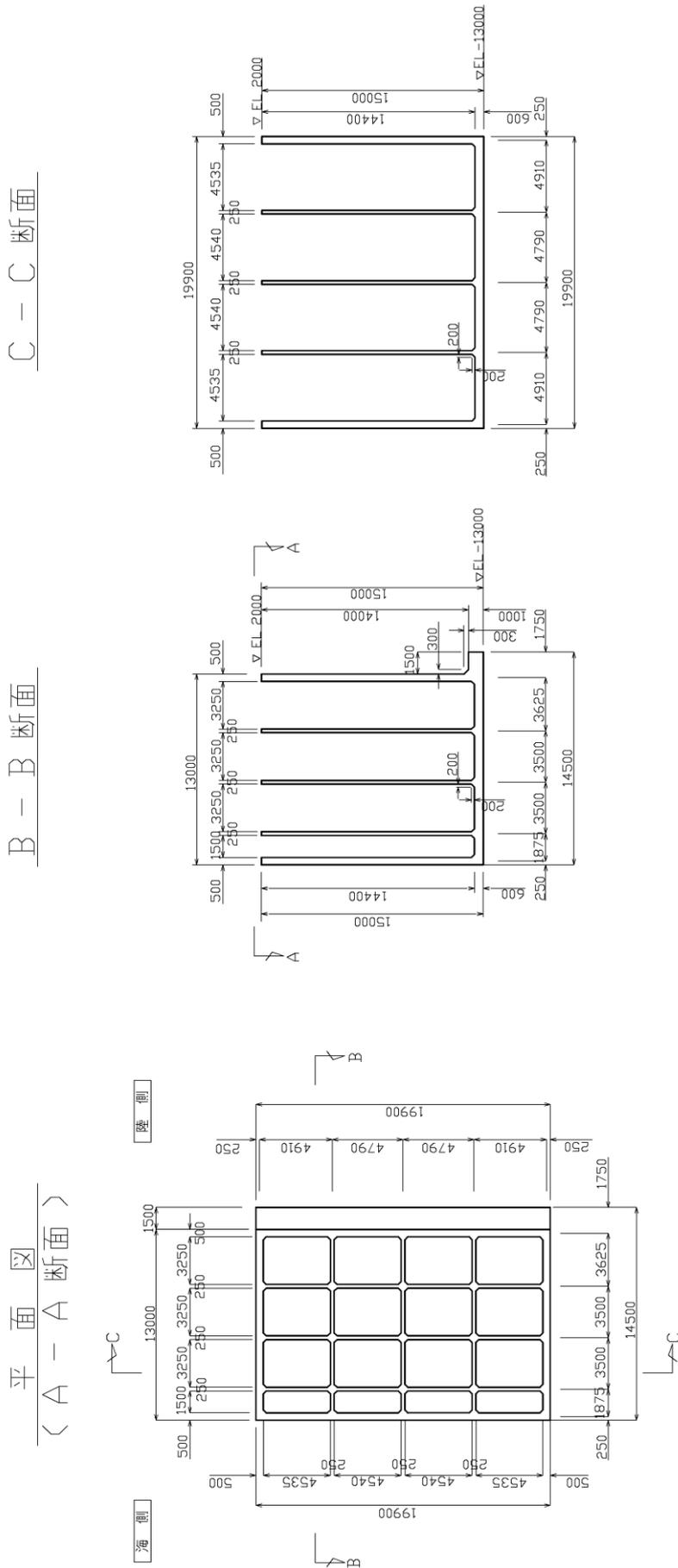


図 3.2.1-9(4) 防波壁（波返重力擁壁）のケーソン構造図（断面図）

(単位 : mm)

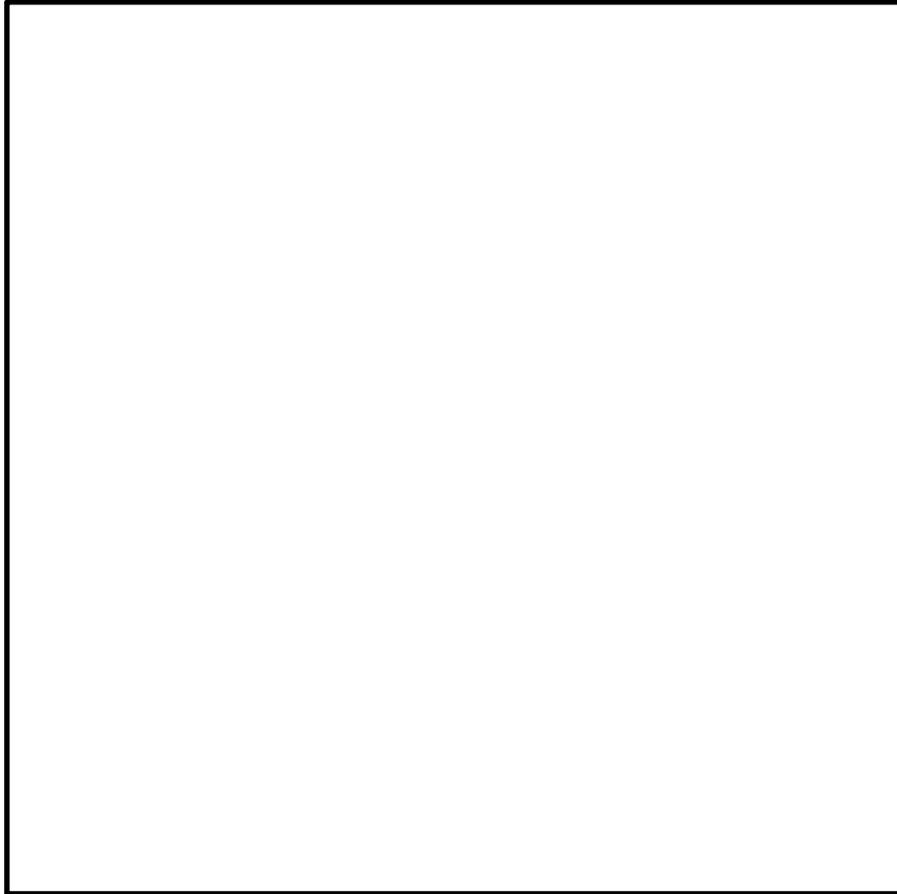


図 3.2.1-9(5) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（断面図）（③-③断面）

(単位：mm)

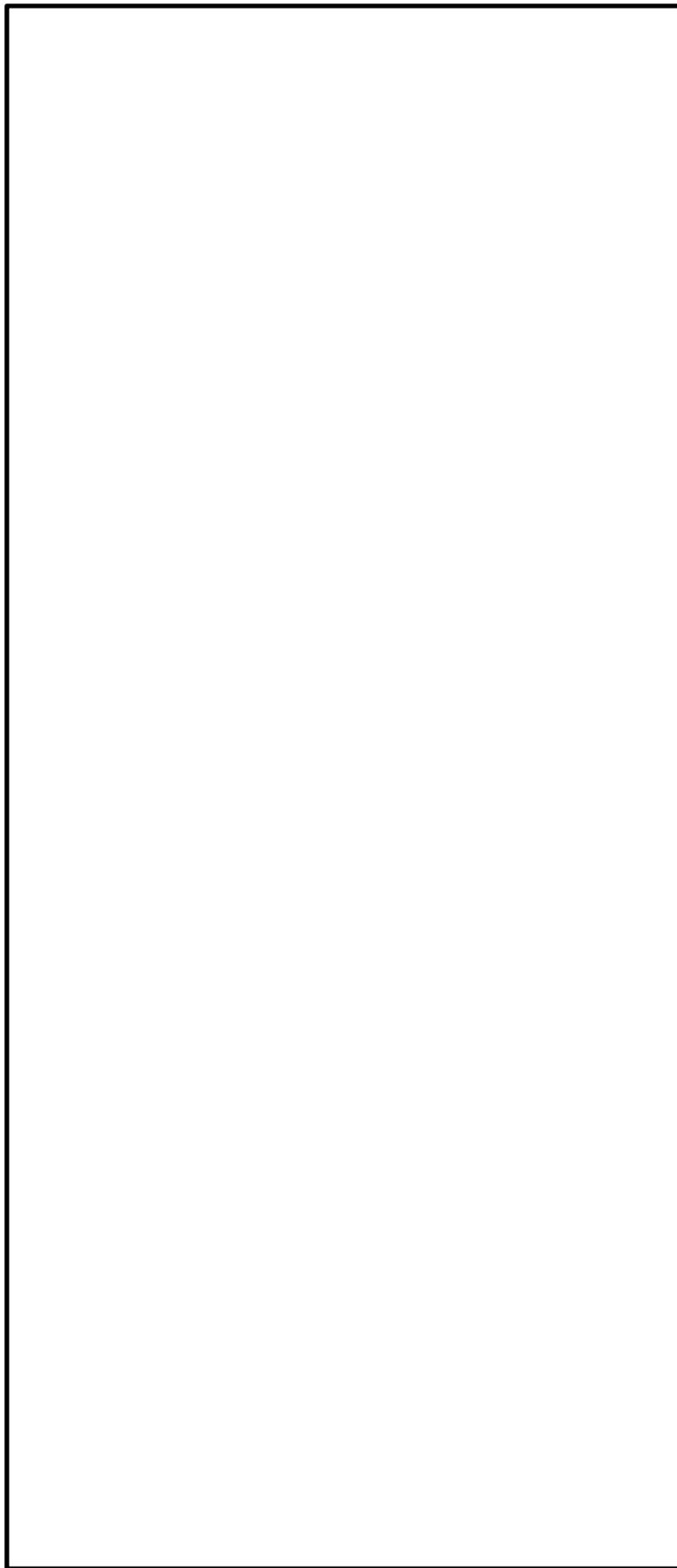


図 3.2.1-9(6) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソン構造図（断面図）（③-③断面）

(単位：mm)

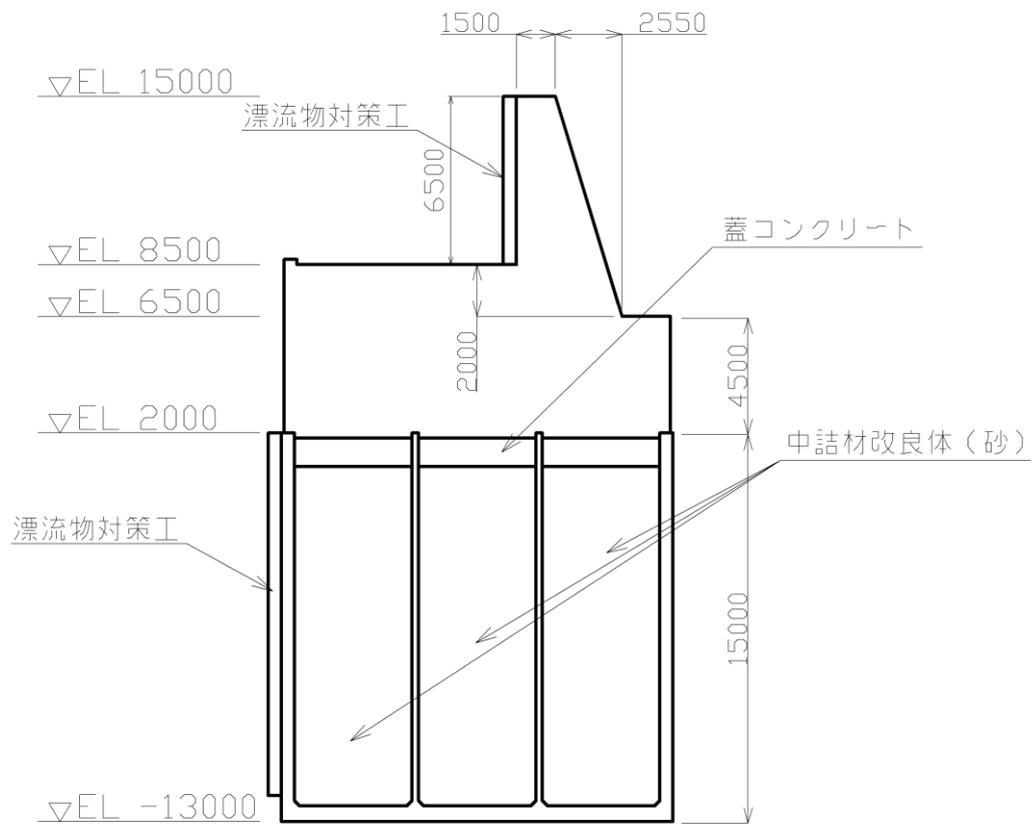


図 3.2.1-9(7) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（断面図）（④-④断面）

(単位：mm)

平面図  
(A-A断面図)

B-B断面図

C-C断面図

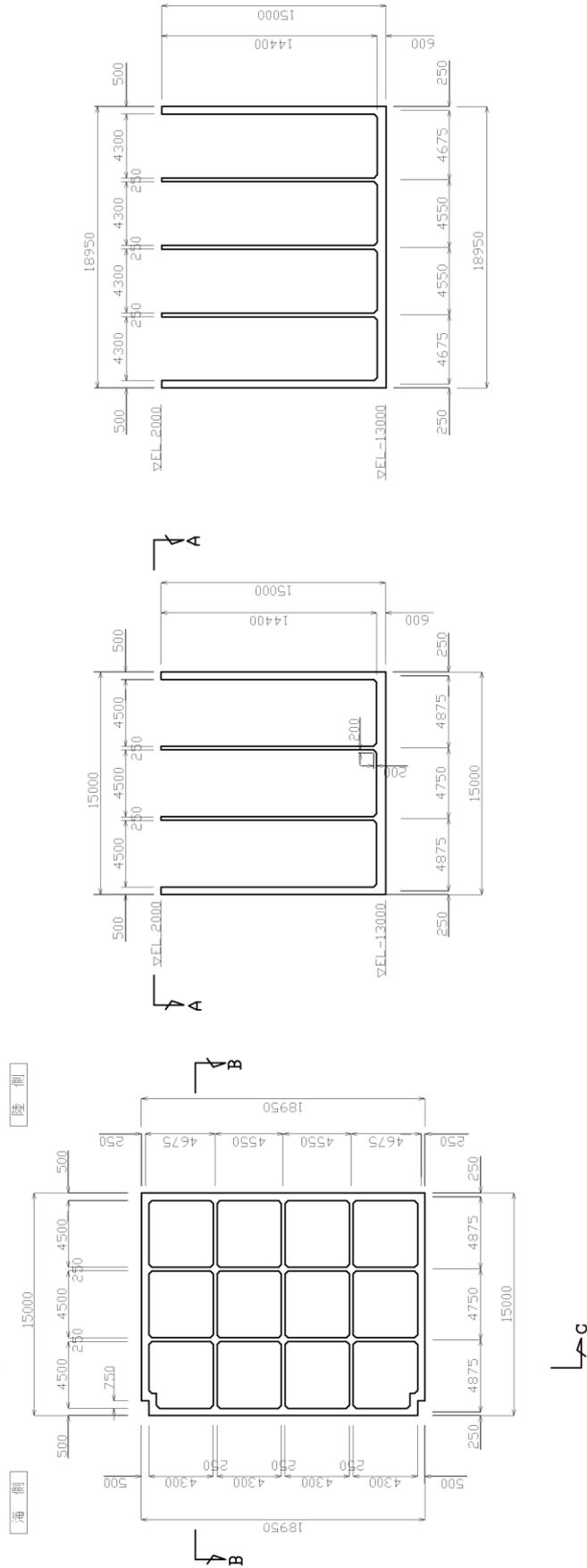


図 3.2.1-9(8) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (断面図) (④-④断面)

(単位：mm)

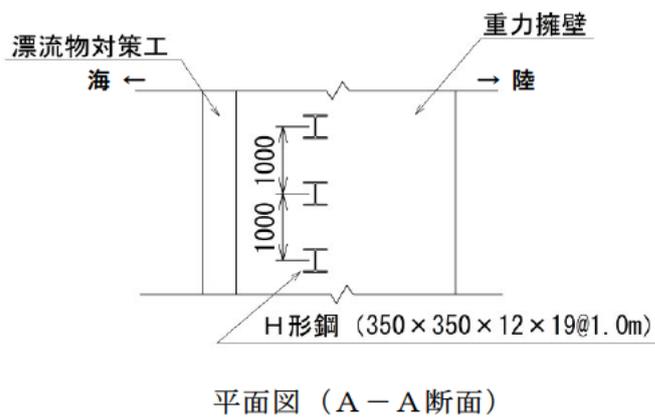
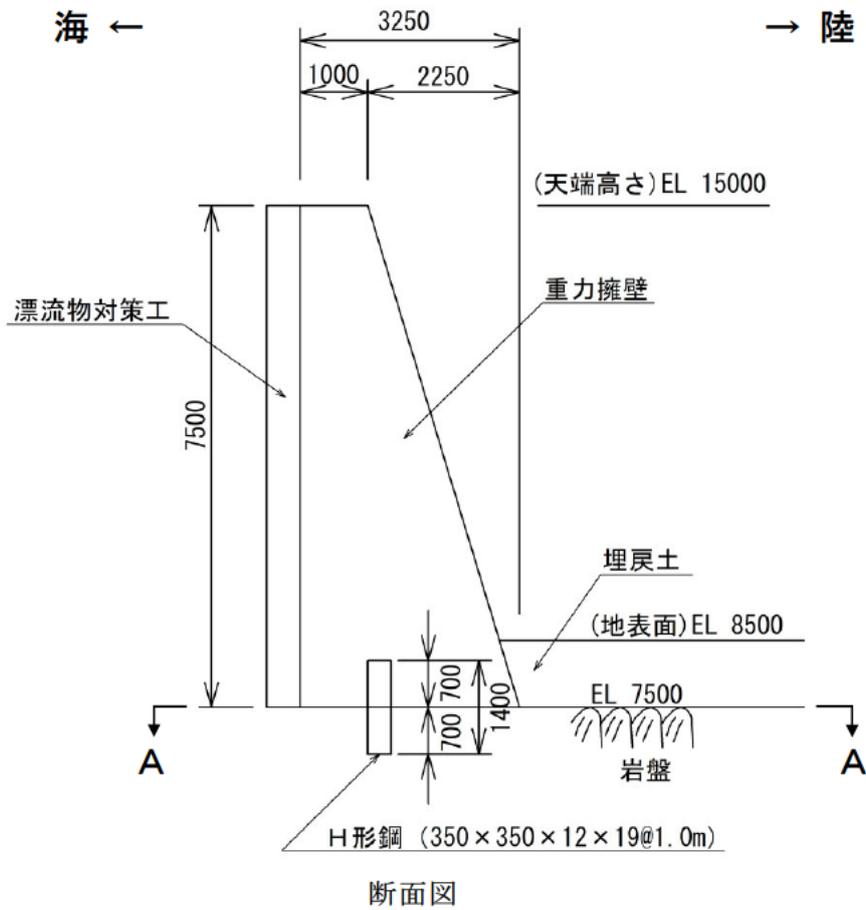


図 3.2.1-9(9) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (⑤-⑤断面)

(単位 : mm)

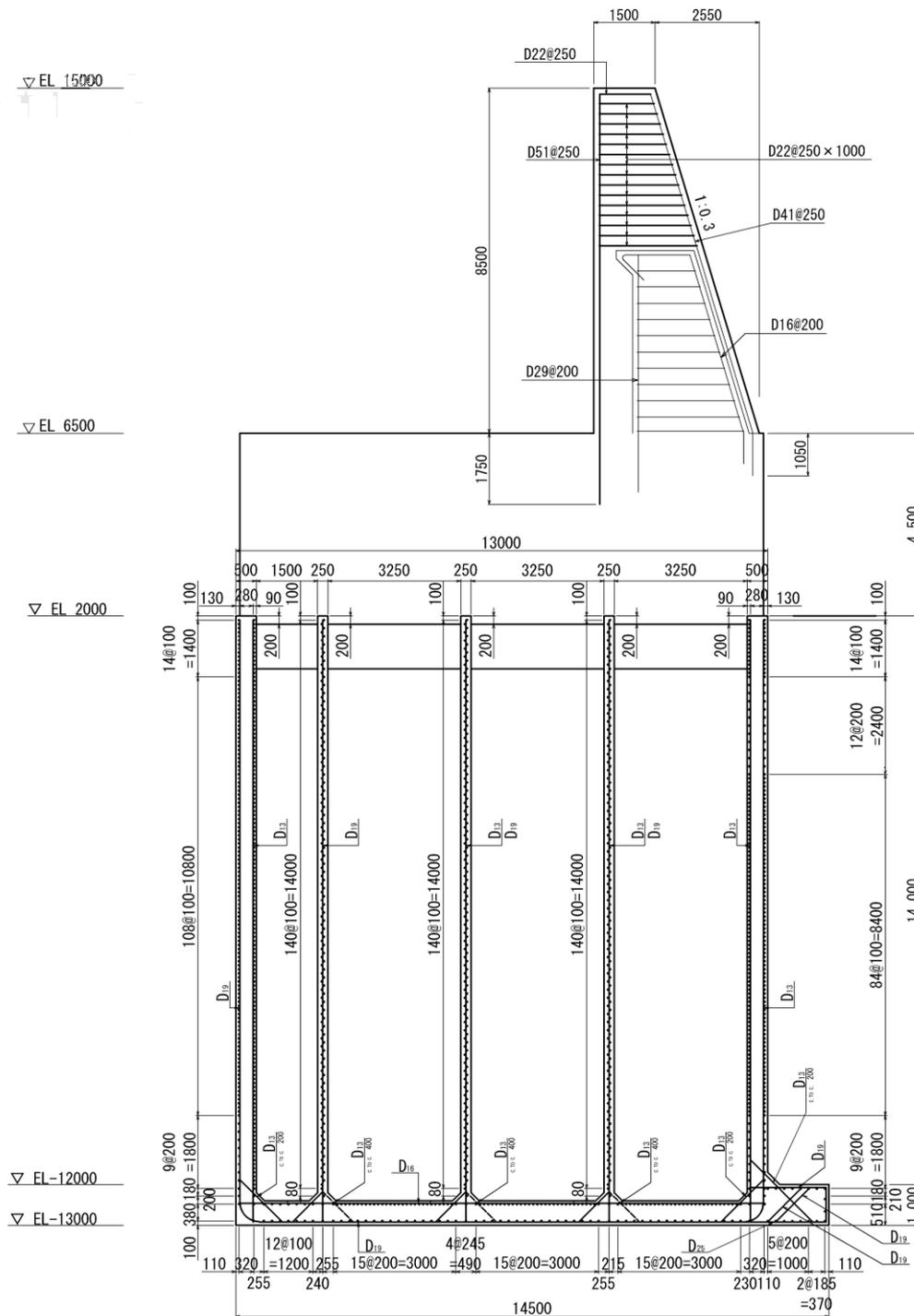


図 3.2.1-10(1) 防波壁 (波返重力擁壁) の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図  
(②-②断面)

(単位：mm)



図 3.2.1-10(2) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)



図 3.2.1-10(3) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソンの概略配筋図（③-③断面）

(単位 : mm)

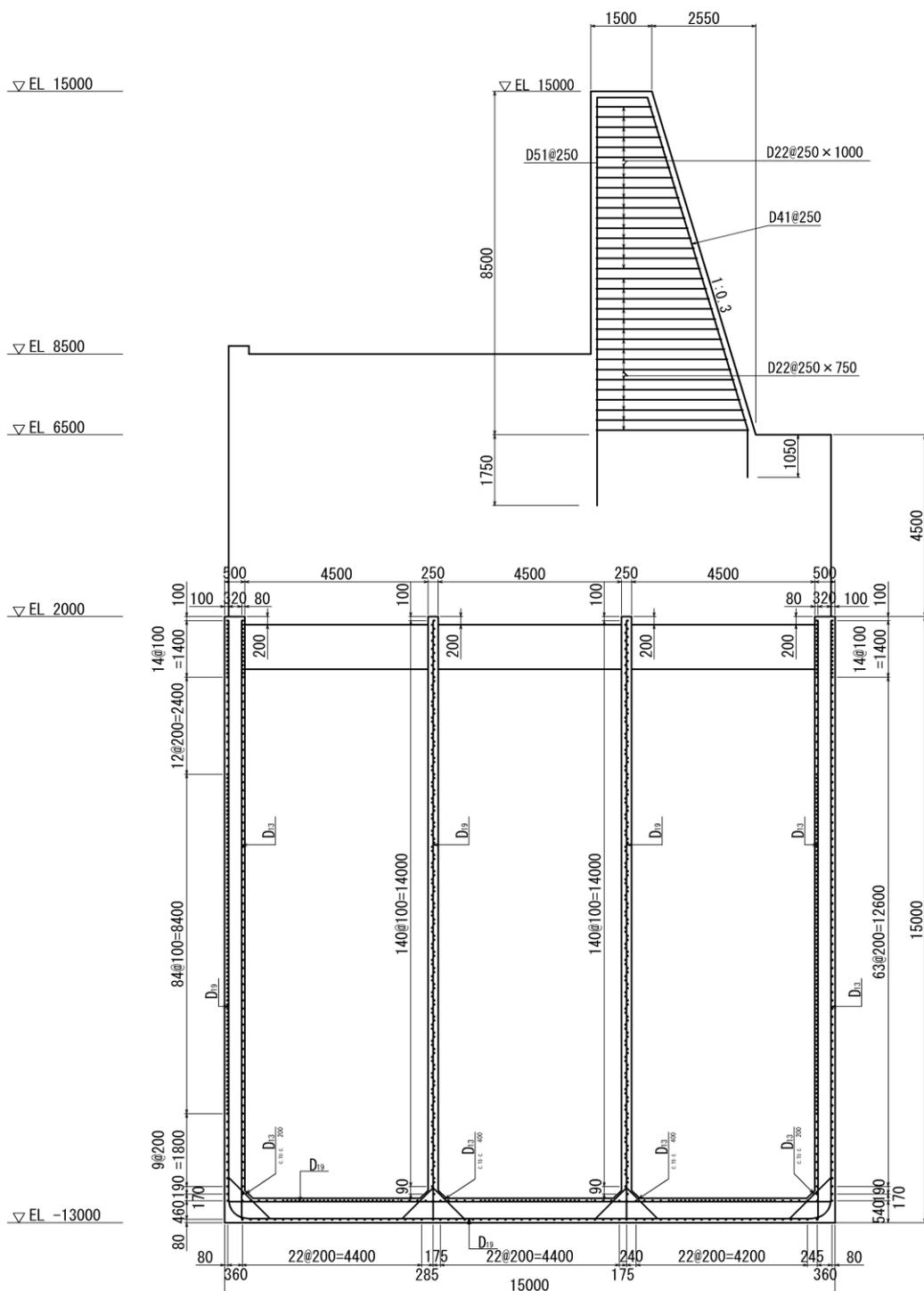


図 3. 2. 1-10(4) 防波壁 (波返重力擁壁) の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図  
(④-④断面)

(単位：mm)

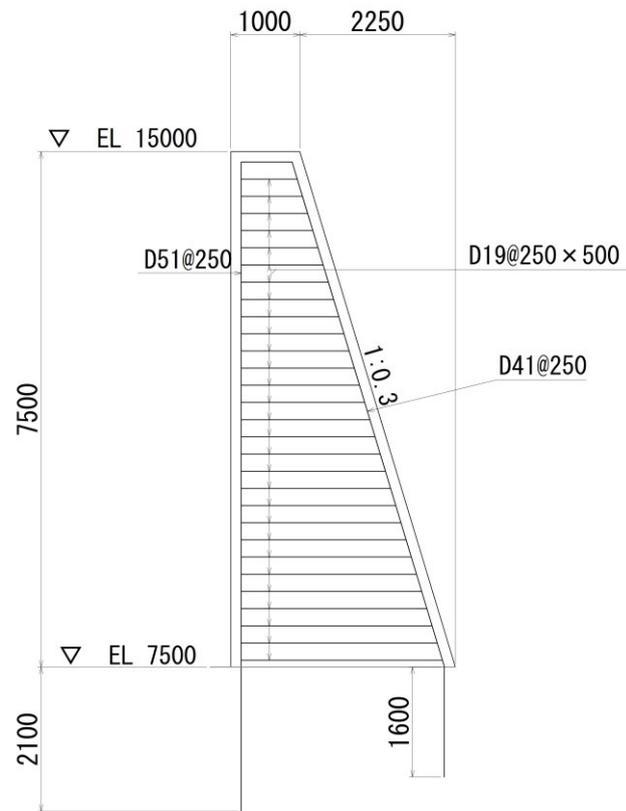
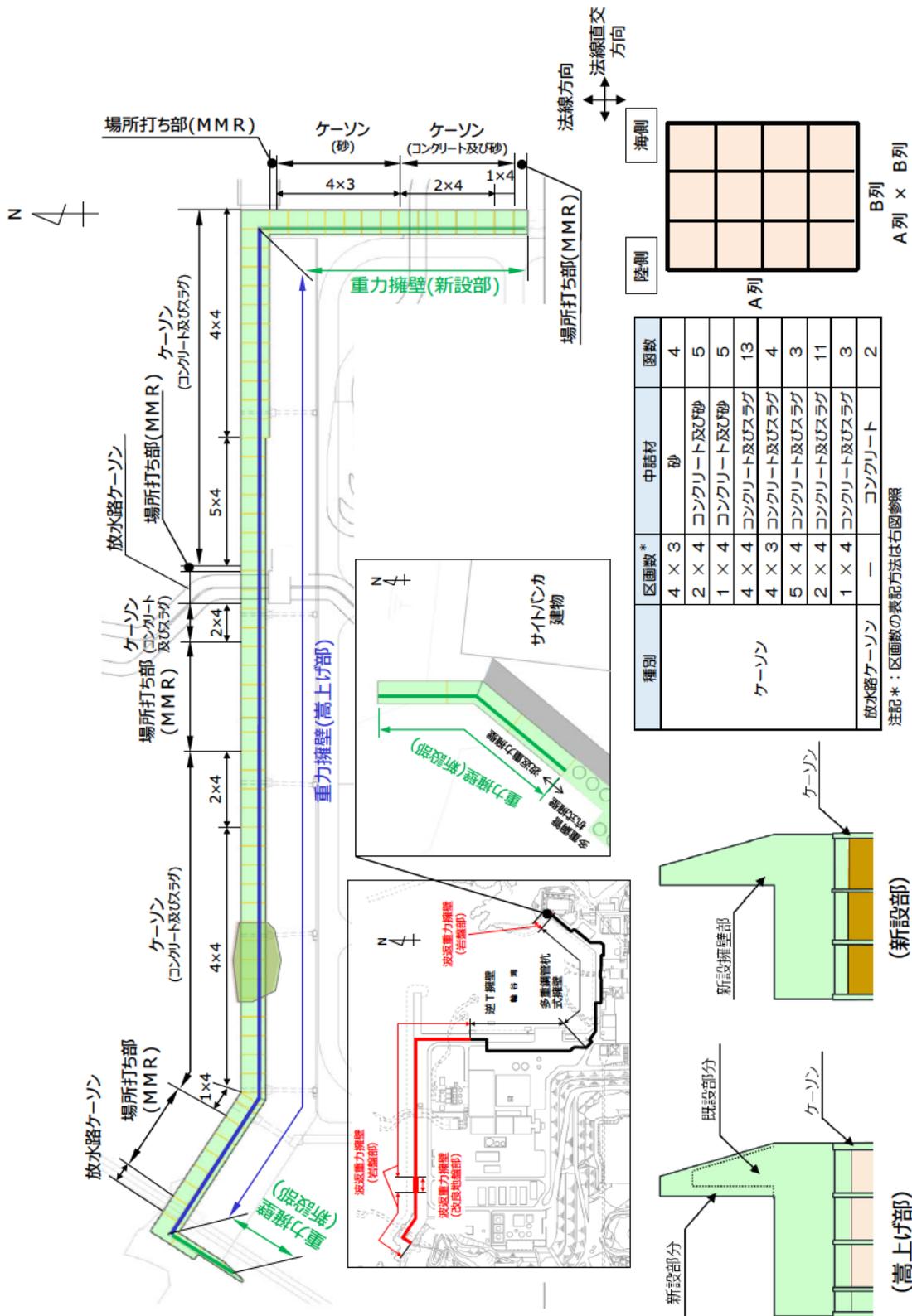


図 3.2.1-10(5) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（⑤-⑤断面）



ケーン種別一覧及び区画数イメージ図

重力擁壁構造図

図 3. 2. 1-11 防波壁 (波返重力擁壁) における重力擁壁の構造種別

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は，防波壁（波返重力擁壁）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

2次元有限要素法による施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は，重力擁壁，H形鋼，MMR及び改良地盤⑥とする。

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は，ケーソンの各部材とする。

#### (2) 施設の変形性評価

2次元有限要素法による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

2次元有限要素法による基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波壁（波返重力擁壁）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤⑥及び岩盤）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, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

##### (2) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を、重畳時においては、「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を遡上津波荷重として考慮する。なお、評価対象断面のうち⑤-⑤断面は、防波壁（波返重力擁壁）が設置される敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高い位置に設置されるため、重畳時の評価を実施しない。

遡上津波荷重については、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」に基づき、敷地高以上では朝倉式により、重力擁壁前面における津波水位と重力擁壁前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、設計用浸水深の3倍の静水圧を考慮して算定する。なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面2次元津波シミュレーション及び3次元津波シミュレーションにより津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認している。

敷地高以深では谷本式により、ケーソン前面における津波水位を考慮し、津波水位と静水面の標高の1/2倍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、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の2.2倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面及び③-③断面, 津波時, 敷地高以上)

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	6.5	3.05	92.42

(④-④断面, 津波時, 敷地高以上)

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

(⑤-⑤断面, 津波時, 敷地高以上)

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	7.5	2.55	77.27

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 津波時, 敷地高以深)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	4.9	0.58	48.00

(3) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

②-②断面, ③-③断面及び④-④断面は, 余震荷重として弾性設計用地震動  $S_d-D$  による地震力を考慮する。

(4) 衝突荷重 ( $P_c$ )

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」及び「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」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  
 (「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  
 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)

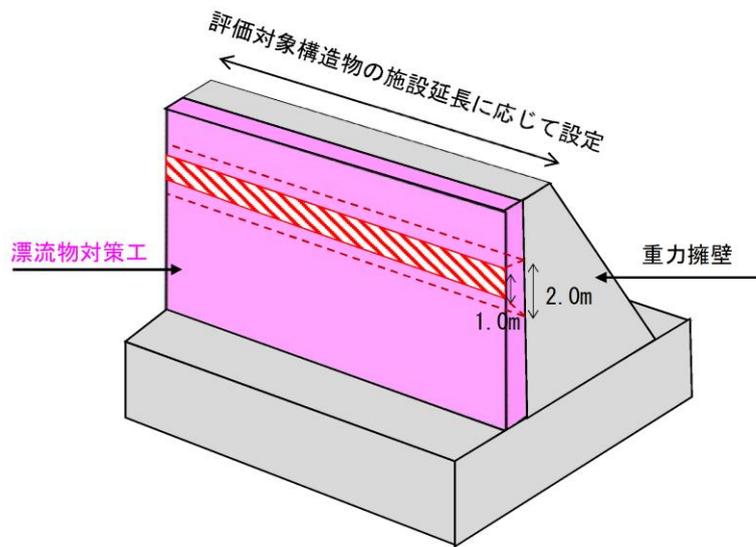


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は、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重力擁壁に作用させる。

波返重力擁壁に作用する衝突荷重を表 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。なお、⑤-⑤断面については、漂流物対策工による荷重分散を考慮した衝突荷重 215kN/m<sup>2</sup>を上回る 405kN/m<sup>2</sup>を強度計算において考慮する。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 9.99m）：4267kN(按分) ÷ 19.98m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>
- ・ ③-③断面（ブロック延長 7.00m）：3150kN ÷ 14.0m<sup>2</sup> ≒ 225kN/m<sup>2</sup>
- ・ ④-④断面（ブロック延長 8.97m）：3847kN(按分) ÷ 17.94m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>
- ・ ⑤-⑤断面（ブロック延長 10.00m）：4300kN ÷ 20m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>

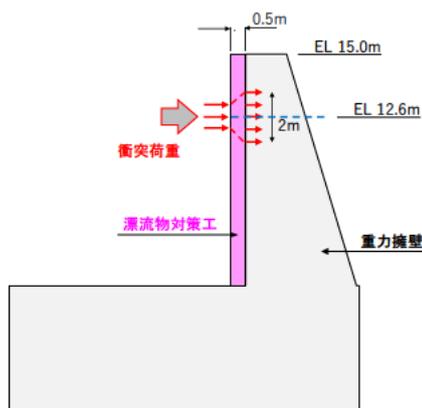


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

衝突荷重（分散後）

- ②-②断面：215kN/m<sup>2</sup>
- ③-③断面：225kN/m<sup>2</sup>
- ④-④断面：215kN/m<sup>2</sup>
- ⑤-⑤断面：215kN/m<sup>2</sup>

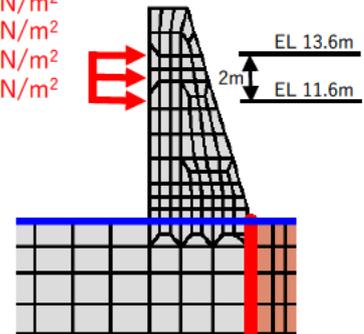


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面	⑤-⑤断面
ブロック延長 (m)	9.99	7.00	8.97	10.00
衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	430*	450	431*	430
衝突荷重(分散後) (kN/m <sup>2</sup> )	215	225	215	215

注記\*：按分した衝突荷重

(5) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重については、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設計基準風速 30m/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。

(6) 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 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m<sup>2</sup>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 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1、図 3.3.2-2 及び図 3.3.2-3 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	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd} + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- $P_t$  : 遡上津波荷重
- $K_{sd}$  : 余震荷重
- $P_c$  : 衝突荷重
- $P_k$  : 風荷重
- $P_s$  : 積雪荷重

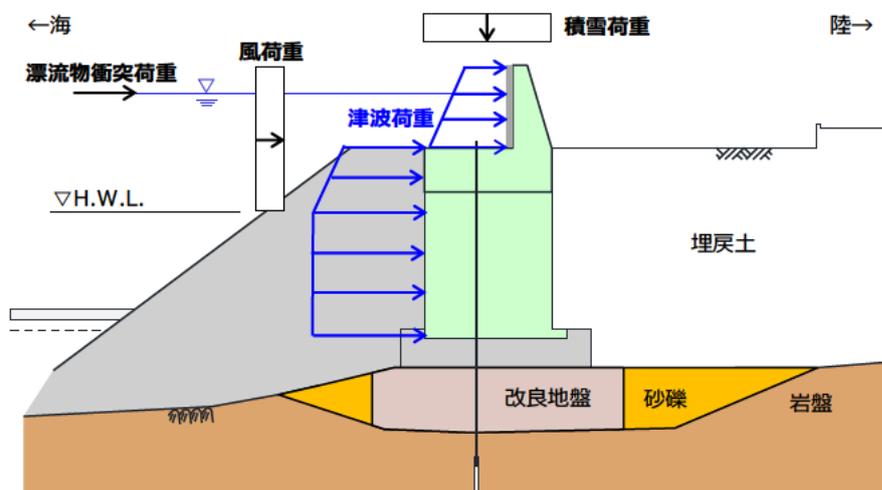


図 3.3.2-1 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（津波時）

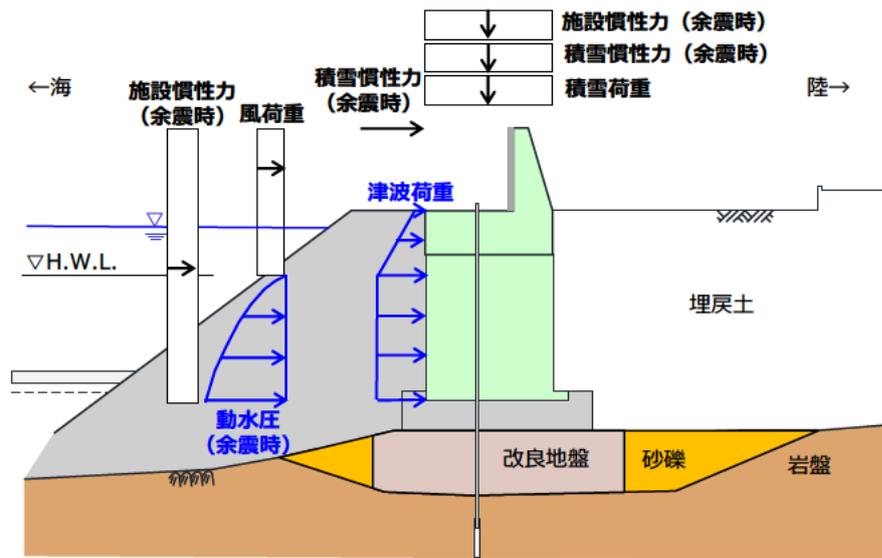
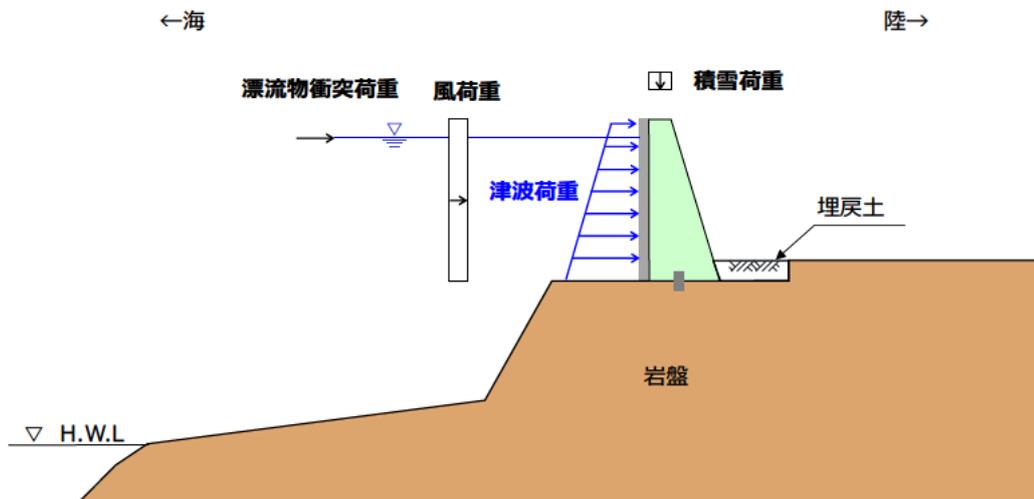


図 3.3.2-2 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（重畳時）



注：重畳時は敷地高 EL 8.5m を超えない。

図 3.3.2-3 防波壁（波返重力擁壁）（岩盤直接支持部）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 重力擁壁

重力擁壁の許容限界は、「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)」(以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。)に基づき、表 3.4.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 重力擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ * <sup>2</sup>		0.45	0.67
コンクリート	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ * <sup>3</sup>	0.43* <sup>4</sup>	0.64
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*1：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

\*2：④-④断面及び⑤-⑤断面の評価に用いる。

\*3：設計基準強度の異なるコンクリートが重力擁壁に混在している②-②断面及び③-③断面の評価に用いる。

\*4：設計基準強度 21N/mm<sup>2</sup> 及び 24N/mm<sup>2</sup> の各々の許容せん断応力度を用い、評価断面の面積按分により算定

### 3.4.2 ケーソン

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は「コンクリート標準示方書(2002)」に基づき、表 3.4.2-1 に示す許容応力度とする。

せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 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)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。)に規定されているスケルトンカーブの第1折点の許容せん断応力度（面内）を許容限界とし、(式1)に基づき設定する。

表 3.4.2-1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界

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' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.45	0.67
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(2002)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

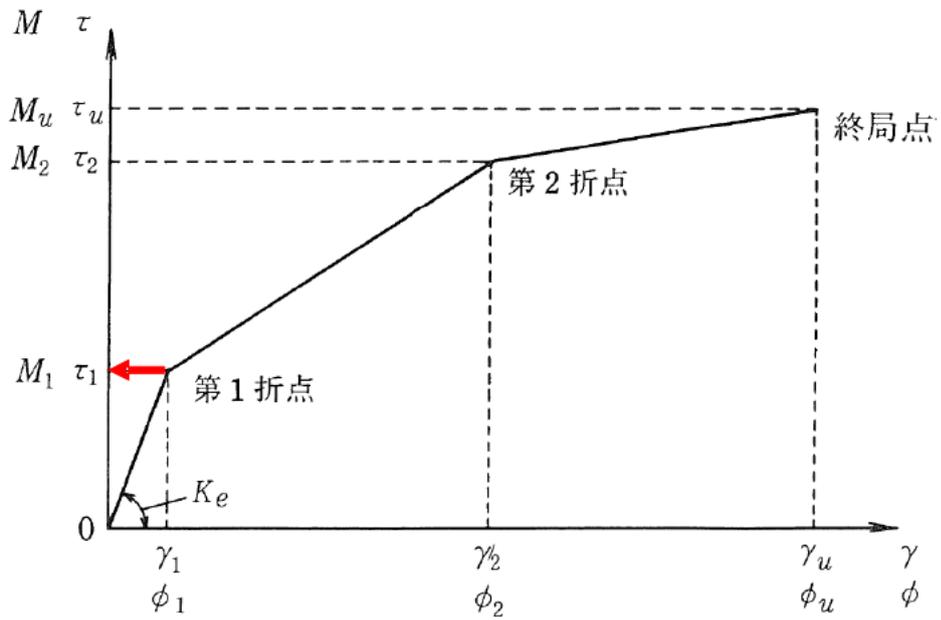


図 3.4.2-1 せん断破壊（面内）に対する許容限界  
 （「J E A G 4 6 0 1 -1987」に加筆）

$$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)} \quad (\text{式 1})$$

ここに、

$\tau_1$  : 許容せん断応力度（面内）(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 鉛直方向軸応力度(N/mm<sup>2</sup>)

(2) ③-③断面

放水路ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は、H形鋼を部材内に有する構造であるが、保守的に無筋コンクリートとみなし、「コンクリート標準示方書（2002）」に基づき、表 3.4.2-2 及び表 3.4.2-3 に示す応力度及び強度とする。せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「J E A G 4 6 0 1-1987」に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点の許容せん断応力度（面内）を設定する。

表 3.4.2-2 放水路ケーソンの許容限界（圧縮応力度及びせん断応力度）

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' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	
許容せん断応力度（面外） $\tau_{a1}$		0.45	0.67

注記\*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4.2-3 放水路ケーソンの許容限界（引張強度）

種別	（引張）材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート (f' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_{tk}$ *	1.91

注記\*：「コンクリート標準示方書（2002）」よりコンクリートの設計基準強度  $f'_{ck}$  を用いて、算定式  $0.23f'_{ck}{}^{2/3}$  により算定

### 3.4.3 H形鋼

H形鋼の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書(平成 14 年)」という。）に基づき，表 3.4.3-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.3-1 H形鋼の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	H形鋼 (SM490)	許容せん断応力度 $\tau_{Ha}$	105

注記\*：短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.4 MMR

MMR の許容限界は，「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）」を準拠し，すべり安全率とする。表 3.4.4-1 に MMR の許容限界を示す。

表 3.4.4-1 MMR の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.5 改良地盤⑥

改良地盤⑥の許容限界は，「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）」を準拠し，すべり安全率とする。表 3.4.5-1 に改良地盤⑥の許容限界を示す。

表 3.4.5-1 改良地盤⑥の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.6 止水目地

止水目地（シートジョイント）の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験より、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④－④断面及び⑦－⑦断面位置における止水目地の変形量に対する許容限界を表 3.4.6-1 に示す。

表 3.4.6-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変形量	1936

### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤のうち岩盤及び改良地盤⑥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、岩盤は支持力試験、改良地盤⑥は一軸圧縮試験により設定する。

MMRに発生する接地圧に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書(2002)」に基づく、コンクリートの支圧強度とする。

基礎地盤の許容限界を表 3.4.7-1 に示す。

表 3.4.7-1 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> )
極限支持力度	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤⑥		3.0
支圧強度	MMR		24.0

#### 4. 2次元有限要素法

##### 4.1 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）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。

##### 4.1.1 津波時

###### (1) 解析方法

津波時に発生する応力値は、「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次元有限要素法により算定する。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 に作用させる。

2次元静的有限要素法のうち有効応力解析に用いる解析コードは「FLIP」を使用し、全応力解析では、「TDAPⅢ」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

###### a. 応力解析手法

防波壁（波返重力擁壁）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。応力解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

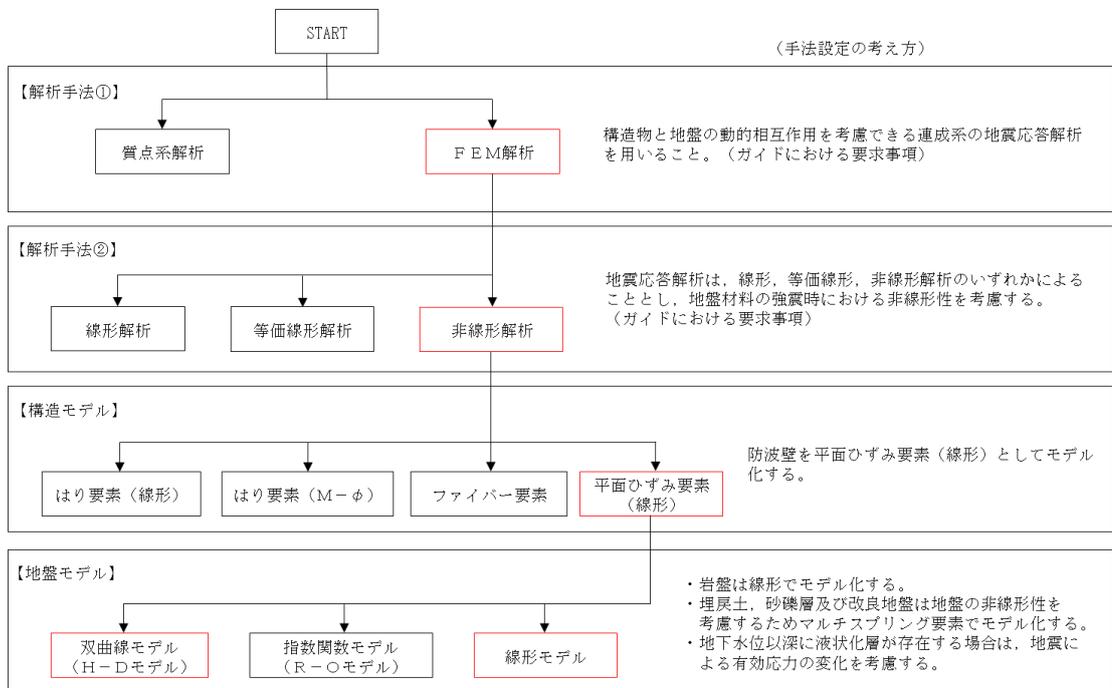


図 4.1.1-1 応力解析手法の選定フロー

b. 施設

重力擁壁は、平面ひずみ要素でモデル化する。なお、重力擁壁とケーソンについては、「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」の「参考資料6」で一体性を確認していることから、一体としてモデル化する。

ケーソンは、構造部材を平面ひずみ要素でモデル化し、等価な剛性を有する2次元等価剛性モデルとする。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

漂流物対策工は重力擁壁，④－④断面については重力擁壁に加えケーソンに固定して設置することから，漂流物対策工設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

c. 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評価に対する照査値に与える影響が軽微であるため，地盤物性のばらつきは考慮しない。

- ・「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」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。
- ・「2.1.5 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」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると，耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。また，耐津波評価の照査値は，十分な裕度を有している。（耐津波評価結果は「4.3 評価結果」参照）

津波時解析における解析ケースの地盤物性を表 4.1.1-1 に示す。

表 4.1.1-1 津波時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

- d. 応答解析の解析ケースの選定  
津波時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し実施する。  
津波時評価における応答解析の解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 津波時評価における応答解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 解析モデル及び諸元

防波壁（波返重力擁壁）の解析モデルを図 4.1.1-2, 図 4.1.1-4, 図 4.1.1-6, 図 4.1.1-8 及び図 4.1.1-10 に, 地質断面図を図 4.1.1-3, 図 4.1.1-5, 図 4.1.1-7 及び図 4.1.1-9 に示す。

なお, ③-③断面の解析モデル範囲において, 3号機放水接合槽は耐震性を説明しない構造物であるため, 保守的に埋戻土としてモデル化する。また, 放水路は耐震性を説明しない構造物であるためモデル化せず, 放水路の影響については, 「2.1.9 防波壁の設計・施工に関する補足説明」において説明する。⑤-⑤断面の解析モデル範囲において, 隣接するサイトバンカ建物は, 地表面付近の岩盤上に設置され, 防波壁（波返重力擁壁）へ与える応答の影響は小さいことから隣接構造物としてモデル化しない。

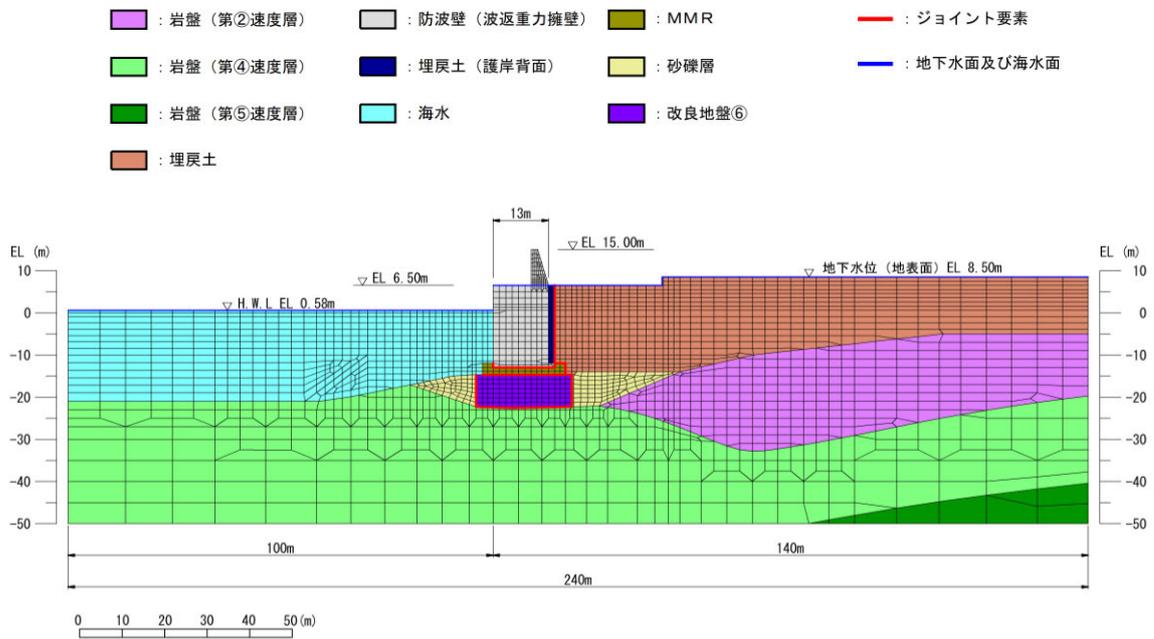


図 4.1.1-2 地震応答解析モデル (②-②断面)

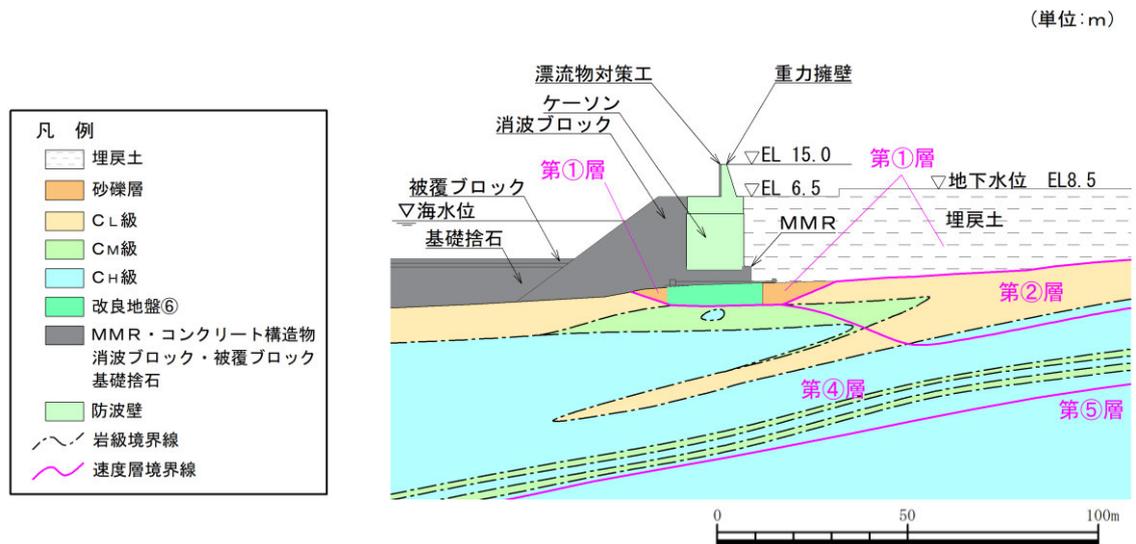


図 4.1.1-3 地質断面図 (②-②断面)

- : 岩盤 (第④速度層)      ■ : MMR      — : ジョイント要素
- : 埋戻土                      ■ : 海水      — : 地下水面及び海水面
- : 防波壁 (波返重力擁壁)

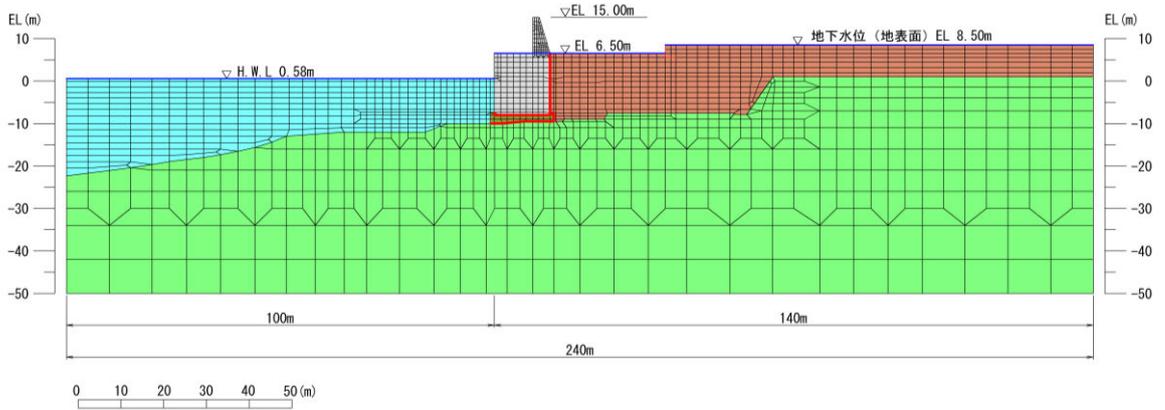


図 4.1.1-4 地震応答解析モデル (③-③断面)

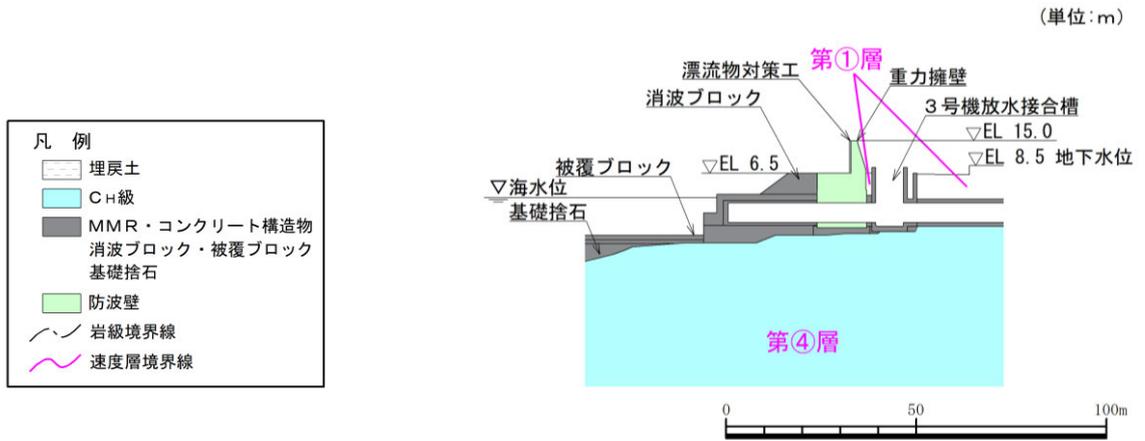


図 4.1.1-5 地質断面図 (③-③断面)

- |                |                  |               |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水        |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土        | ■ : MMR          | ■ : 地下水面及び海水面 |

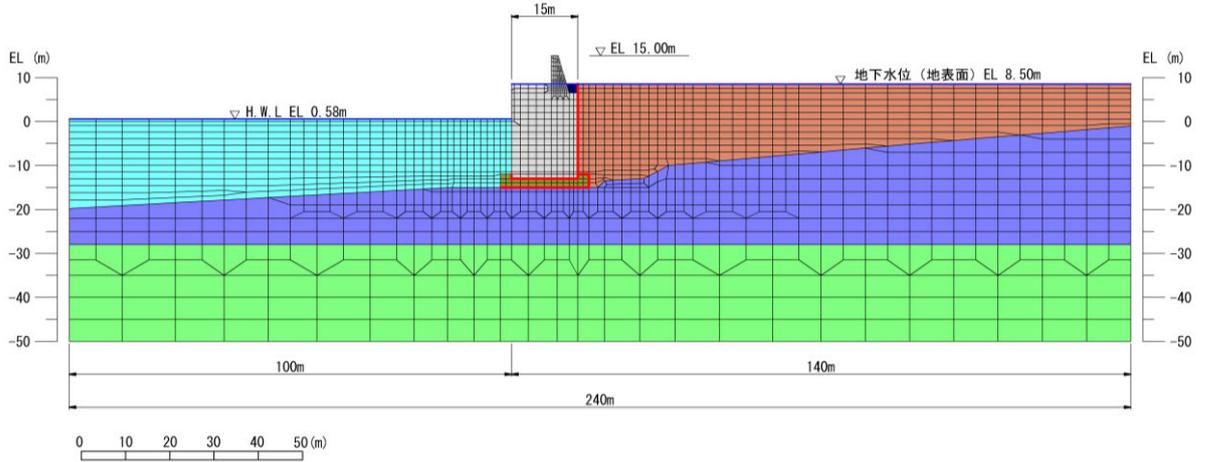


図 4.1.1-6 地震応答解析モデル (④-④断面)

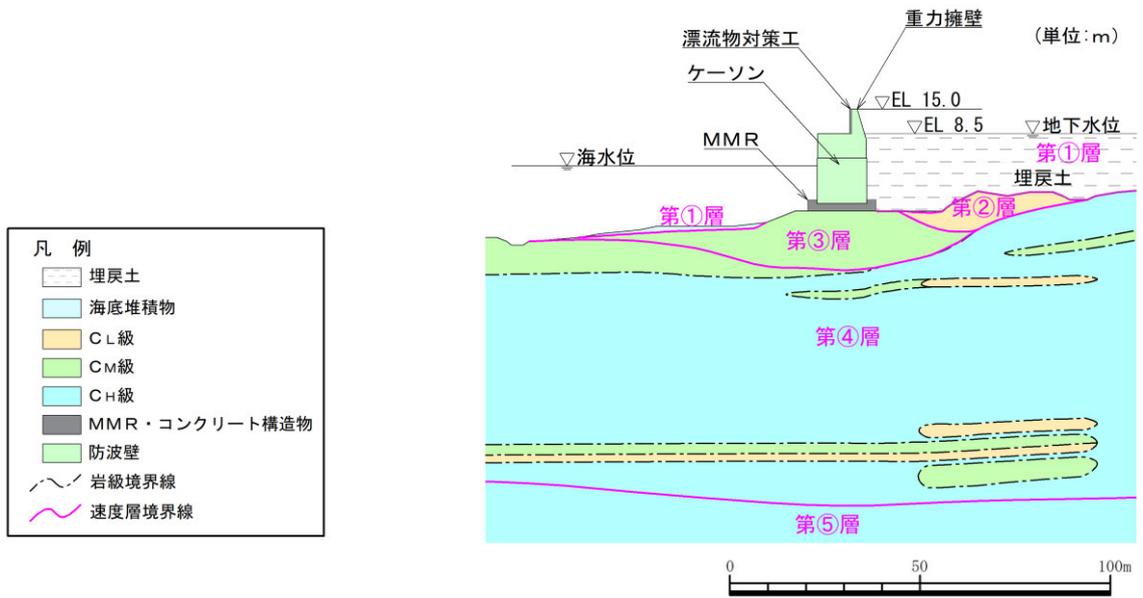


図 4.1.1-7 地質断面図 (④-④断面)

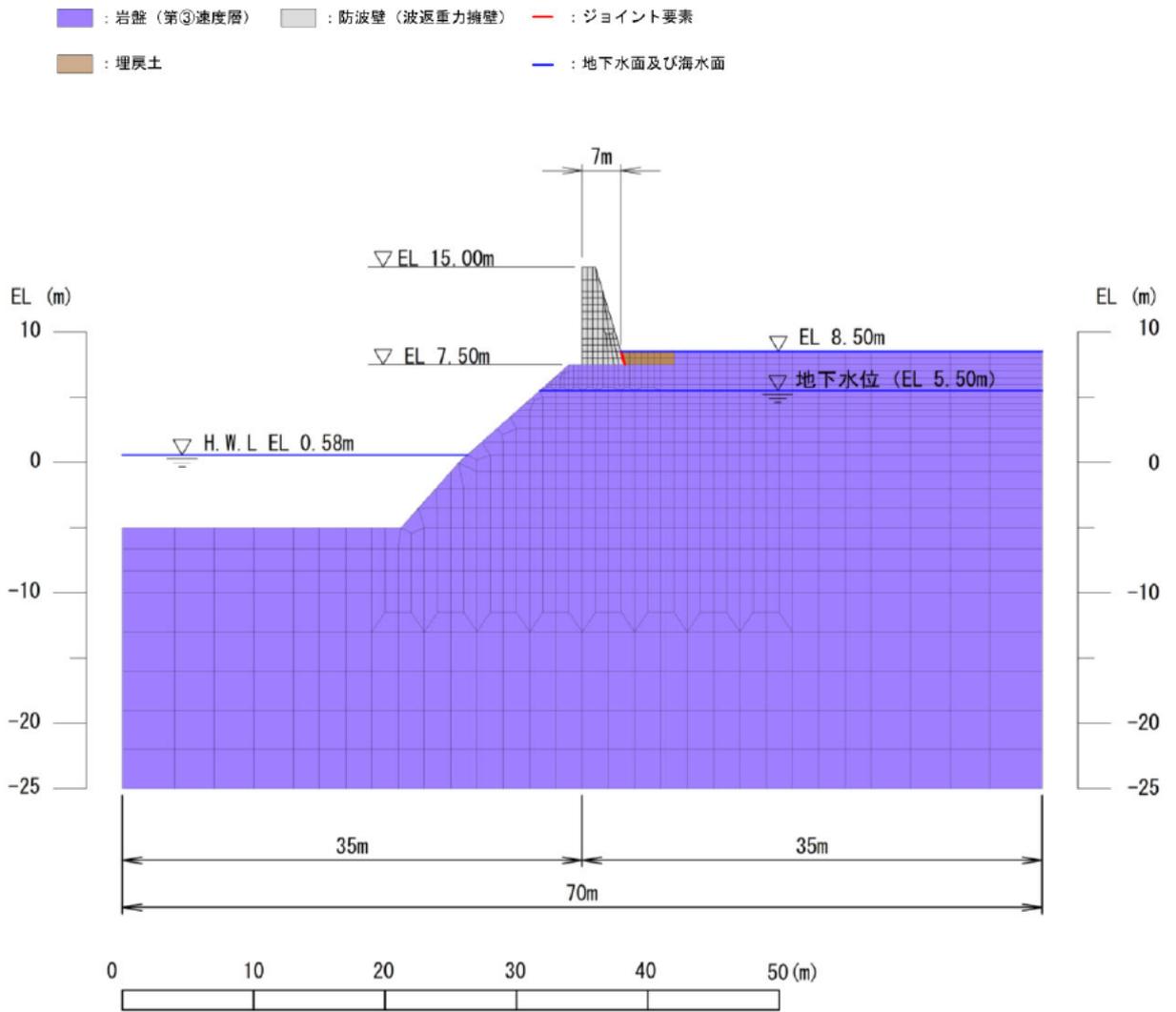


図 4.1.1-8 地震応答解析モデル (⑤-⑤断面)

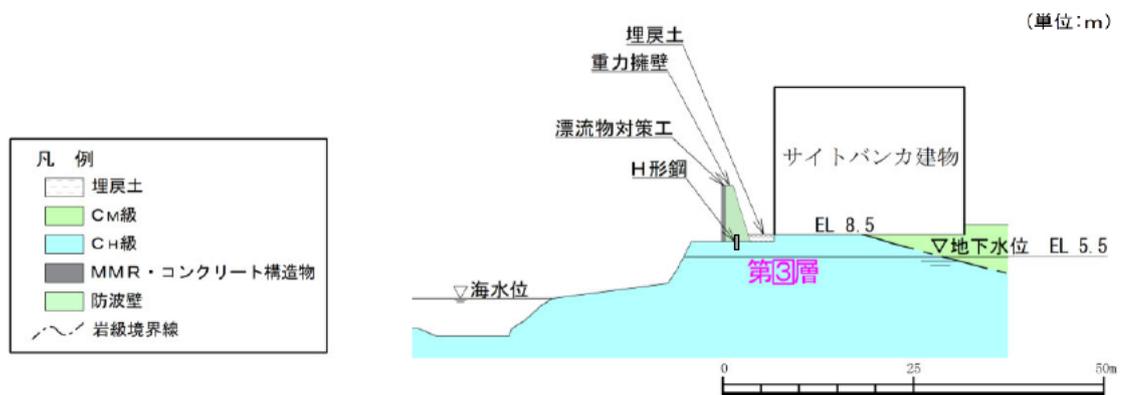


図 4.1.1-9 地質断面図 (⑤-⑤断面)

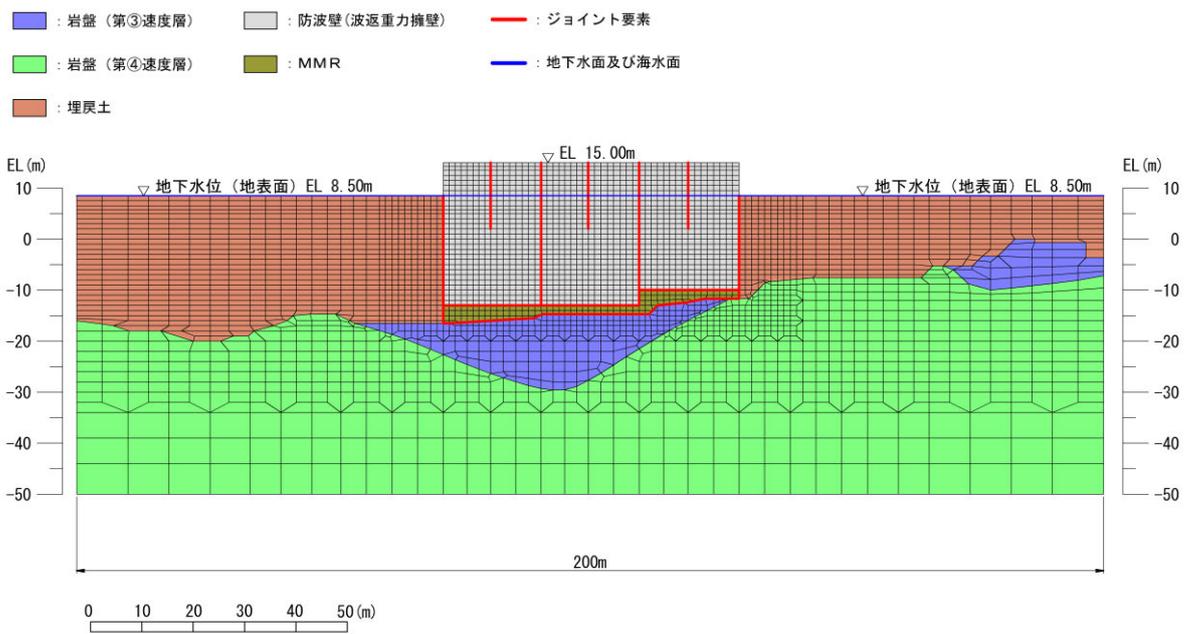


図 4.1.1-10 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

2次元解析モデルは、「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」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) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、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。境界条件の概念図を図4.1.1-11に示す。

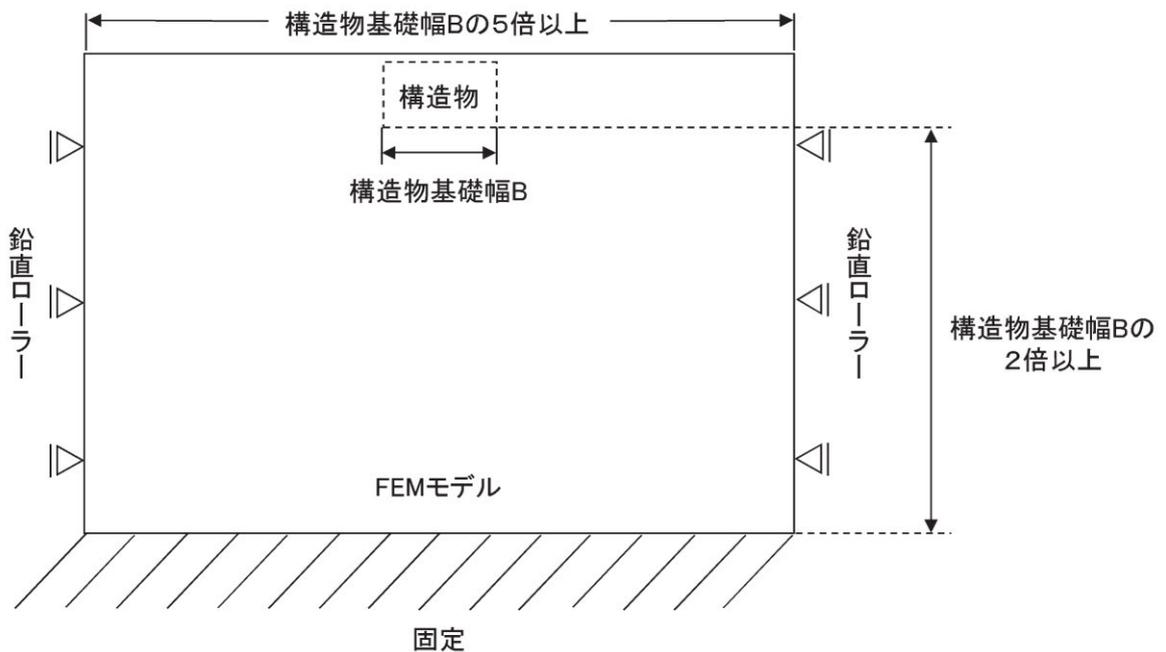


図 4.1.1-11 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 応答解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図4.1.1-12のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

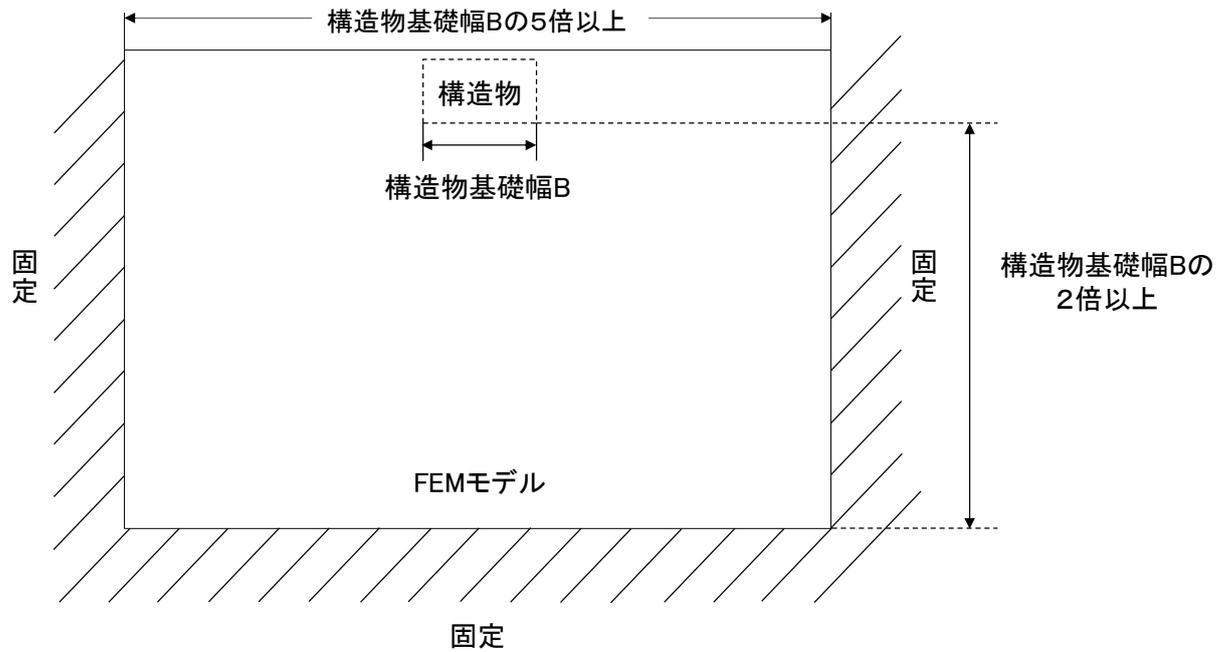


図 4.1.1-12 津波時における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

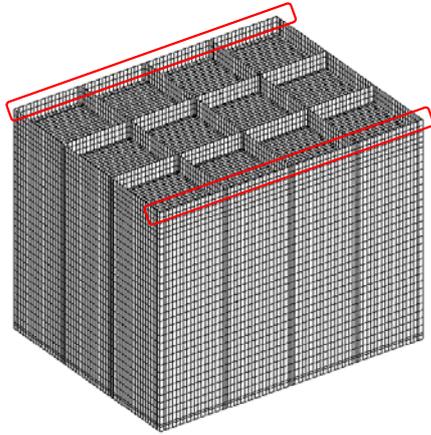
(a) 重力擁壁

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。なお、重力擁壁とケーソンについては、「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」の「参考資料6」で一体性を確認していることから、一体としてモデル化する。

(b) ケーソン

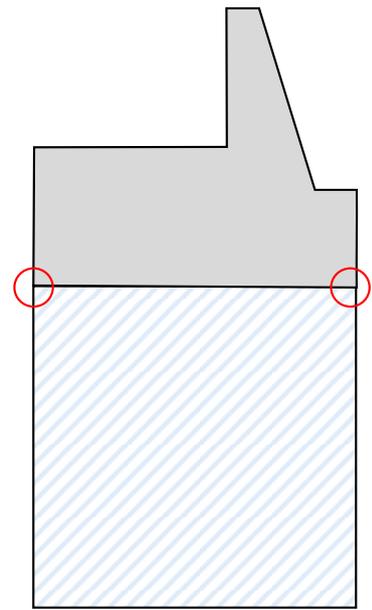
防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。ただし、ケーソンは側壁及び隔壁を有する箱型形状であることから、地震応答解析モデルの平面ひずみ要素の設定については、3次元構造解析により側壁及び隔壁の影響を考慮した等価な剛性となるように調整して設定を行う。ケーソンの等価剛性の調整手順を以下に示す。

3次元構造解析モデルのケーソンに水平荷重として単位荷重（ $100\text{kN/m}^2$ ）を作用させ、ケーソン上端の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。次に、地震応答解析モデルにおいて、ケーソンに同じ単位荷重を作用させ、ケーソン上端における変位が、3次元構造解析モデルで算定したケーソン上端の水平変位と等しくなるようにケーソンの弾性係数を設定する。3次元構造解析モデルと地震応答解析モデルの水平変位比較位置を図4.1.1-13に、剛性調整方法を図4.1.1-14に、剛性調整結果を表4.1.1-3に示す。なお、単位荷重を載荷させる3次元構造解析モデル及び地震応答解析モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。



注：重力擁壁を非表示

3次元構造解析モデル



□：剛性調整範囲（ケーソン）

地震応答解析モデル

□：変位置着目位置

図 4.1.1-13 解析モデル水平変位比較位置図

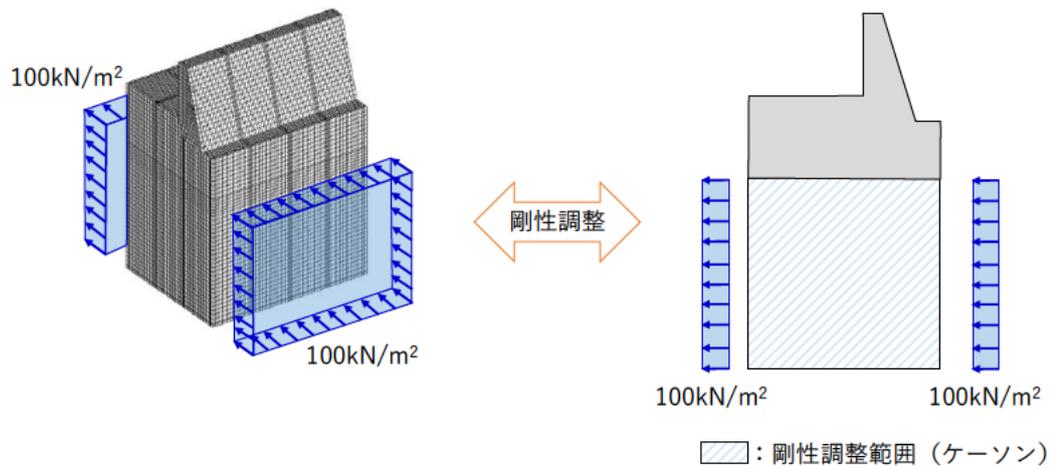


図 4.1.1-14 剛性調整方法図

表 4.1.1-3 剛性調整結果一覧

断面	地震応答解析モデルにおける ケーソン剛性 E (kN/m <sup>2</sup> )
②-②断面	$1.740 \times 10^7$
③-③断面*	$1.039 \times 10^7$
④-④断面	$1.388 \times 10^7$

注記\* : ③-③断面は貫通部のみ上記の剛性とする。

貫通部以外はコンクリートの剛性 ( $2.5 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>))  
を設定する。

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。

埋戻土、砂礫層及び改良地盤⑥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。動的変形特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。そのうち、埋戻土及び砂礫層は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

また、防波壁（波返重力擁壁）の背面に位置する埋戻土（護岸背面）については、「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）」（以下「港湾基準」という。）（図4.1.1-15参照）に準拠し、重力擁壁の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は重力擁壁と同じ値を用い、背後の埋戻土との境界にジョイント要素を設定する。

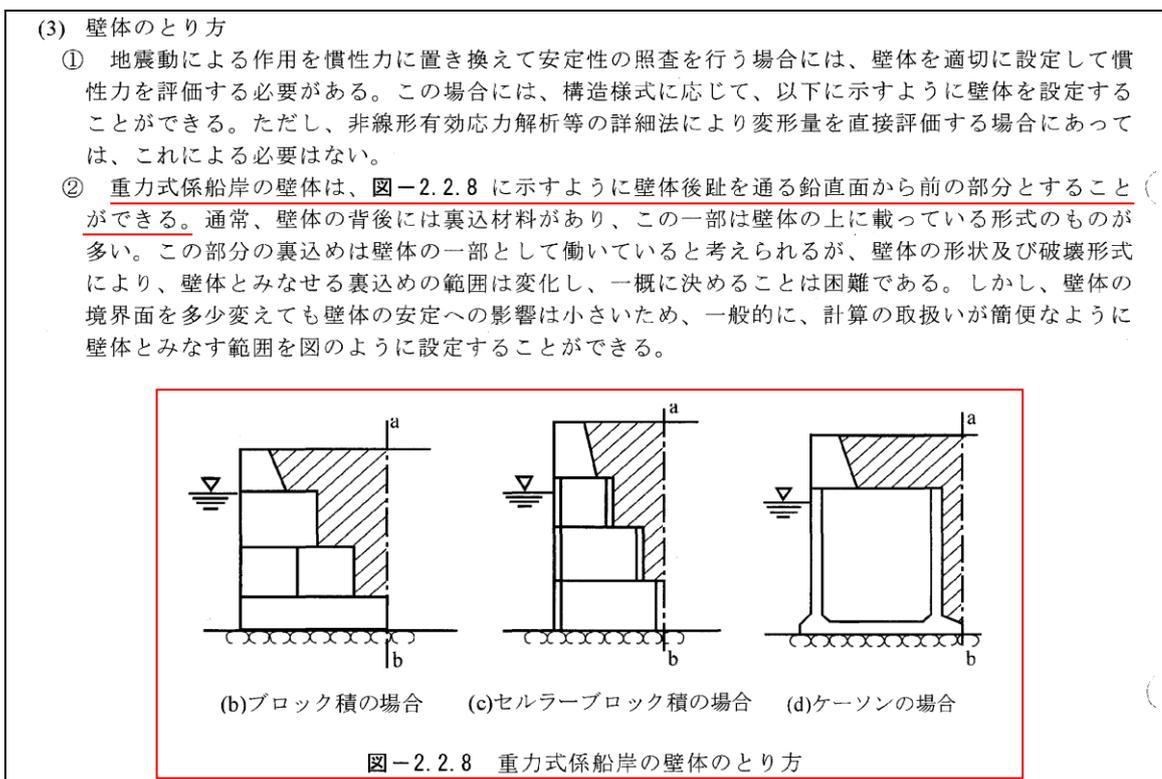


図4.1.1-15 埋戻土（護岸背面）のモデル化について（「港湾基準」抜粋）

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引張荷重を与えると、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地震時のせん断荷重を与え、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 4.1.1-16 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」という。）（図 4.1.1-17 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 4.1.1-18 及び図 4.1.1-19 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 4.1.1-4 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.1-20 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

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

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

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、 $p_{ai}$ 、 $p_{pi}$ 、 $K_{ai}$ 、 $K_{pi}$ 、 $\zeta_i$ 、 $\omega$ 、 $\gamma$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$  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 4.1.1-16 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、

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

④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>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑤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>9)</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ないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.1.1-17 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 4.1.1-18 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）

(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をのり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をのり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。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_f \geq \gamma_a (dP_H + eP_w + gP_{aw} + hP_d) \quad (2.2.19)$$

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)
- $M_f$  : 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)
- $P_w$  : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{aw}$  : 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。

$$M_{fd} = \gamma_{M_f} M_{fi} \quad (2.2.20)$$

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  $P_{Bd}$  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を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、中詰めを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。

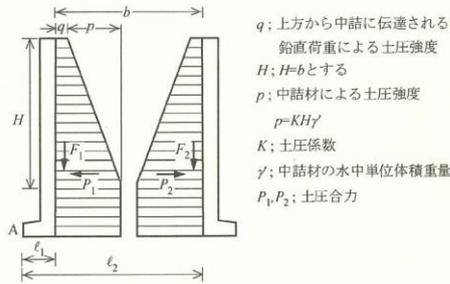


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

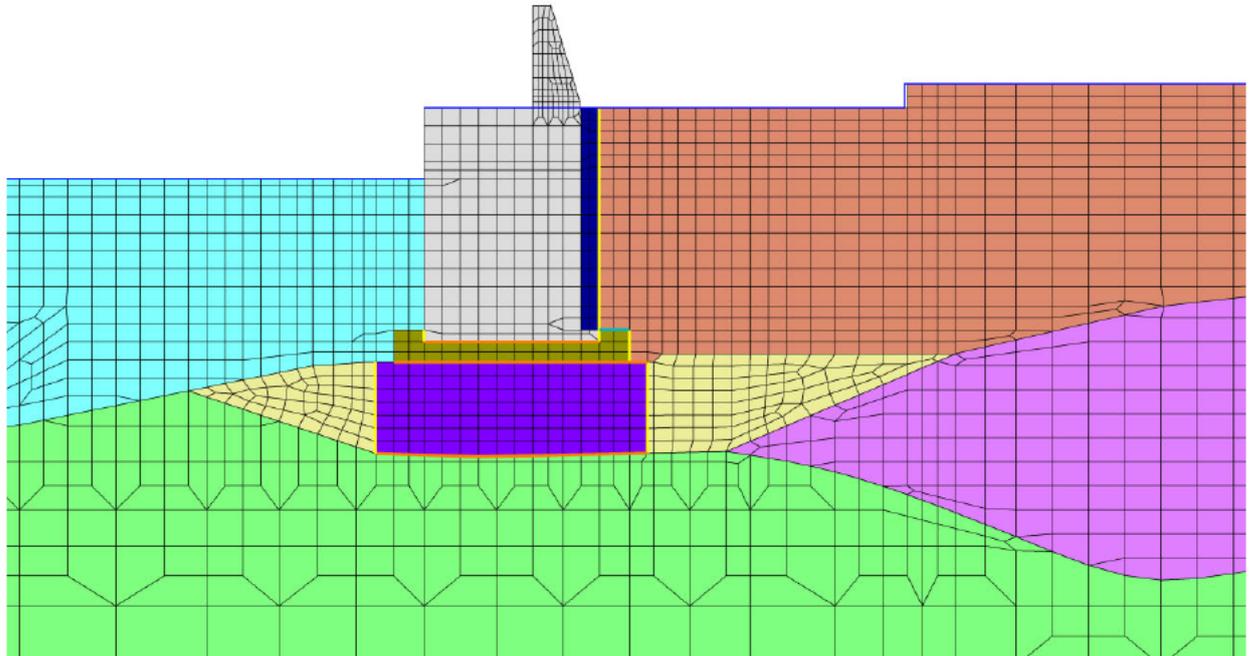
- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.1-19 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 4.1.1-4 ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	埋戻土 (護岸背面)	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			MMR			
			防波壁 (波返重力擁壁)			
		防波壁 (波返重力擁壁)	MMR			
		砂礫層	改良地盤⑥			
境界 2	防波壁 (波返重力擁壁)	埋戻土	0	22	構造物と土の接触する埋戻土より、c=0、φ=22°と設定	
境界 3	防波壁 (波返重力擁壁)	防波壁 (波返重力擁壁)	0	0	目地部であるため、保守的に0と設定	
		MMR				
水平方向	境界 4	MMR	防波壁 (波返重力擁壁)	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(μ=0.50)より、 φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒26.57°
			改良地盤⑥			
			岩盤 (第③速度層)			
			岩盤 (第④速度層)			
		改良地盤⑥	埋戻土			
			岩盤 (第④速度層)			
境界 5	埋戻土	MMR	0	30.96	「礫とコンクリート」の静止摩擦係数(μ=0.60)より、 φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒30.96°	

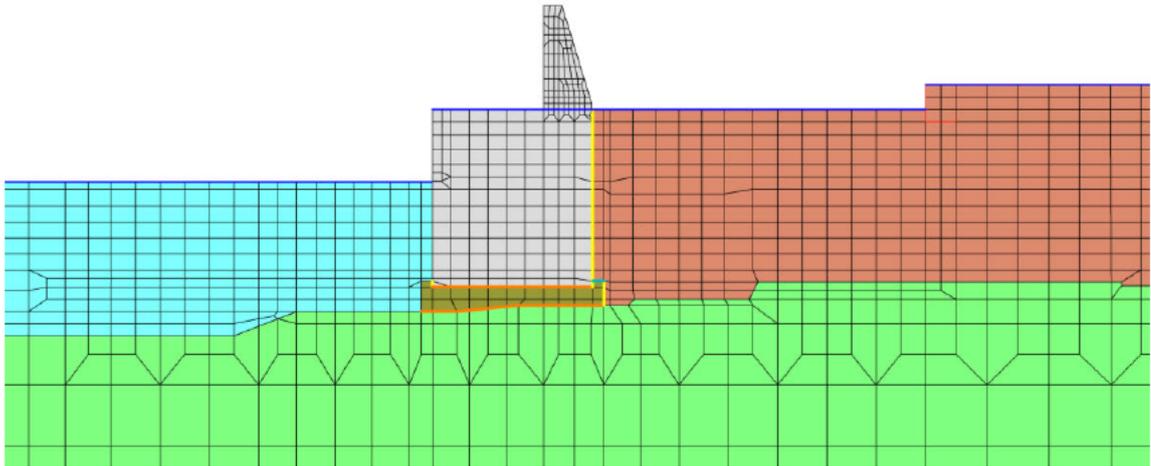
- : 岩盤 (第②速度層)
- : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : ジョイント要素 (境界 4)
- : 埋戻土
- : 砂礫層
- : ジョイント要素 (境界 5)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 改良地盤⑥
- : 埋戻土 (護岸背面)
- : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

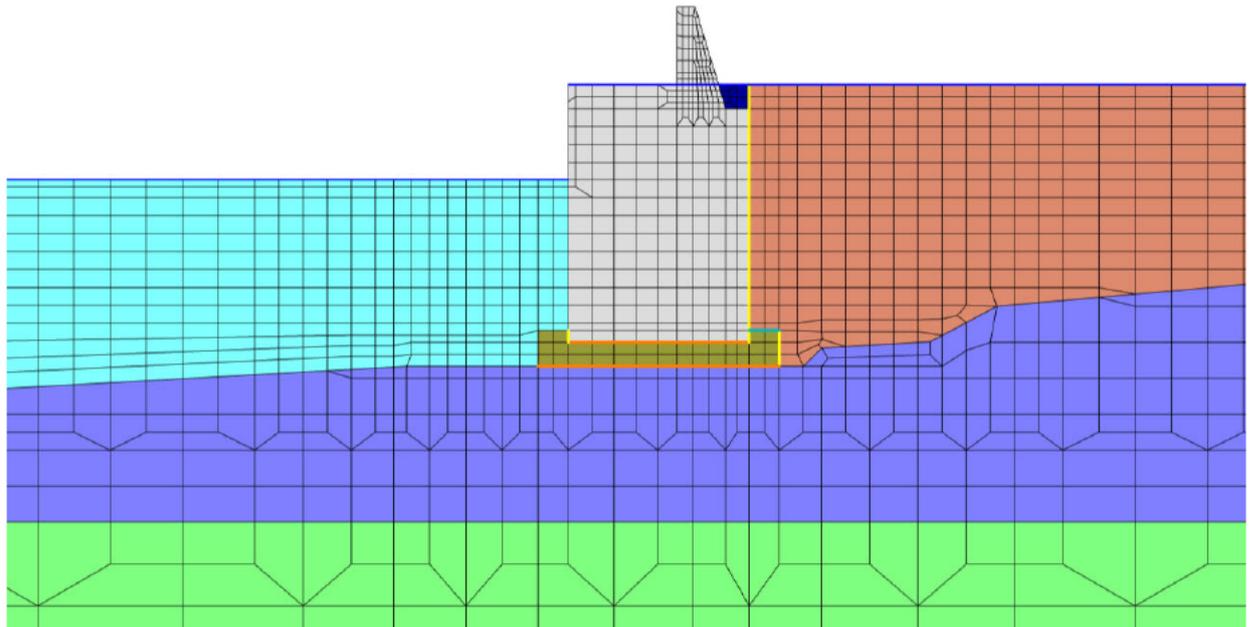
- : 岩盤 (第④速度層)
  - : 埋戻土
  - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : MMR
  - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : ジョイント要素 (境界 5)
  - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

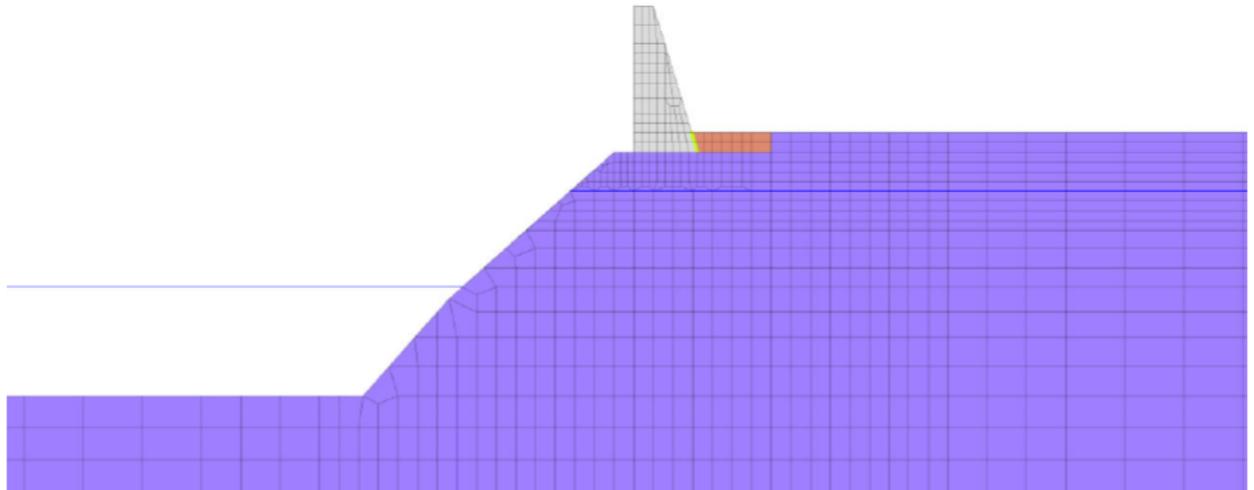
- : 岩盤 (第③速度層)
  - : 岩盤 (第④速度層)
  - : 埋戻土
  - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 埋戻土 (護岸背面)
  - : MMR
  - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : ジョイント要素 (境界 5)
  - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

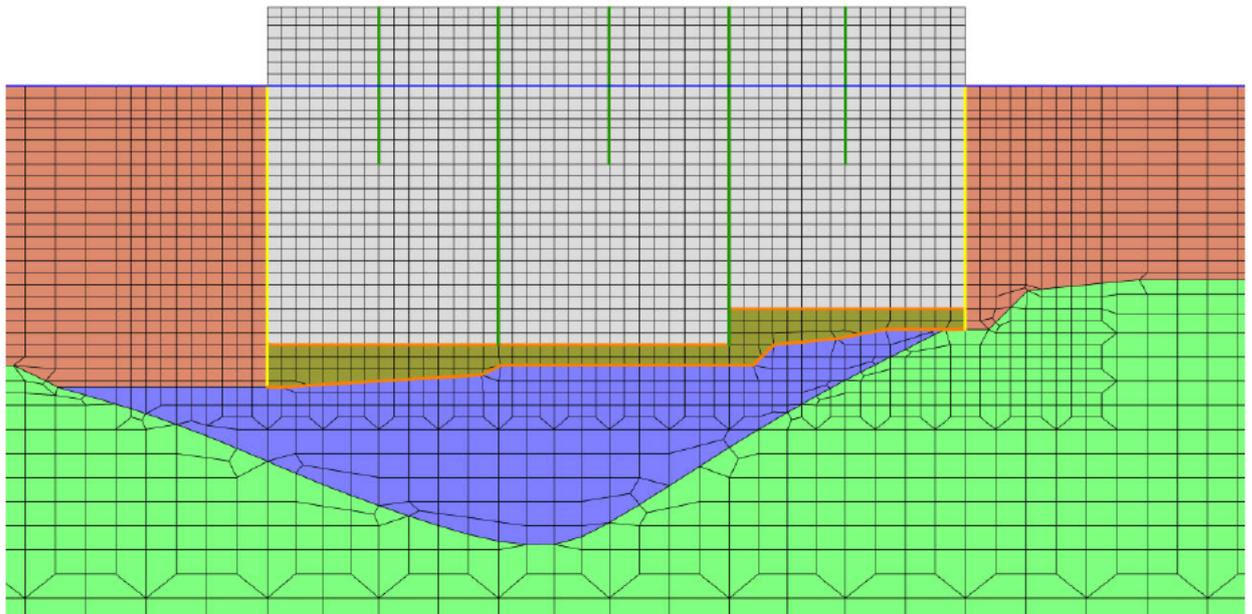
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素 (境界 2)
- : 埋戻土
- : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 2	0	22.00

図 4.1.1-20(4) ⑤-⑤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
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
  - : MMR
- : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 3)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 3	0	0
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(5) ⑦-⑦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 4.1.1-5 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 4.1.1-21 に示す。

表 4.1.1-5 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^2$ )
境界 1, 2, 4, 5	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
境界 3	0*	$1.0 \times 10^6$

注記\*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

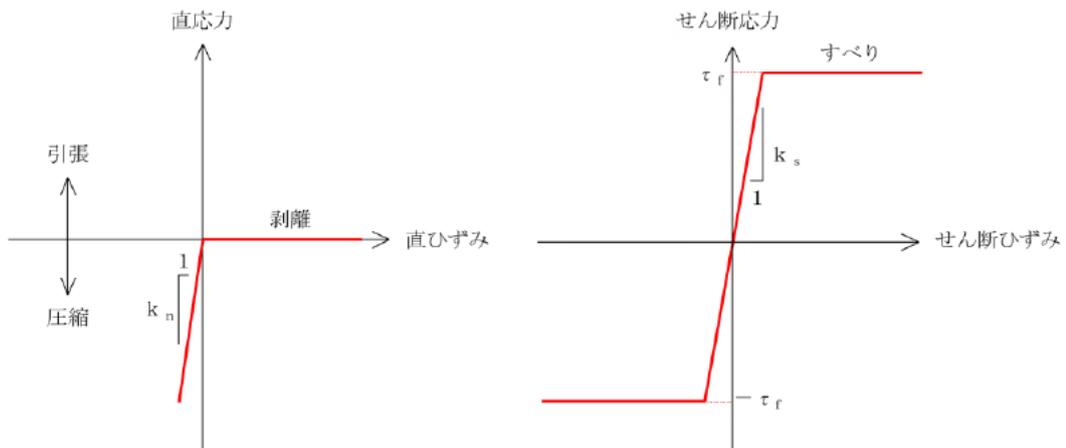


図 4.1.1-21 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

(a) 有効応力解析

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。

(b) 全応力解析

海水はモデル化しない。

(3) 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 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

材料		仕様
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	18.0 N/mm <sup>2</sup>
	重力擁壁 (既設部分)	21.0 N/mm <sup>2</sup>
	重力擁壁 (新設部分) ケーソン	24.0 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345
H形鋼		SM490

表 4.1.1-7 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0 <sup>*1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>
無筋コンクリート	22.6 <sup>*2</sup>	2.2×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>

注記\*1：コンクリート標準示方書(2002)

\*2：港湾基準

(4) 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及び「港湾基準」に基づき設定した物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表 4.1.1-8～表 4.1.1-13 に示す。

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	225400	
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	
	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> )	0.00	0.00	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	28	
	液状化パラメータ*2	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤⑥）

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05
	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> )	360500
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	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> )	1250
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	-

表 4.1.1-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（護岸背面））

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 $\rho$ *1 (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】
	間隙率 $n$	0.45
変形特性	ヤング係数 *2 (N/mm <sup>2</sup> )	$2.5 \times 10^4$
	ポアソン比 $\nu$	0.20
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	-
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	-

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数  $2.5 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>を設定

表 4.1.1-11 地盤の解析用物性値  
(改良地盤⑥及びMMR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⑥*	0.0	48.80	0.43
MMR	4.8	0.00	1.91

注記\*：残留強度及び引張強度は「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（参考資料2）」に従い設定する。

表 4.1.1-12 地盤の解析用物性値  
(全応力解析（1，2号機エリア）)

		岩盤③速度層*
P波速度	$V_p$ (m/s)	3600
S波速度	$V_s$ (m/s)	1600
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.5
動ポアソン比	$\nu_d$	0.377
減衰定数	h	0.030
弾性係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	17650000

注記\*：⑤-⑤断面の岩盤の設定に用いる。

表 4.1.1-13 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	0.03	0.03	0.03	0.03
弾性係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	2601000	6188000	15690000	24860000

(5) 地下水位

地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.1-14 に示す。

表 4.1.1-14 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（波返重力擁壁） （②－②断面，③－③断面，④－④断面，⑦－⑦断面）	EL 8.5m*
防波壁（波返重力擁壁） （⑤－⑤断面）	EL 5.5m

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。

(6) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の評価は，曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度，曲げ引張応力度及びせん断力により算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 4.1.1-22 に発生断面力イメージ図を示す。発生断面力は重力擁壁下端に集中することから，評価は重力擁壁下端で実施する。重力擁壁下端で発生した応力を基に，重力擁壁の中心位置における軸力 $N$ ，曲げモーメント $M$ ，せん断力 $Q$ を設定する。断面力算定の概念図を図 4.1.1-23 に示す。



図 4.1.1-22 発生断面力イメージ図

軸力  $N = \sum (\sigma_{y_i} \times l_i)$

曲げモーメント  $M = \sum (\sigma_{y_i} \times l_i \times L_i)$

せん断力  $Q = \sum (\tau_{xy_i} \times l_i)$

ここに， $\sigma_{y_i}$ ：重力擁壁下端要素の垂直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_{xy_i}$ ：重力擁壁下端要素のせん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$l_i$ ：重力擁壁下端要素の要素幅 (m)

$L_i$ ：重力擁壁下端中心からのアーム長 (m)

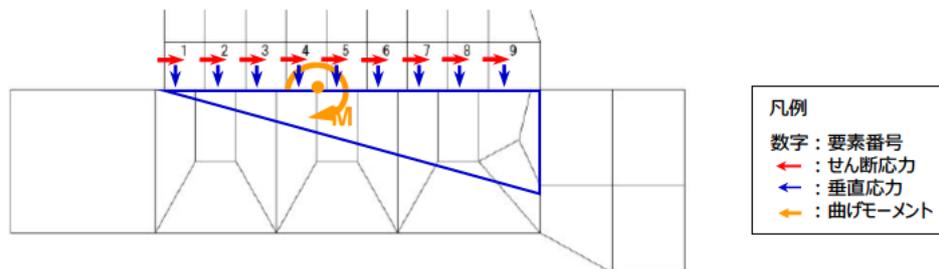


図 4.1.1-23 断面力算定の概念図

重力擁壁の応力度算定には、解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 曲げ・軸力照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

(b) せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. H形鋼

H形鋼の評価は、⑤－⑤断面において、擁壁下端に発生するせん断力から算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

c. MMR

MMRの評価は、②－②断面、③－③断面及び④－④断面において、すべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

MMRのすべり安全率の算定フローを図 4.1.1-24 に、想定すべり線を図 4.1.1-25 に示す。

d. 改良地盤⑥

改良地盤⑥の評価は、②－②断面において、改良地盤⑥を通るすべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

改良地盤⑥のすべり安全率の算定フローを図 4.1.1-24 に、想定すべり線を図 4.1.1-26 に示す。

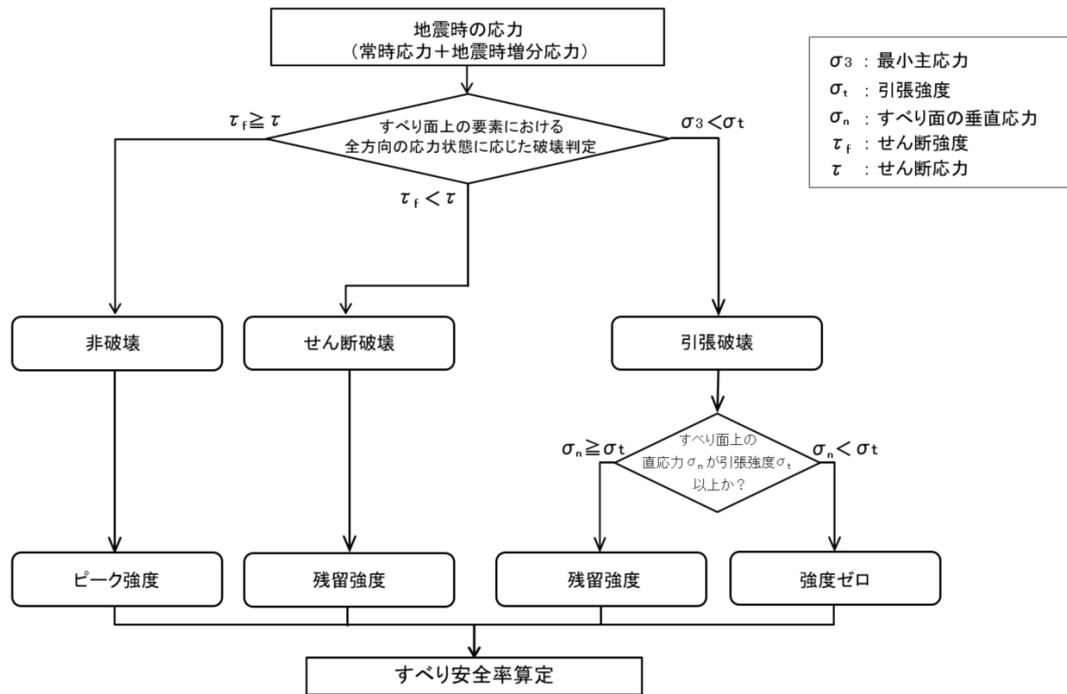


図 4.1.1-24 すべり安全率算定のフロー

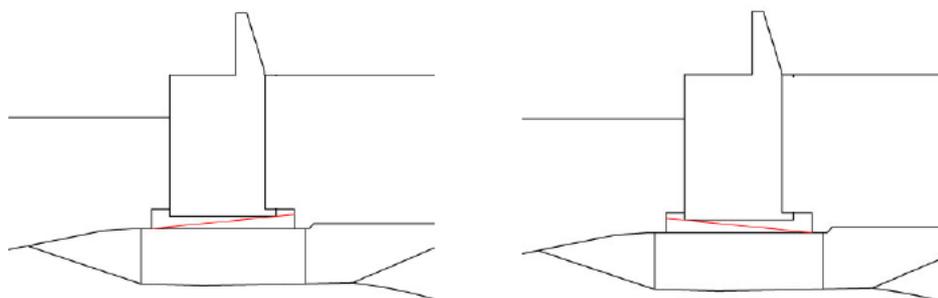


図 4.1.1-25(1) MMRの想定すべり線 (②-②断面)



図 4.1.1-25(2) MMRの想定すべり線 (③-③断面)

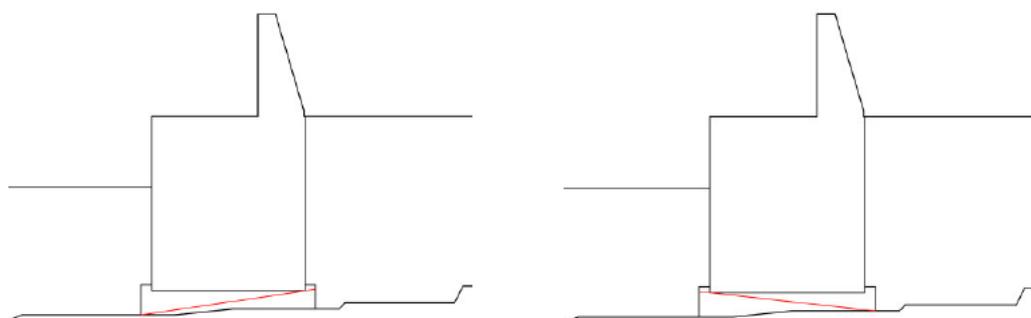


図 4.1.1-25(3) MMRの想定すべり線 (④-④断面)

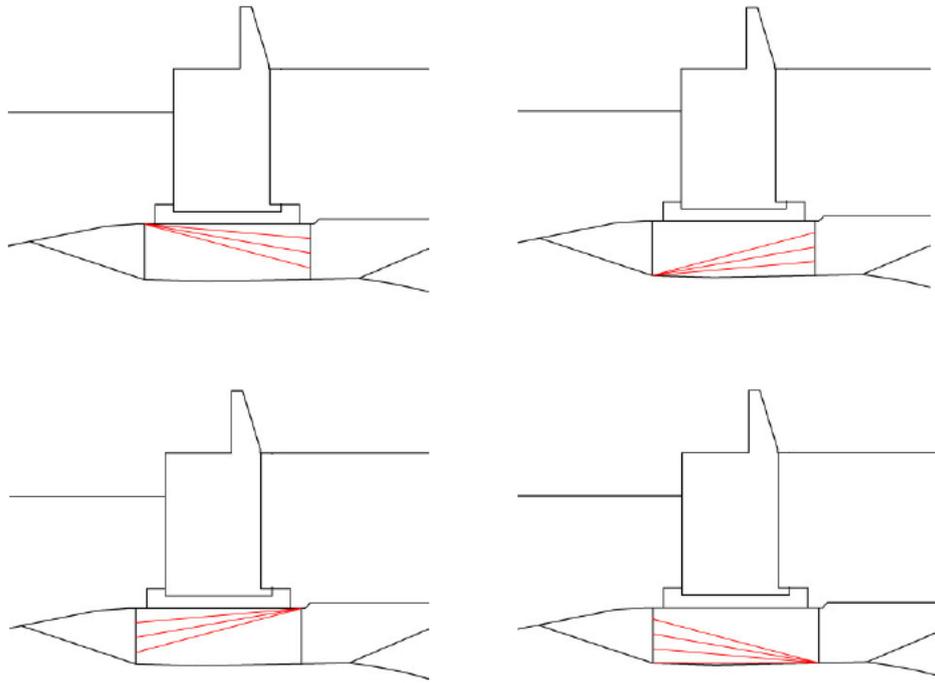


図 4.1.1-26 改良地盤⑥の想定すべり線 (②-②断面)

e. 止水目地

止水目地の津波時の評価について、防波壁（波返重力擁壁）の法線直交方向及び法線方向ともに、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 4.1.1-27 に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）における津波時の変位量とし、保守的に変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直交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、法線方向の変位は考慮しない。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.1-15 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位  $\delta_x$  :  $\delta_x = |\delta_x| \times 2$

z 方向（深度方向）の変位  $\delta_z$  :  $\delta_z = |\delta_z| \times 2$

ここで、

$\delta_x$  : x 方向の相対変位

$\delta_z$  : z 方向の相対変位

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、津波時の止水目地の変位とする。

$$\text{変位量 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_z^2}$$

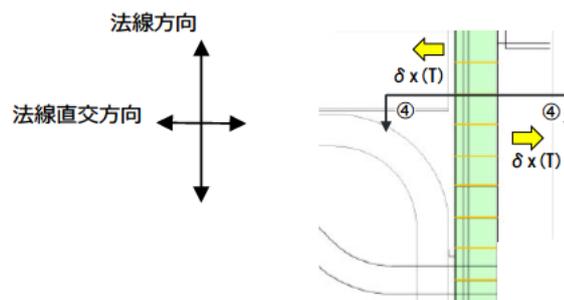


図 4.1.1-27 津波時の変位の概念図

表 4.1.1-15 津波時に対する止水目地の変形量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	$\delta y$
②-②断面	②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta x$ 及び $\delta z$ ）の 2 倍	— (法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。)
③-③断面	③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta x$ 及び $\delta z$ ）の 2 倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta x$ 及び $\delta z$ ）の 2 倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta x$ 及び $\delta z$ ）の 2 倍	

f. 基礎地盤

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

#### 4.1.2 重畳時

##### (1) 解析方法

重畳時に発生する応力値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、余震作用時においては2次元動的有限要素法、津波作用時においては2次元静的有限要素法によりそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせて算定する。ただし、足し合わせにより余震作用時及び津波作用時の解析において実施する常時応力解析による応力値が重複することから、足し合わせた応力値から常時応力解析による応力値を差し引いて算定する。

2次元有限要素法において、②-②断面、③-③断面及び④-④断面の解析方法は有効応力解析とする。

2次元有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### a. 地震応答解析手法

防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

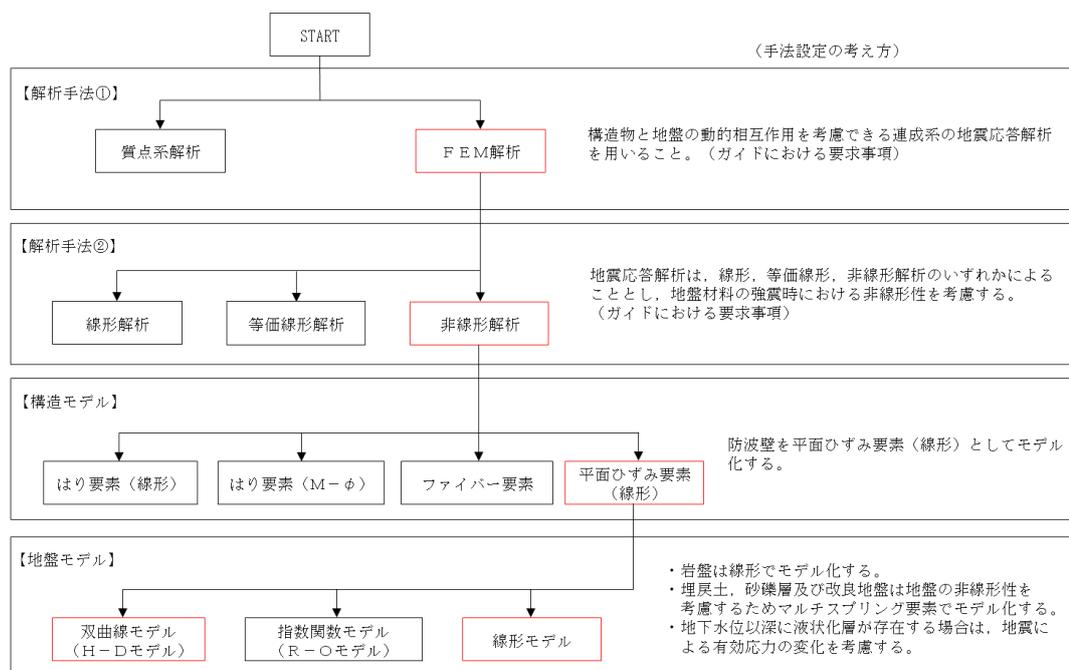


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

- b. 応答解析手法  
津波作用時の応答解析手法については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- c. 施設  
施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 材料物性及び地盤物性のばらつき  
材料物性及び地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. 減衰定数  
Rayleigh 減衰を考慮することとし、2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ 、 $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 $\beta$ の設定については、「F L I P 研究会 14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。
- f. 地震応答解析の解析ケースの選定  
重畳時においては、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」に基づき、弾性設計用地震動 S d - D に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における地震応答解析の解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 重畳時評価における地震応答解析の解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動（位相）	S d - D	++*	○

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

- g. 応力解析の解析ケースの選定  
重畳時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し実施する。重畳時評価における応答解析の解析ケースを表 4.1.2-2 に示す。

表 4.1.2-2 重畳時評価における応答解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 入力地震動

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

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

図 4.1.2-2 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.2-3～図 4.1.2-8 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

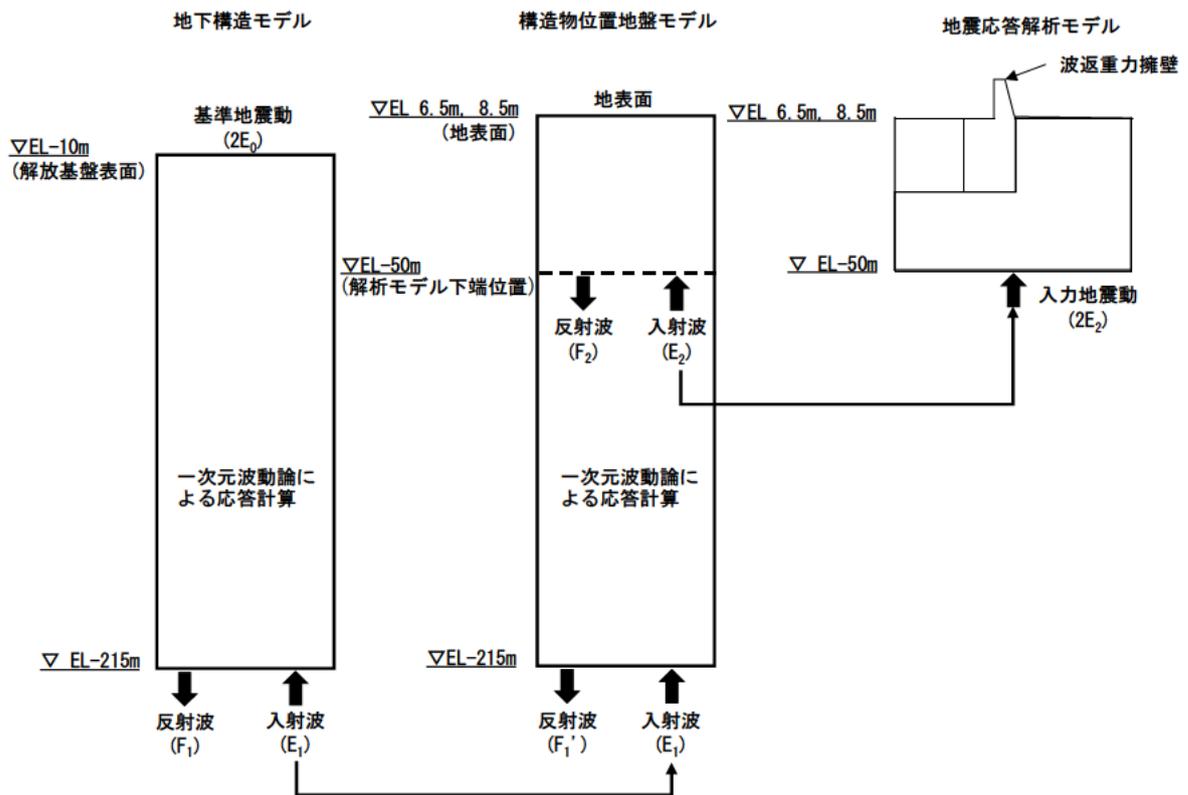
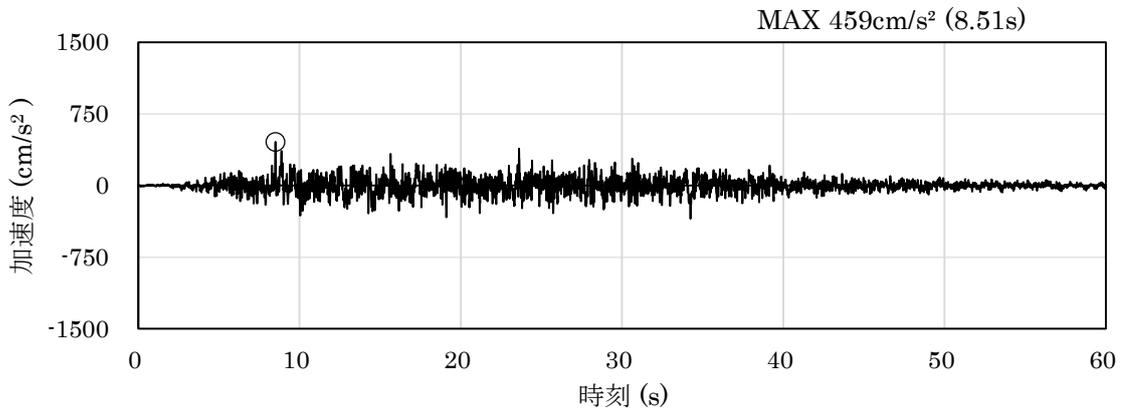
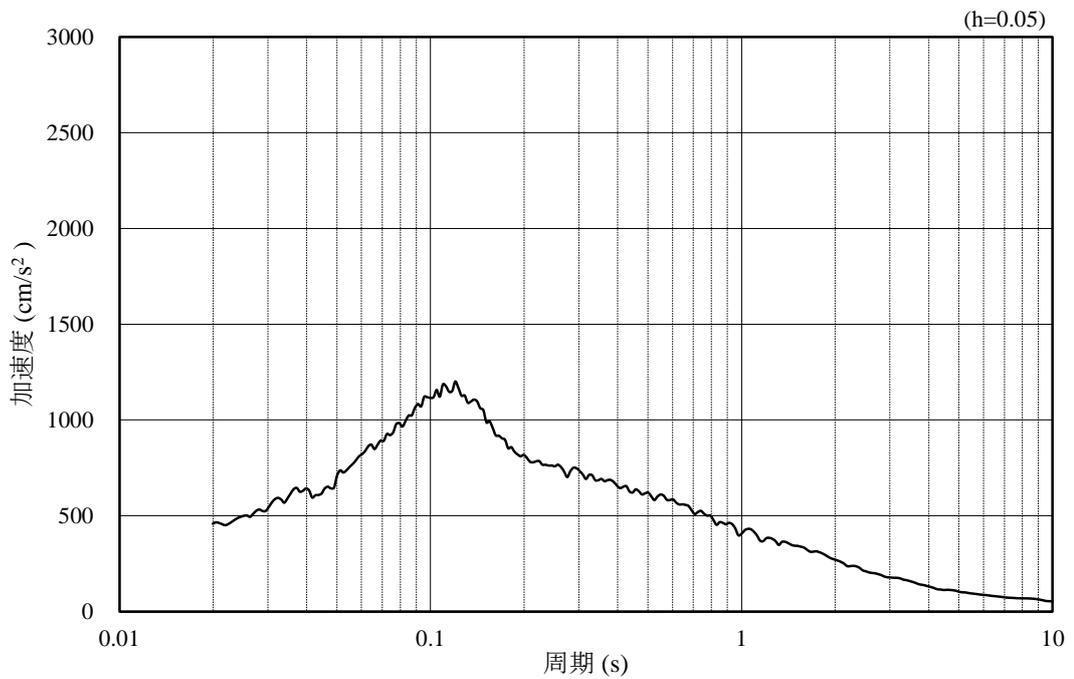


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ②-②断面

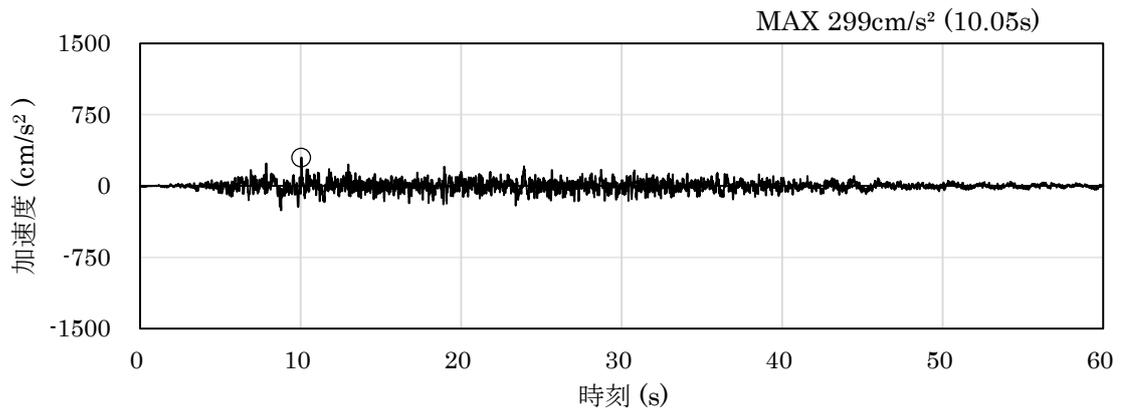


(a) 加速度時刻歴波形

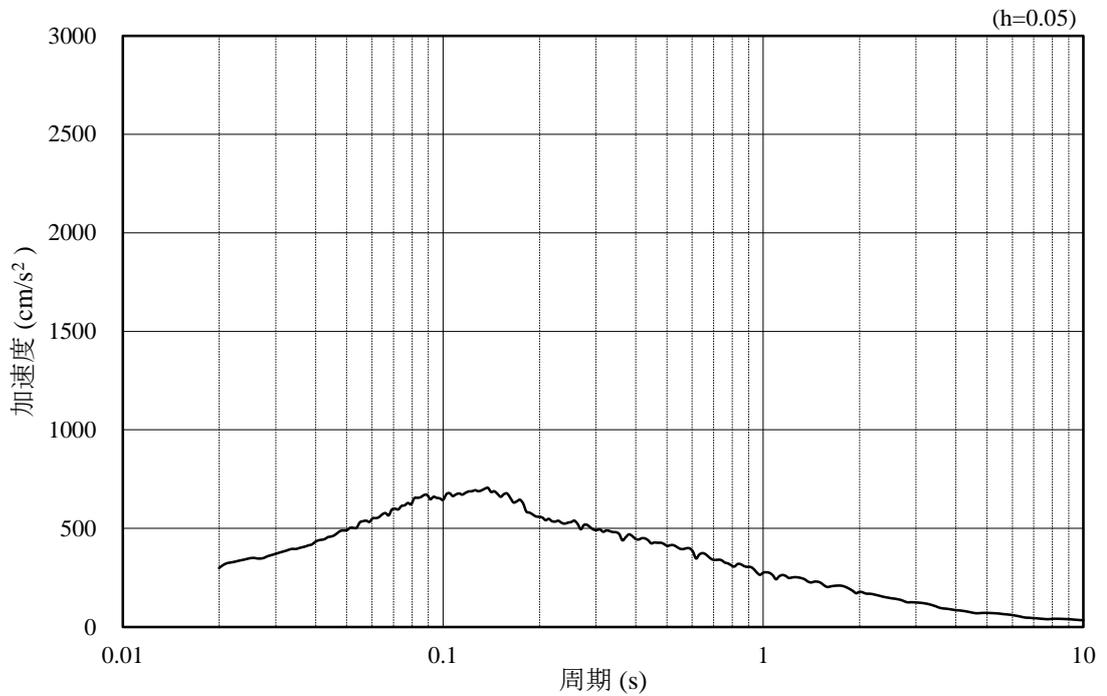


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分 : S d - D)



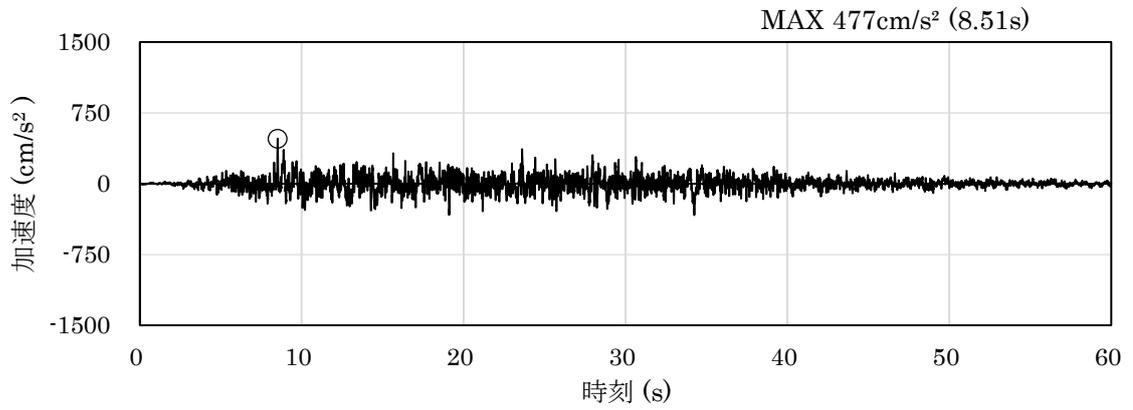
(a) 加速度時刻歴波形



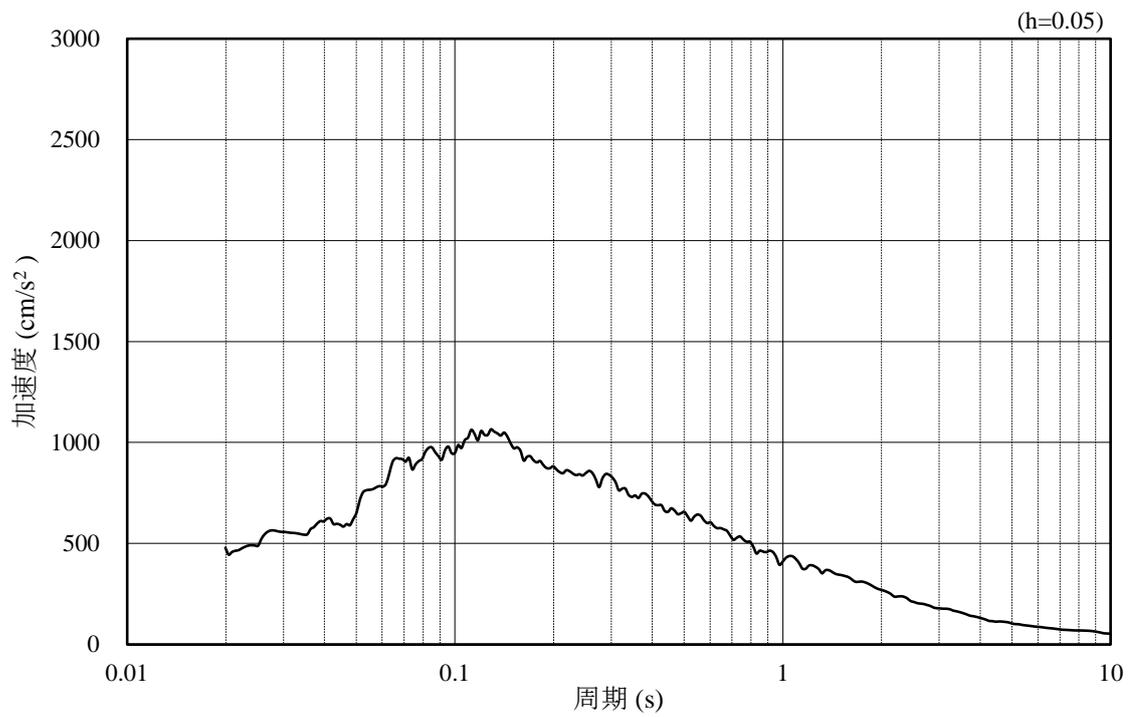
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S d - D)

b. ③-③断面

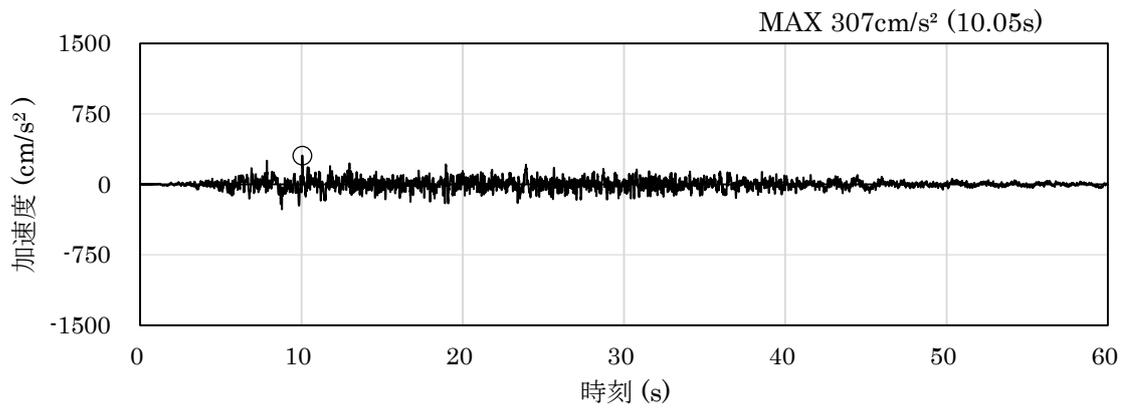


(a) 加速度時刻歴波形

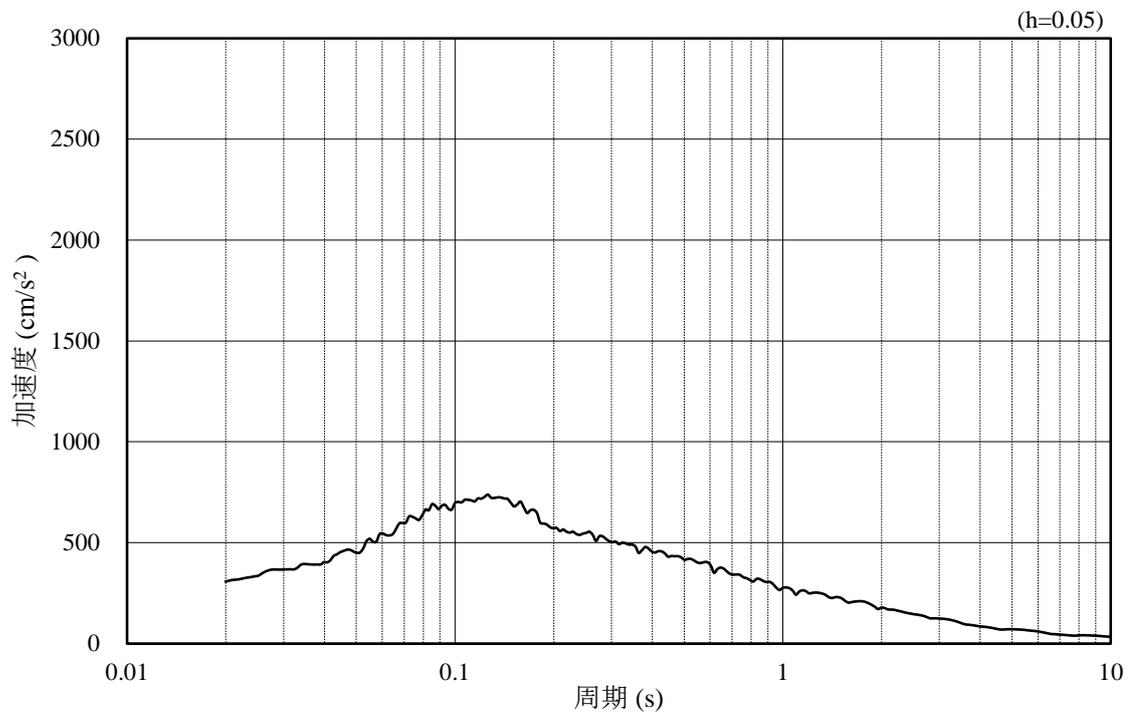


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分: S d - D)



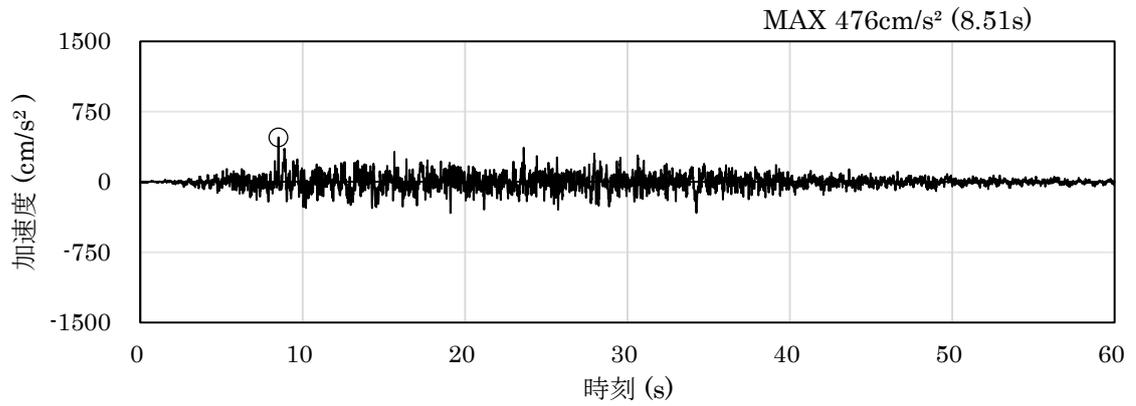
(a) 加速度時刻歴波形



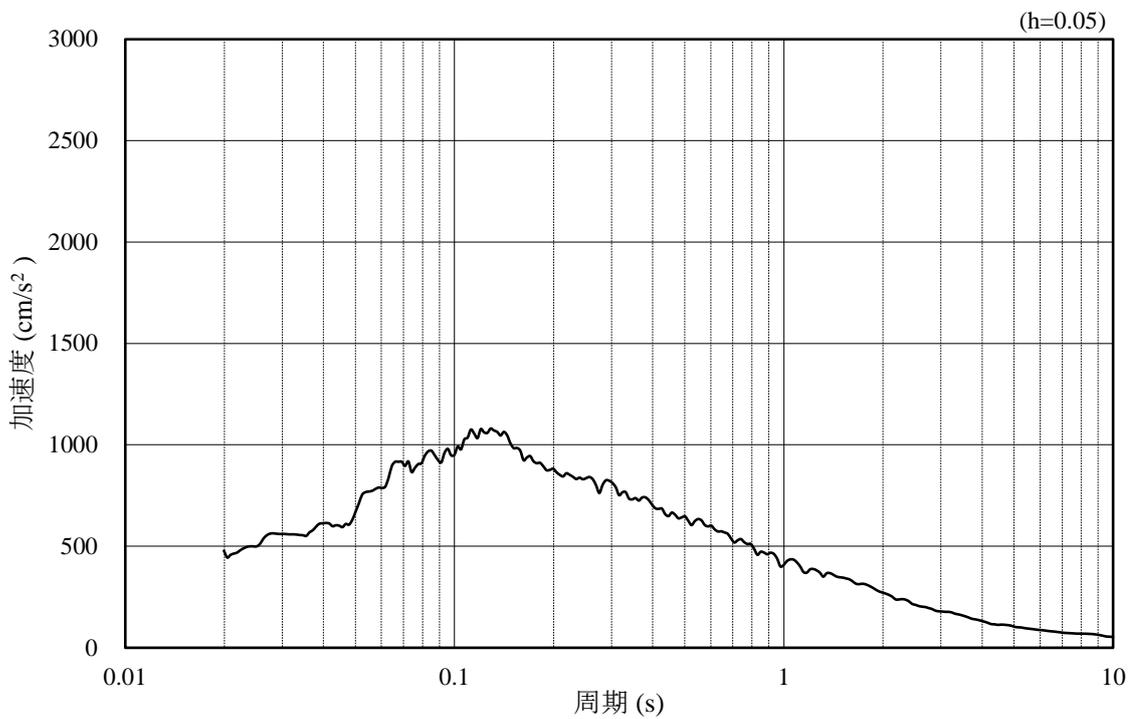
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S d - D)

c. ④-④断面

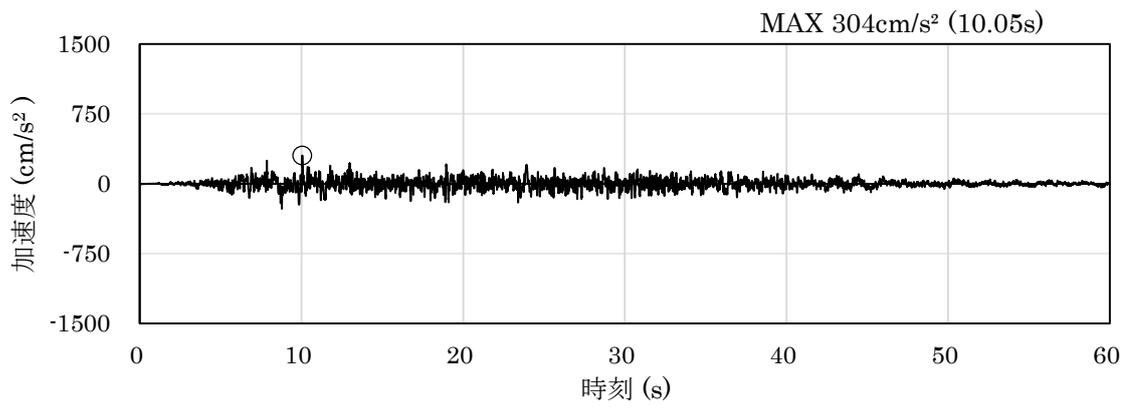


(a) 加速度時刻歴波形

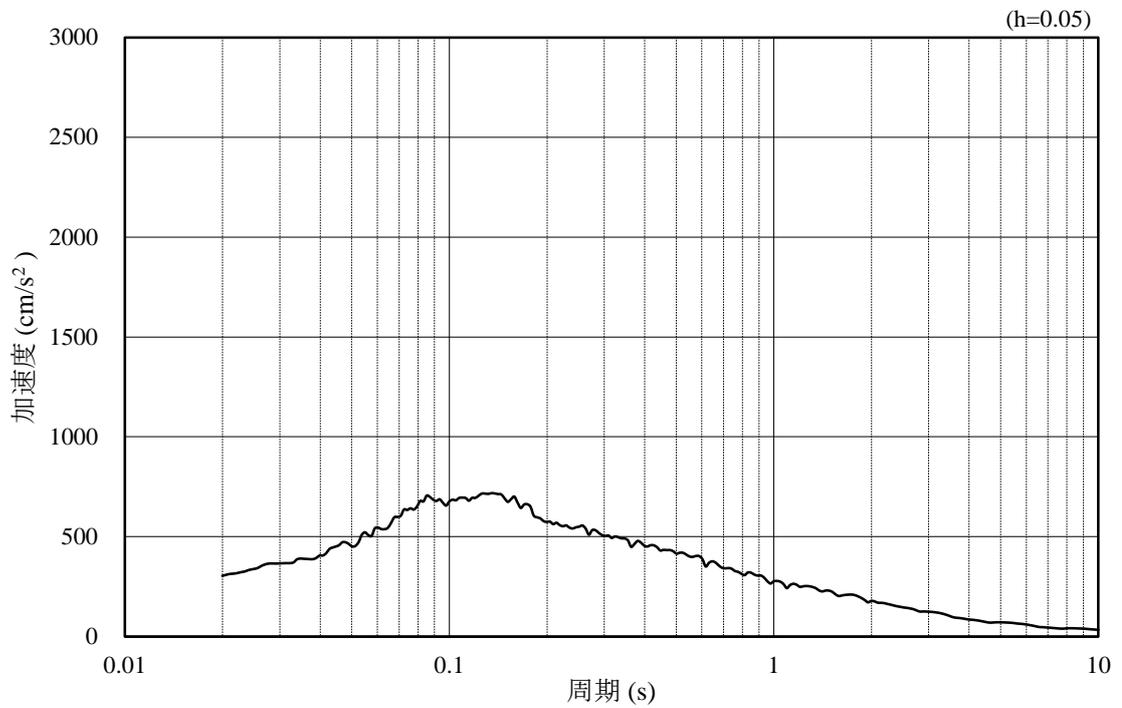


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S d - D)

(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 4.1.2-9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.1.2-10 に示す。

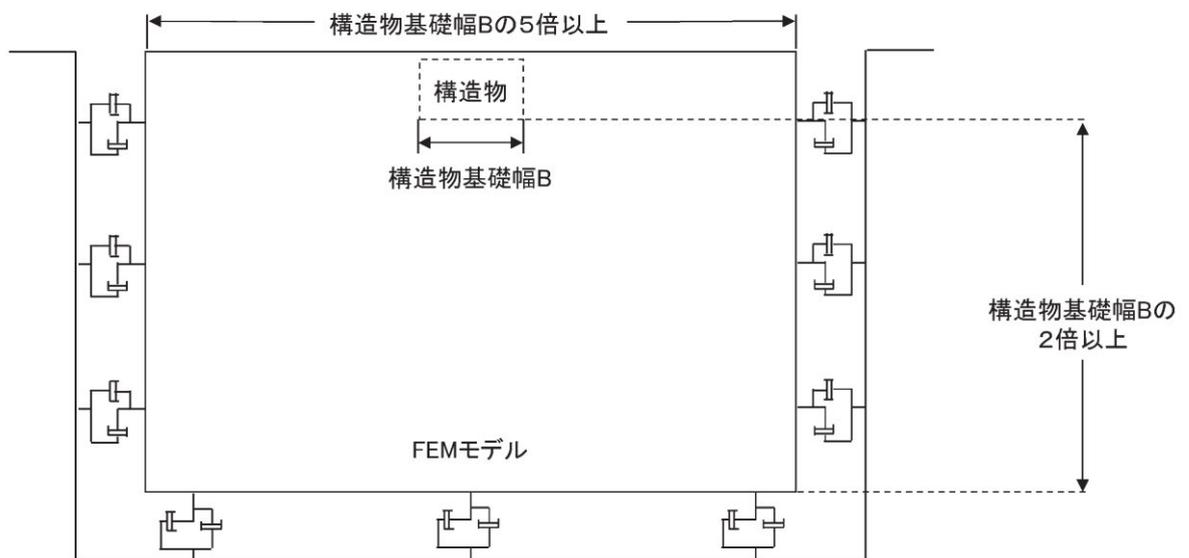


図 4.1.2-9 モデル化範囲の考え方

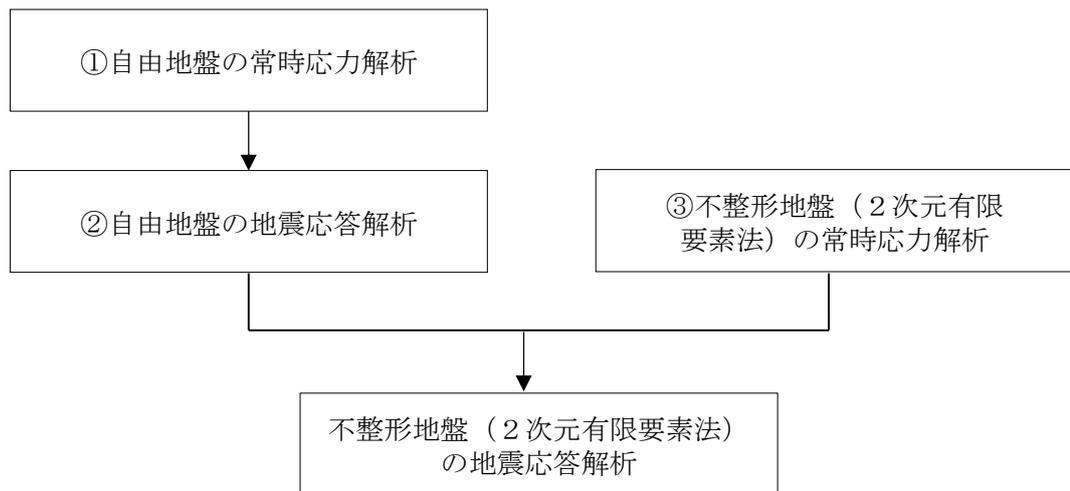


図 4.1.2-10 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 応力解析時

津波作用時の2次元有限要素法における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.2-11 に示す。

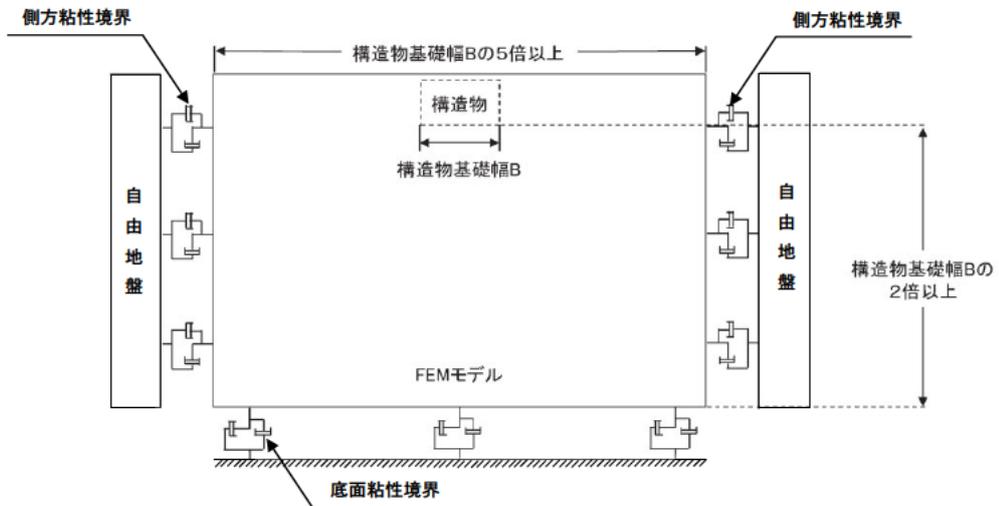


図 4.1.2-11 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化  
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化  
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定  
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化  
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料及び材料の物性値  
使用材料及び材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤及び改良地盤の物性値  
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位  
地下水位については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(4) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. 改良地盤

改良地盤の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 止水目地

止水目地の重畳時の評価について，法線直交方向及び法線方向ともに，重畳時による最大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 4.1.2-12 に示すとおり，防波壁（波返重力擁壁）における重畳時の変位量とし，保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し，時刻歴最大の変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は，余震荷重のみによって生じるが，余震荷重は地震荷重に包絡されることから，保守的に重畳時において変位が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面の相対変位を考慮する。隣接する防波壁（波返重力擁壁）の天端間の相対変位とする。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.2-3 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位  $\delta_x : \delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

y 方向（法線方向）の変位  $\delta_y : \delta_y = |\delta_y(T)|$

z 方向（深度方向）の変位  $\delta_z : \delta_z = |\delta_z(T)| \times 2$

ここで，

$\delta_x(T)$  : x 方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$  : y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$  : z 方向の最大相対変位

法線直交方向，法線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（3 方向合成）の変位量を求め，重畳時の止水目地の最大変位とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

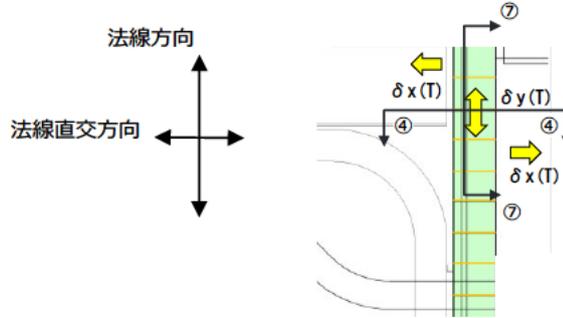


図 4.1.2-12 重畳時の変位の概念図

表 4.1.2-3 重畳時に対する止水目地の変形量の算定方法

対象断面	$\delta_x, \delta_z$	$\delta_y$
②-②断面	②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta_x$ 及び $\delta_z$ ）の 2 倍	⑦-⑦断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位 （法線方向の変位が最大となる基準地震動 $S_s$ における最大変位量を考慮）
③-③断面	③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta_x$ 及び $\delta_z$ ）の 2 倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位（ $\delta_x$ 及び $\delta_z$ ）の 2 倍	

## 4.2 評価条件

### 4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
$P_t$	遡上津波荷重 (EL 6.5m)	92.42	kN/m <sup>2</sup>
$P_s$	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
$P_c$	衝突荷重	430	kN/m
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

表 4.2.1-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
$P_t$	遡上津波荷重 (EL 6.5m)	92.42	kN/m <sup>2</sup>
$P_s$	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
$P_c$	衝突荷重	450	kN/m
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

表 4.2.1-1(3) 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 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.12	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	430	kN/m
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 4.2.1-1(4) 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 (重力擁壁)	383	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 7.5m)	77.27	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	1.764	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	810	kN/m
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>

#### 4.2.2 重畳時

「3. 強度評価」に用いる重畳時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	48.00	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	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 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	48.00	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	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 4.2.2-1(3) 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 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
$P_t$	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	48.00	kN/m <sup>2</sup>
$P_s$	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$P_k$	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	ton/m <sup>3</sup>

### 4.3 評価結果

#### 4.3.1 津波時

##### (1) 重力擁壁

##### a. 重力擁壁の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査

重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 に、重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-2 に、重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-3 にそれぞれ示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1(1) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-5200	793	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1-1(2) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(③-③断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-5182	846	3.1	13.5	0.24

表 4.3.1-1(3) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(④-④断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-3113	666	2.5	13.5	0.19

表 4.3.1-1(4) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(⑤-⑤断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-4066	707	3.6	13.5	0.27

表 4.3.1-2(1) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-5200	793	123.2	294	0.42

表 4.3.1-2(2) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(③-③断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-5182	846	105.9	294	0.36

表 4.3.1-2(3) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(④-④断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-3113	666	89.2	294	0.31

表 4.3.1-2(4) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(⑤-⑤断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
-4066	707	135.7	294	0.47

表 4.3.1-3(1) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1232	0.32	0.64	0.50

表 4.3.1-3(2) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1218	0.31	0.64	0.49

表 4.3.1-3(3) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1060	0.31	0.67	0.46

表 4.3.1-3(4) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1128	0.42	0.67	0.63

(2) H形鋼

H形鋼のせん断破壊に対する照査値を表 4.3.1-4 に示す。この結果から、H形鋼に発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-4 H形鋼のせん断破壊に対する最大照査値 (⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度*	短期許容 応力度	照査値
せん断力 $Q_H$ (kN)	$\tau_H$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{Ha}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_H/\tau_{Ha}$
1128	84.8	157	0.55

注記\* : H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

(3) MMR

②-②断面、③-③断面及び④-④断面において、MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-5 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-1 に示す。

この結果から、MMRの最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-5(1) MMRのすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
70.17

表 4.3.1-5(2) MMRのすべり安全率評価結果 (③-③断面)

最小すべり安全率
100.00

表 4.3.1-5(3) MMRのすべり安全率評価結果 (④-④断面)

最小すべり安全率
60.80

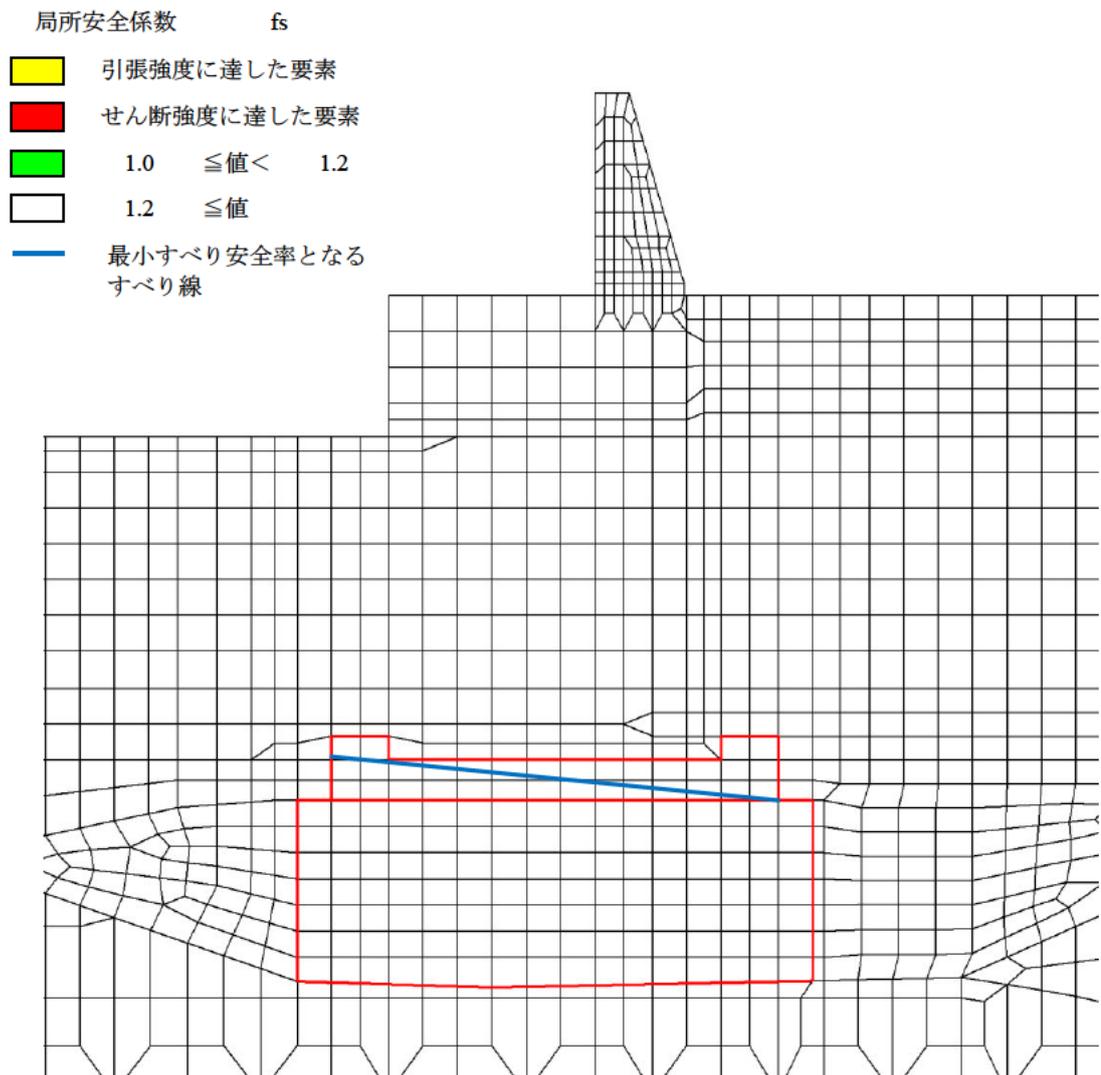


図 4.3.1-1(1) MMRの最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(②-②断面)

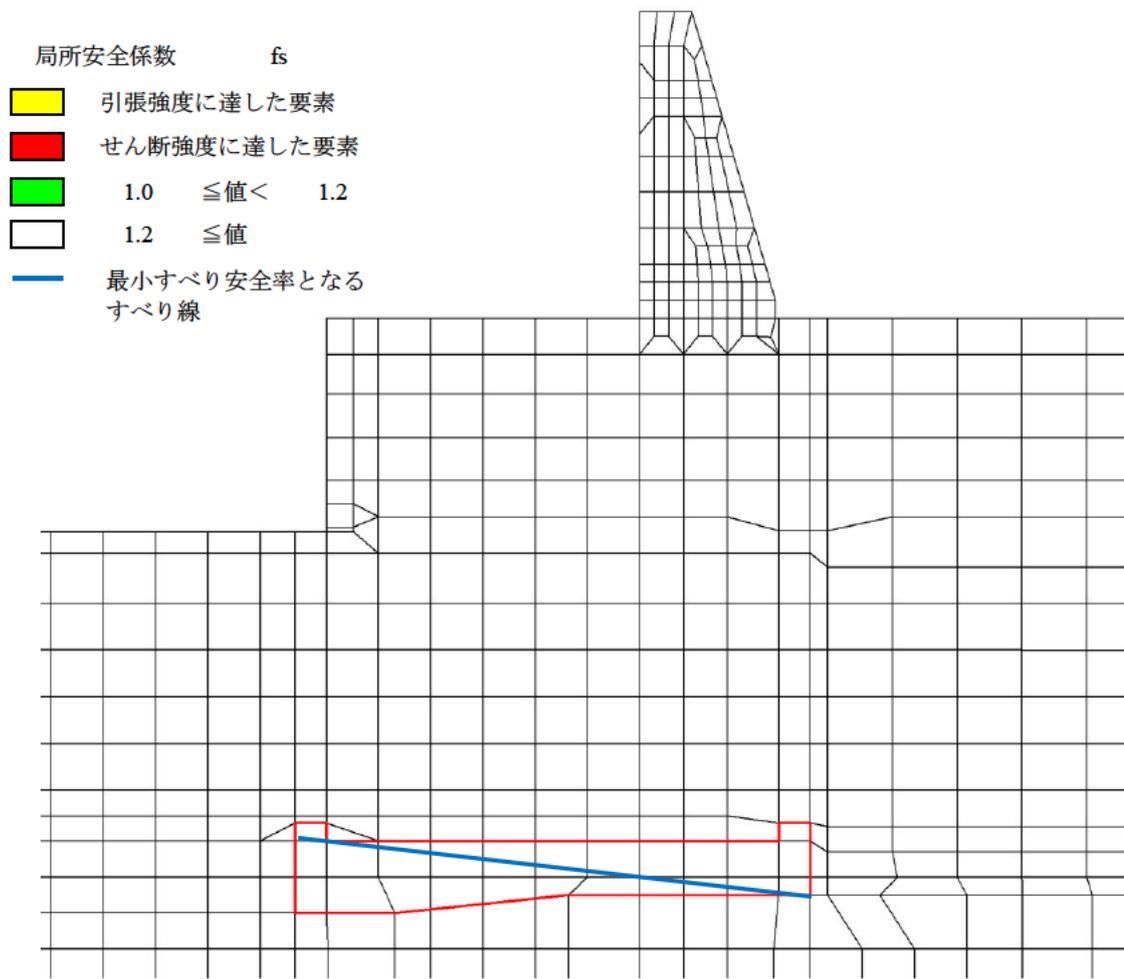


図 4.3.1-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(③-③断面)

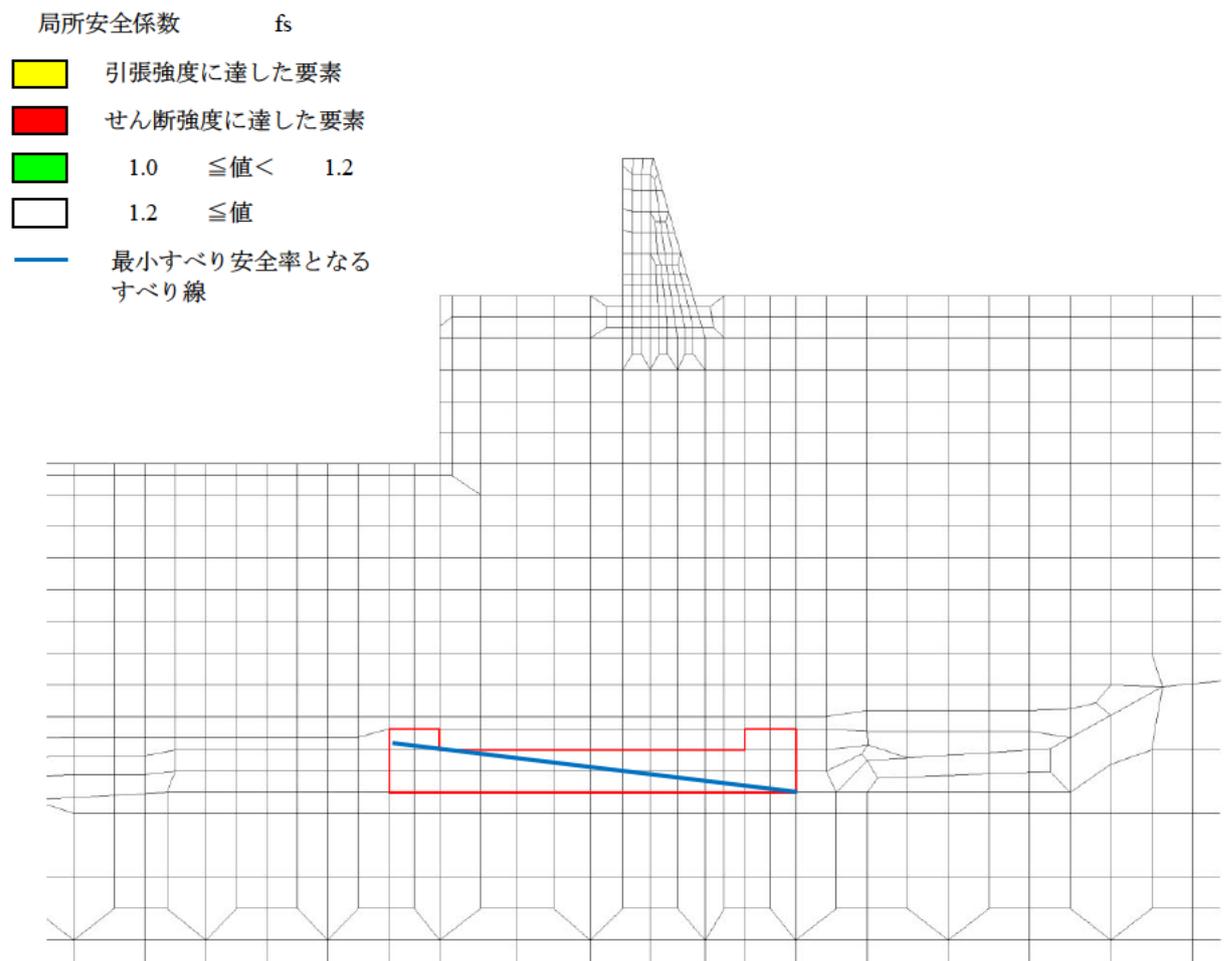


図 4.3.1-1(3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(④-④断面)

(4) 改良地盤⑥

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-6 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-2 に示す。

これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-6 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
25.00

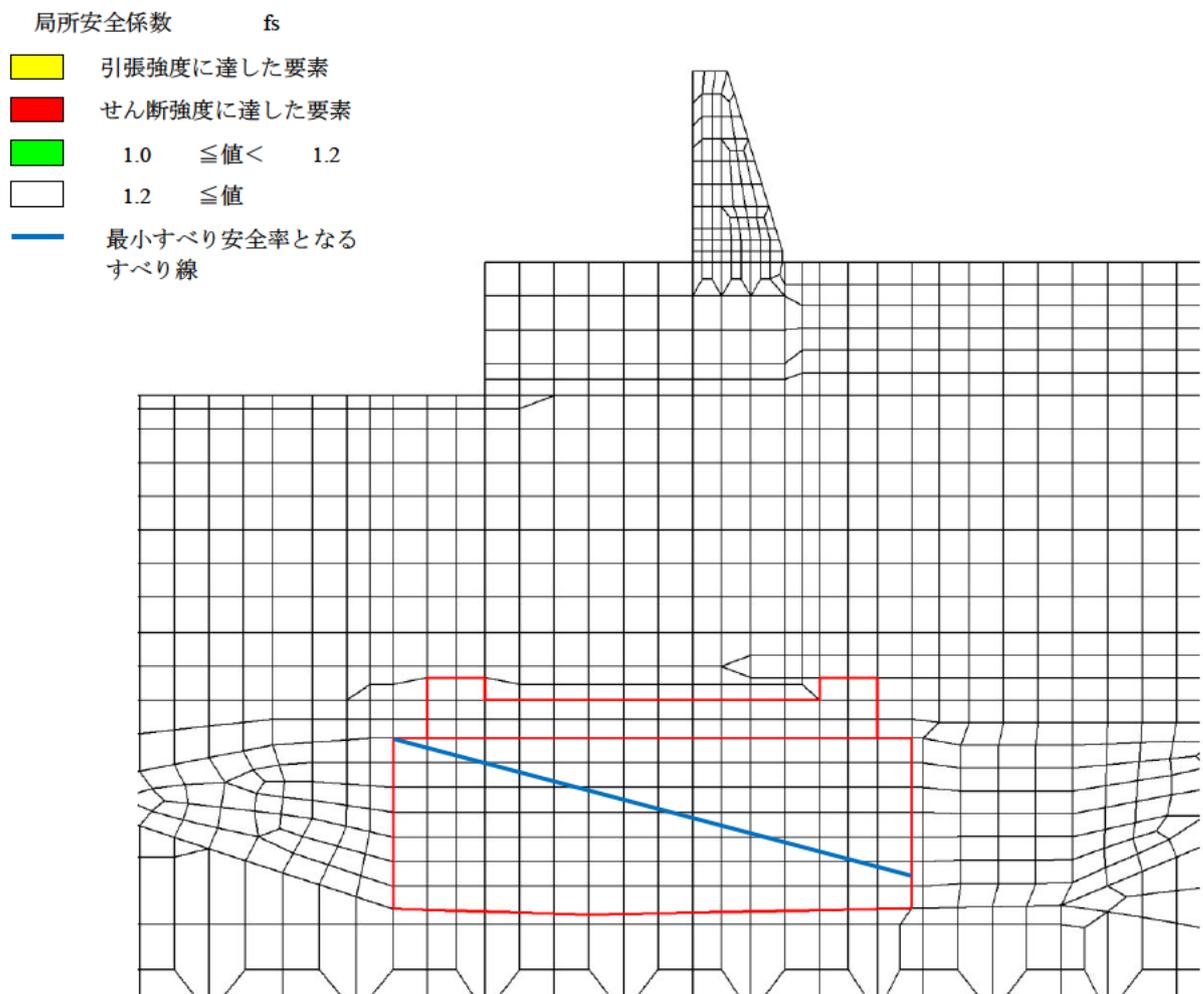


図 4.3.1-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(5) 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.1-7 に示す。

この結果から、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-7(1) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (②-②断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	37	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	75	1936

表 4.3.1-7(2) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (③-③断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	107	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	215	1936

表 4.3.1-7(3) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (④-④断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	19	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	39	1936

表 4.3.1-7(4) 止水目地設置箇所 の津波時相対変位量 (⑤-⑤断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	3	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	7	1936

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-8 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.1-3 に示す。

この結果から、防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-8(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
0.9	24.0	0.04

表 4.3.1-8(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

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>
0.2	3.0	0.08

表 4.3.1-8(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

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>
0.3	9.8	0.04

表 4.3.1-8(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
0.2	24.0	0.01

表 4.3.1-8(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

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>
0.7	9.8	0.07

表 4.3.1-8(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
0.7	24.0	0.03

表 4.3.1-8(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

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>
0.5	9.8	0.05

表 4.3.1-8(8) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

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>
1.5	9.8	0.16

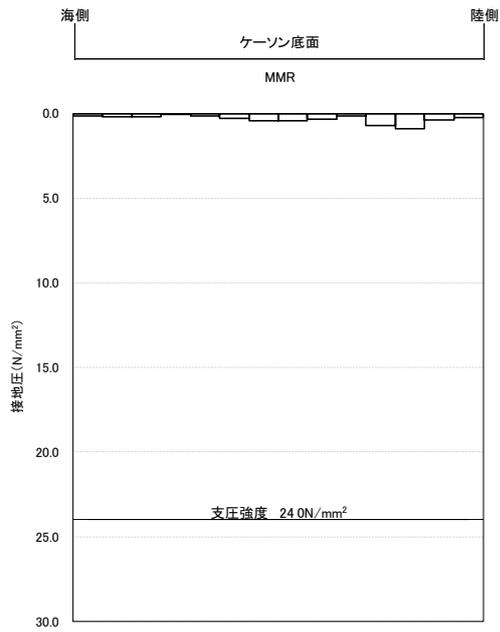


図 4.3.1-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

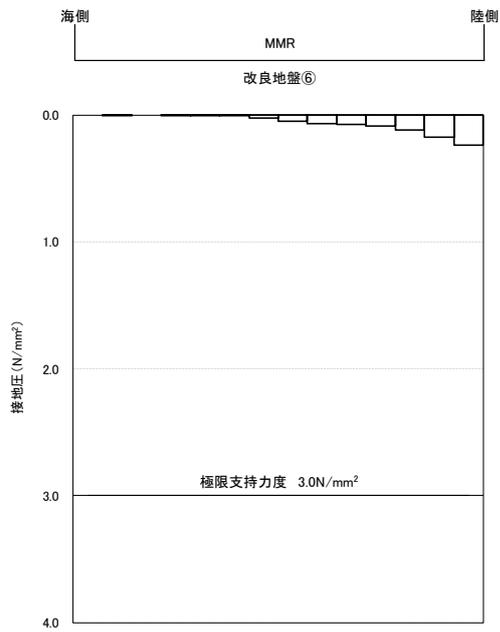


図 4.3.1-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

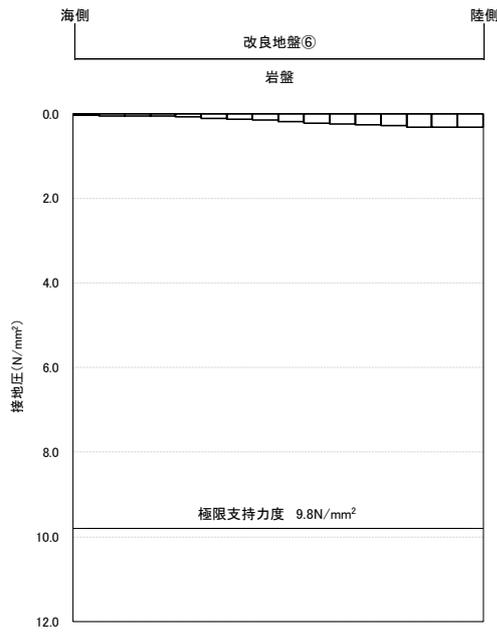


図 4.3.1-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

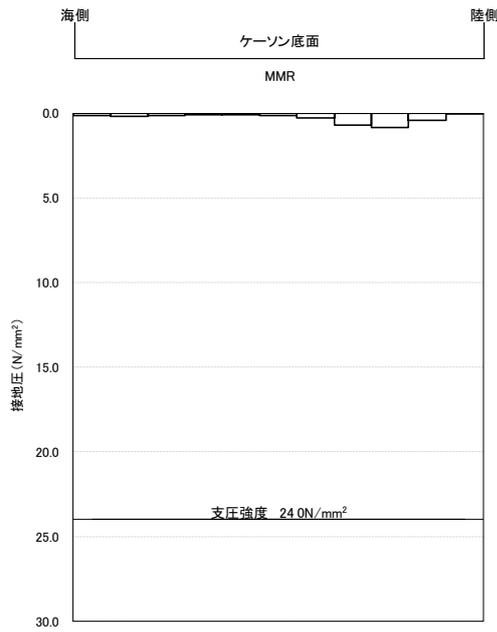


図 4.3.1-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

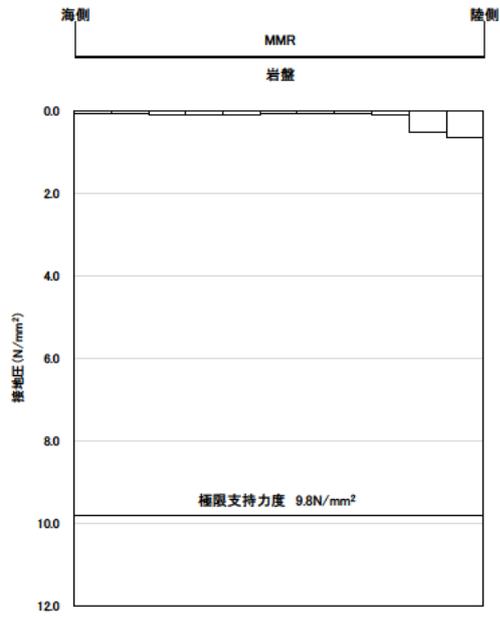


図 4.3.1-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

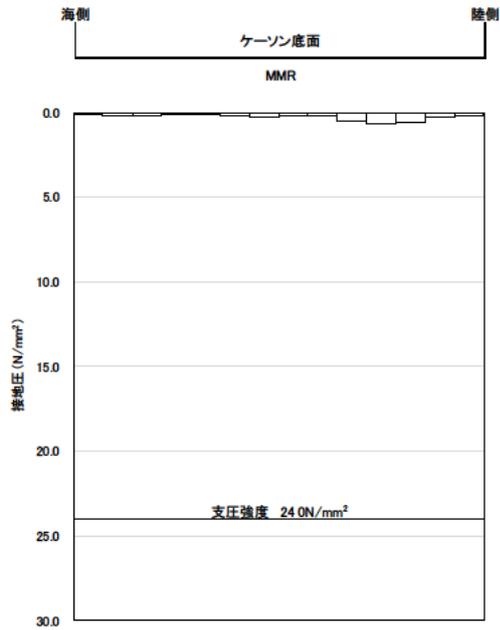


図 4.3.1-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

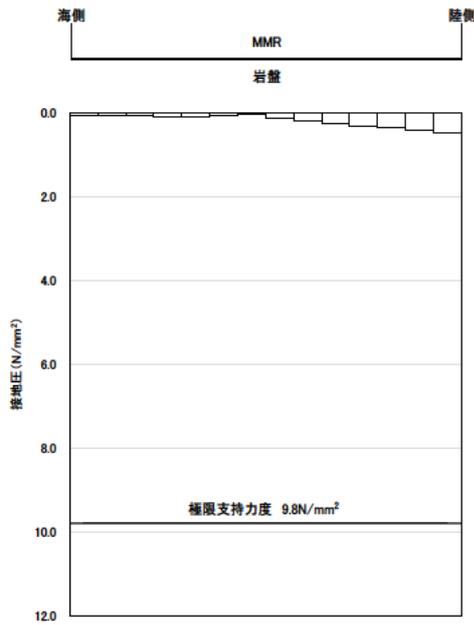


図 4.3.1-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

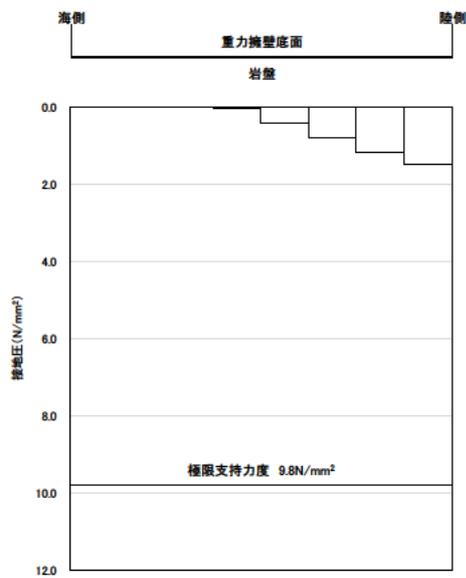


図 4.3.1-3(8) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)

#### 4.3.2 重畳時

##### (1) 重力擁壁

###### a. 重力擁壁の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査

重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-1 に、重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-2 に、重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.2-3 にそれぞれ示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-1(1) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(②-②断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2791	965	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(2) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(③-③断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2848	1034	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(3) 重力擁壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(④-④断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2495	1083	2.1	13.5	0.16

表 4.3.2-2(1) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2791	965	61.8	294	0.21

表 4.3.2-2(2) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(③-③断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2848	1034	57.3	294	0.20

表 4.3.2-2(3) 重力擁壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(④-④断面)

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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2495	1083	62.5	294	0.22

表 4.3.2-3(1) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
610	0.16	0.64	0.25

表 4.3.2-3(2) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
506	0.13	0.64	0.21

表 4.3.2-3(3) 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
461	0.13	0.67	0.20

(2) MMR

MMRのすべり安全率による評価結果を表4.3.2-4に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図4.3.2-1に示す。

これらの結果から、MMRの最小すべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表4.3.2-4(1) MMRのすべり安全率評価結果(②-②断面)

最小すべり安全率
15.86

表4.3.2-4(2) MMRのすべり安全率評価結果(③-③断面)

最小すべり安全率
29.49

表4.3.2-4(3) MMRのすべり安全率評価結果(④-④断面)

最小すべり安全率
13.73

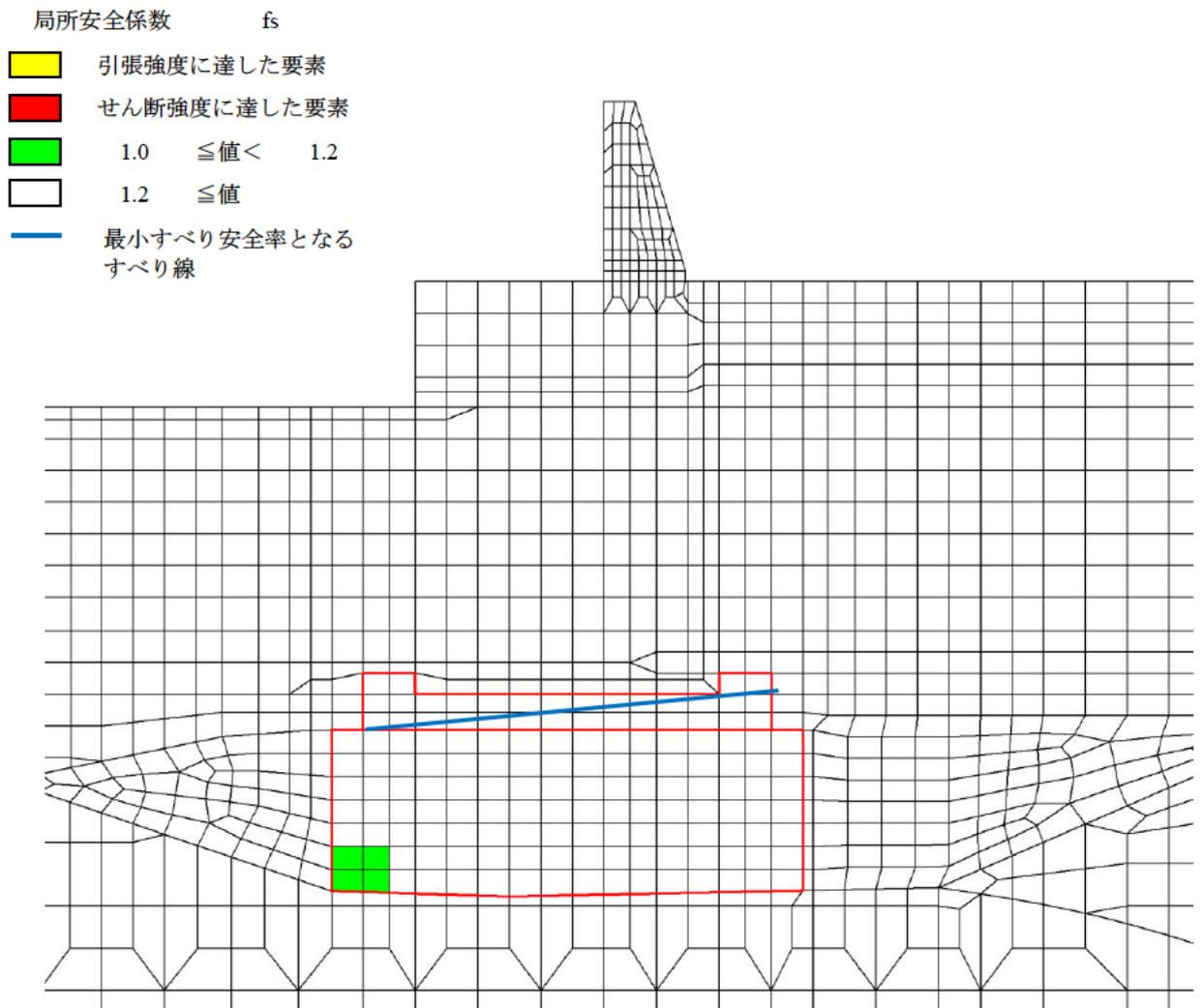


図 4.3.2-1(1) MMRの最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(②-②断面)

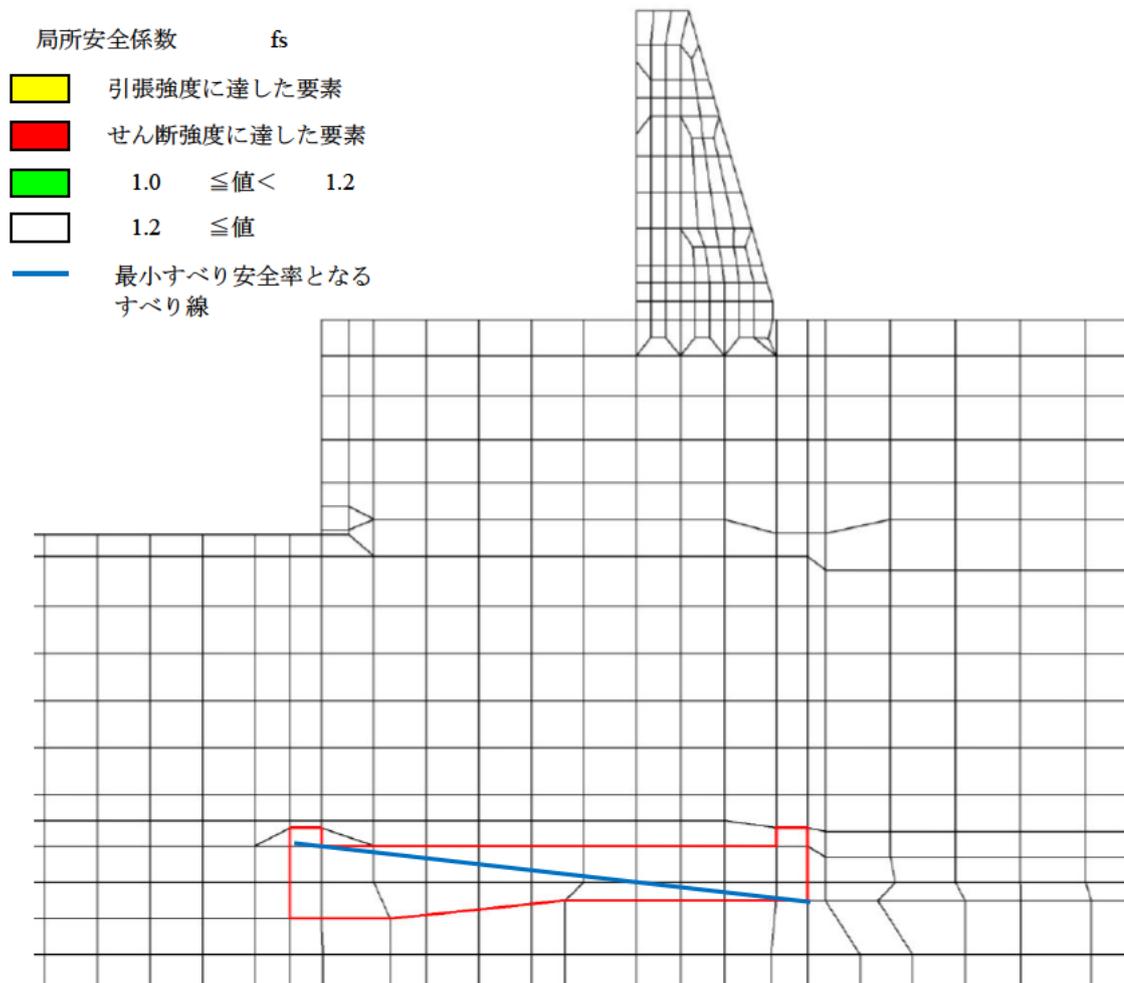


図 4.3.2-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(③-③断面)

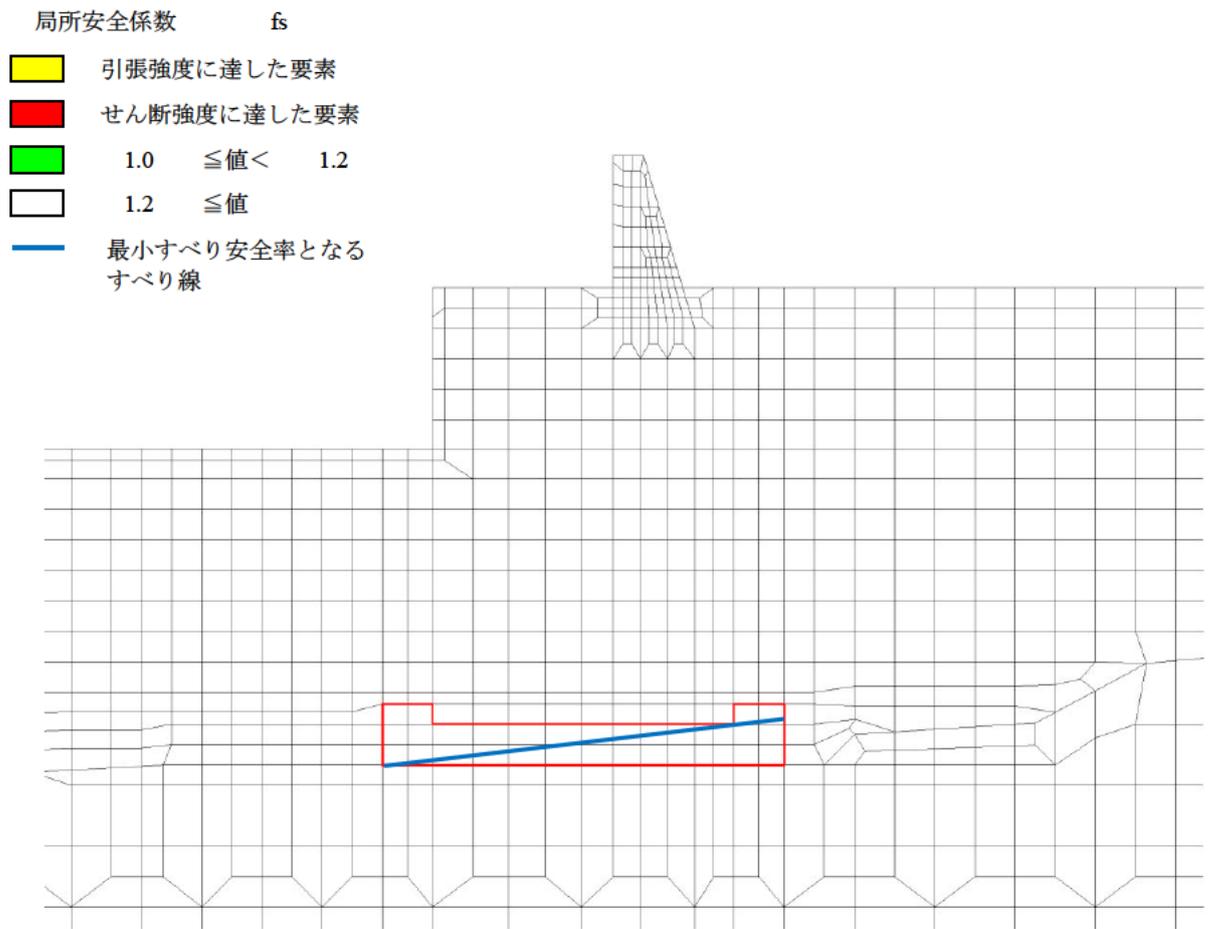


図 4.3.2-1 (3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(④-④断面)

(3) 改良地盤⑥

a. 評価結果

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.2-5 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 4.3.2-2 に示す。これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.2-5 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
3.40

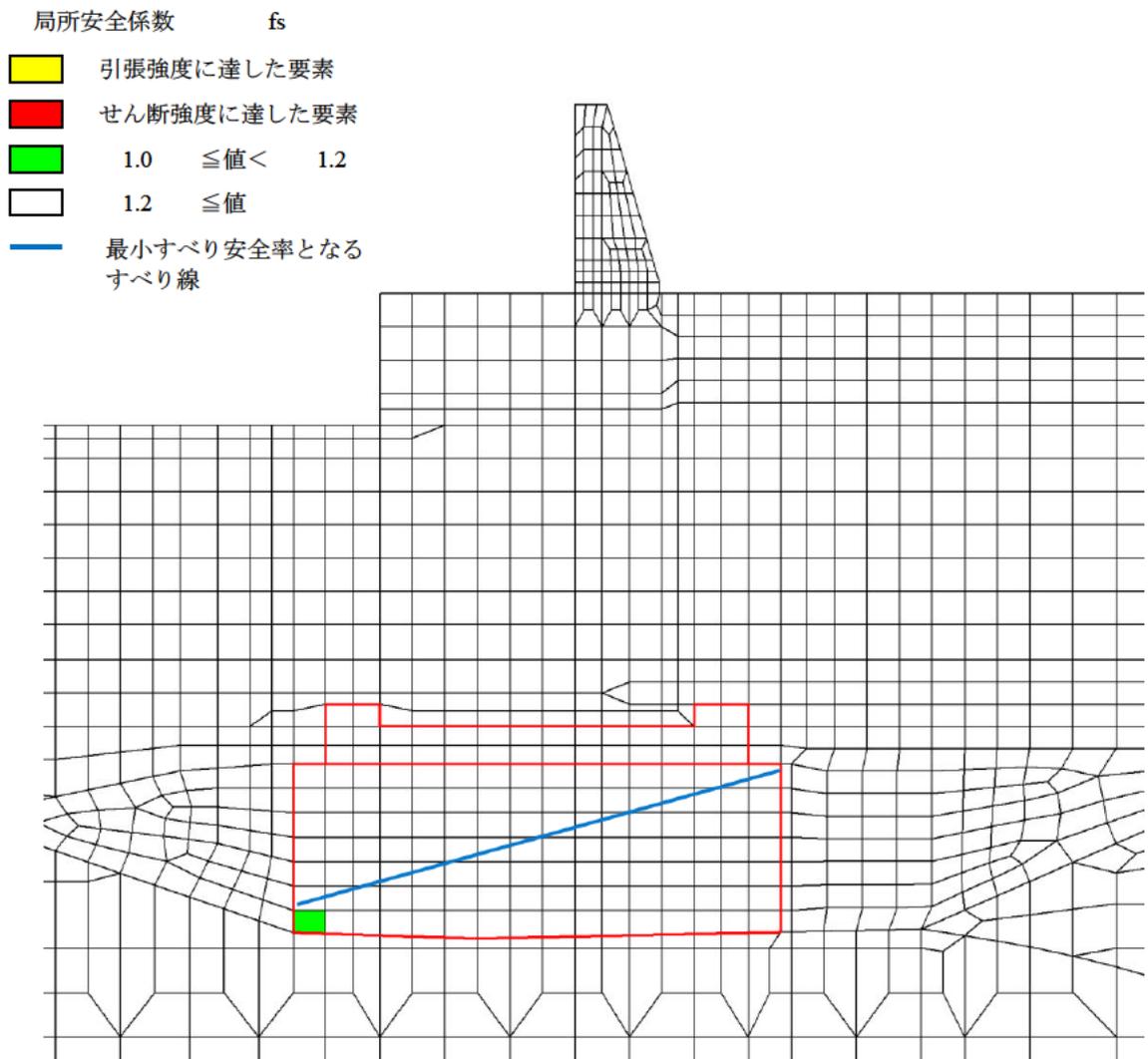


図 4.3.2-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(4) 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.2-6 に示す。

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

表 4.3.2-6(1) 止水目地設置個所の重畳時変位量(②-②断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta x$ : 横断方向	54	—
$\delta y$ : 縦断方向	58*	—
$\delta z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	123	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(2) 止水目地設置個所の重畳時変位量(③-③断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta x$ : 横断方向	22	—
$\delta y$ : 縦断方向	58*	—
$\delta z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	73	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(3) 止水目地設置個所の重畳時変位量(④-④断面)

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 横断方向	67	—
$\delta_y$ : 縦断方向	58*	—
$\delta_z$ : 鉛直方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	147	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.2-7 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
1.2	24.0	0.06

表 4.3.2-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

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>
1.5	3.0	0.49

表 4.3.2-7(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

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>
0.9	9.8	0.09

表 4.3.2-7(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
0.5	24.0	0.03

表 4.3.2-7(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

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>
1.1	9.8	0.11

表 4.3.2-7(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
1.5	24.0	0.07

表 4.3.2-7(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

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>
1.3	9.8	0.14

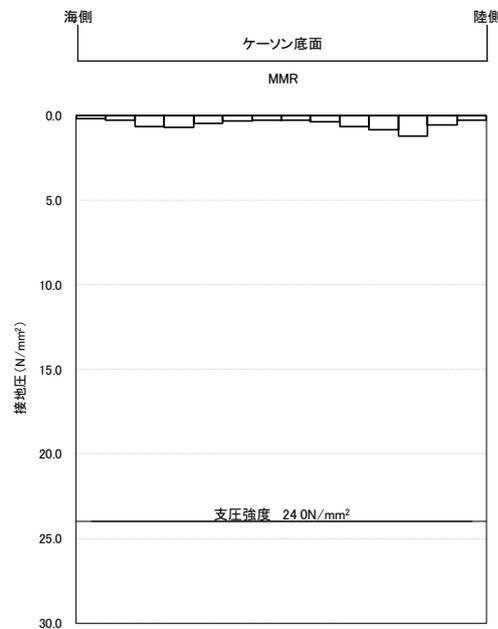


図 4.3.2-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

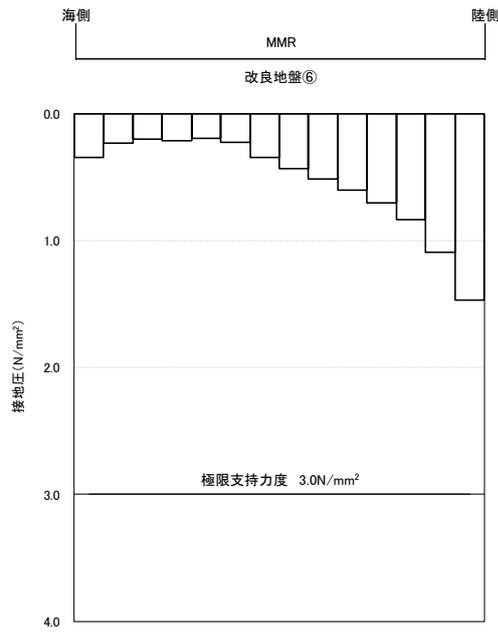


図 4.3.2-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

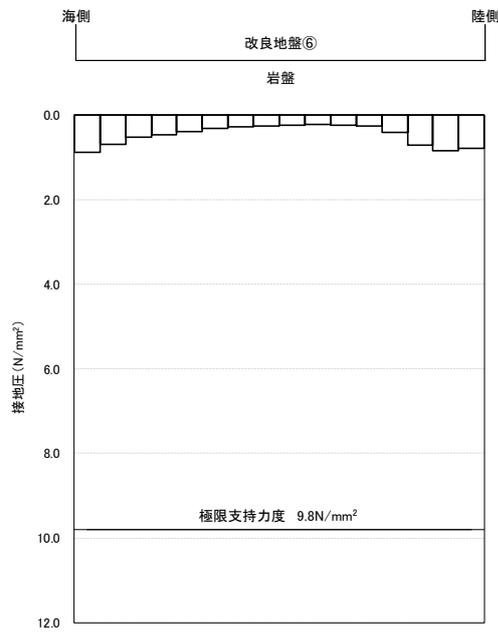


図 4.3.2-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

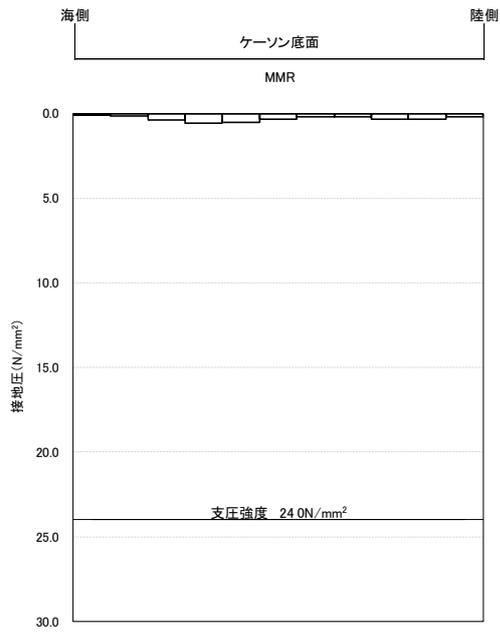


図 4.3.2-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

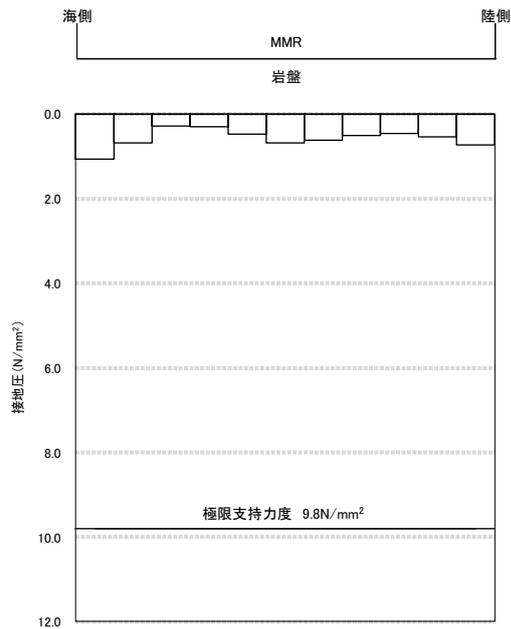


図 4.3.2-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

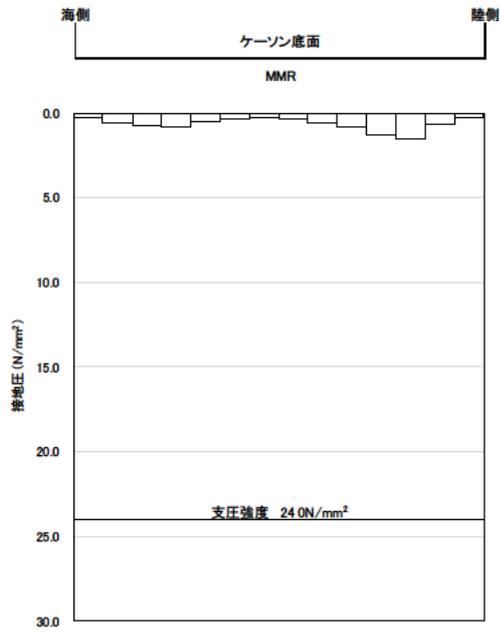


図 4.3.2-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

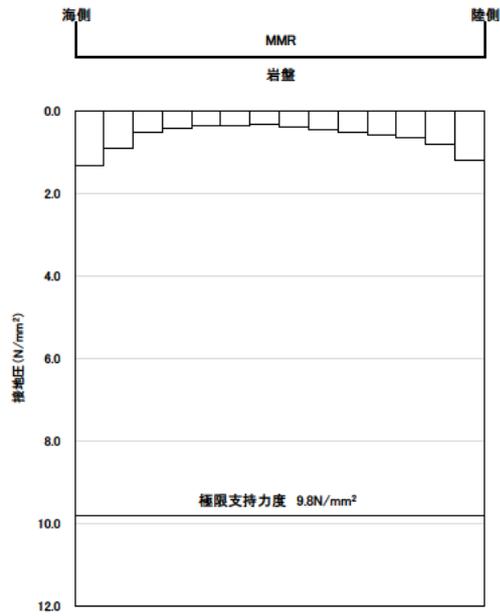


図 4.3.2-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

## 5. 3次元構造解析

### 5.1 解析方法

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンは，複数の隔壁を有しており，その影響を考慮する必要があることから，3次元構造解析により強度評価を行う。

3次元構造解析には，解析コード「FINAS/STAR」を用いる。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3次元構造解析は，常時応力解析を行い，そのうえで津波時又は重畳時における解析を行う。

津波時における3次元構造解析の作用荷重は，常時荷重として水圧，土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し，津波時の荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」の遡上津波荷重及び衝突荷重を3次元構造解析モデルに入力することで，ケーソンの強度評価を実施する。

重畳時における3次元構造解析の作用荷重は，常時荷重として水圧，土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し，重畳時の荷重として「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」による遡上津波荷重，余震荷重による土圧及び慣性力を3次元構造解析モデルに入力する。

3次元構造解析の結果，許容限界を超える場合においては，応力度の平均化を実施し，評価を行う。評価フローを図 5.1.1-1 に示す。

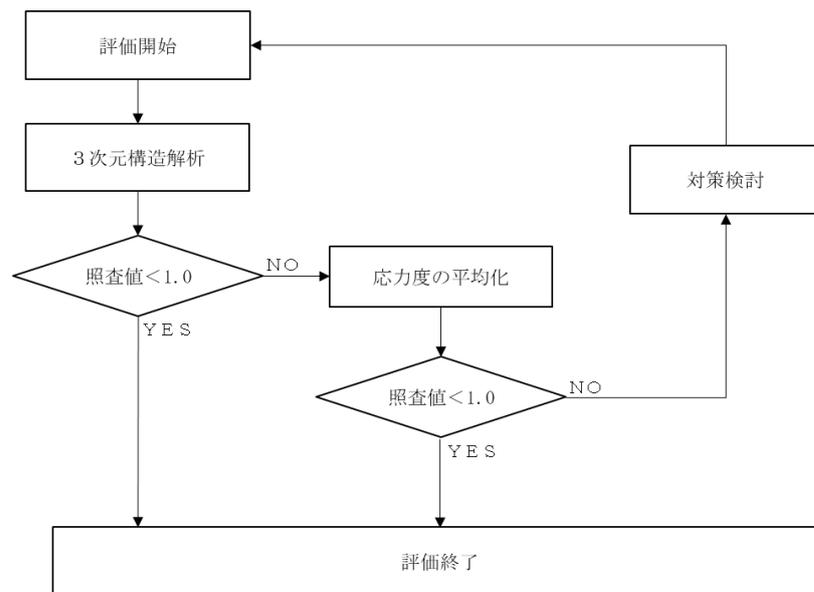


図 5.1.1-1 ケーンソンの評価フロー図

## 5.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき設定する。

## 5.3 解析モデル及び諸元

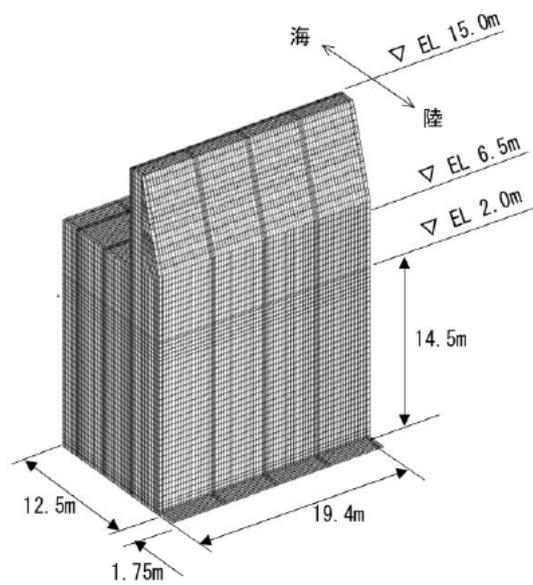
### 5.3.1 構造物のモデル化

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

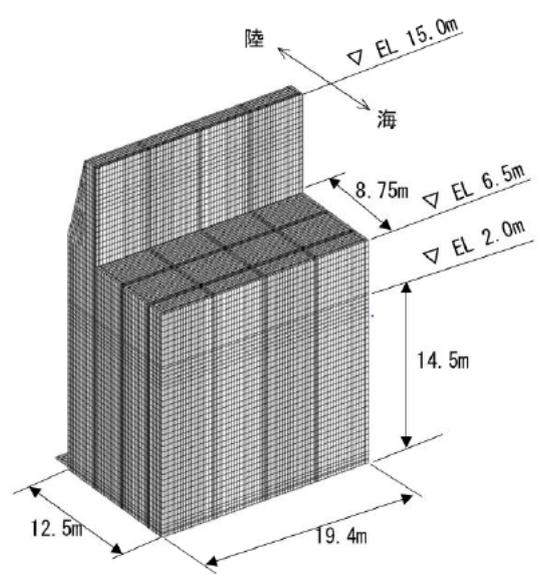
3次元構造解析モデルにおいて、ケーソンは線形シェル要素でモデル化し、重力擁壁及び中詰材（中詰コンクリート又は中詰材改良体）については線形ソリッド要素でモデル化する。使用要素一覧を表 5.3.1-1 に、3次元構造解析モデルを図 5.3.1-1 及び図 5.3.1-2 に、境界条件を表 5.3.1-2 に示す。

表 5.3.1-1 使用要素一覧

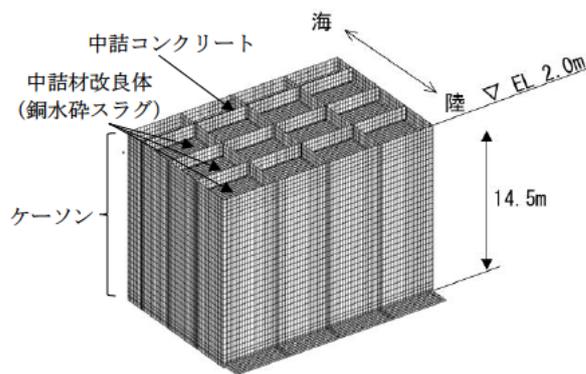
部位	使用要素
ケーソン	線形シェル要素
重力擁壁 中詰材	線形ソリッド要素
地盤	地盤ばね



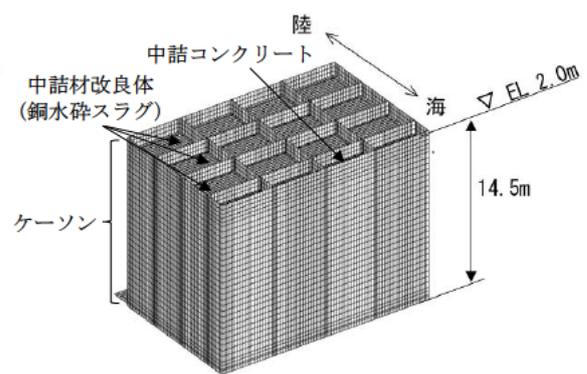
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



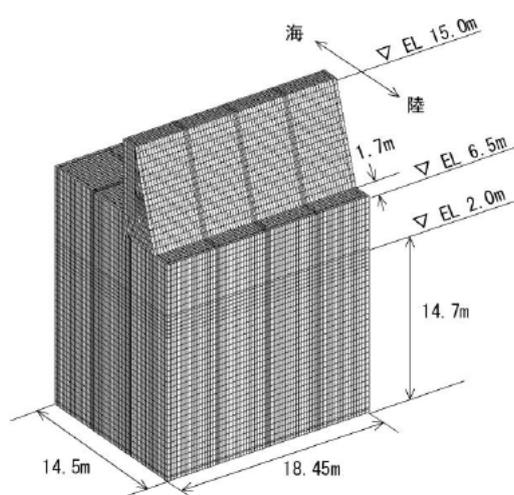
ケーソンのモデル図（陸側）\*



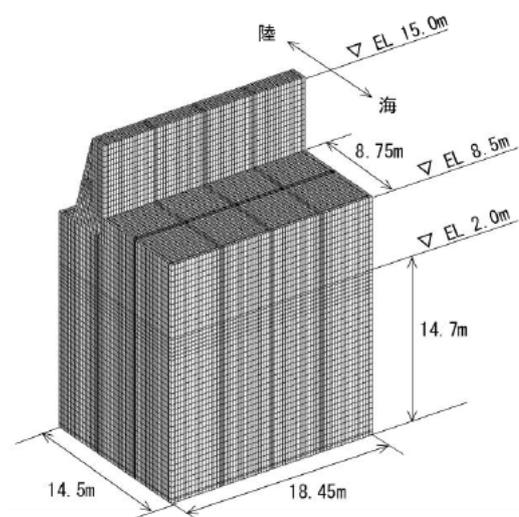
ケーソンのモデル図（海側）\*

注記\*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

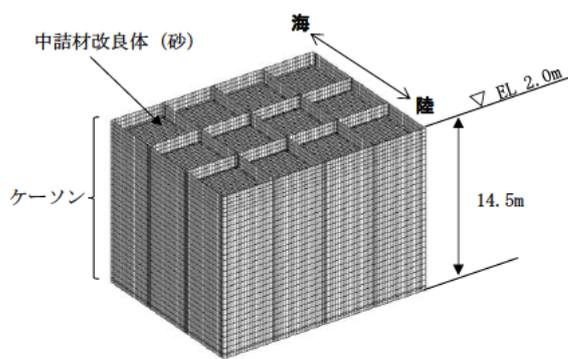
図 5.3.1-1 3次元構造解析モデル（②-②断面）



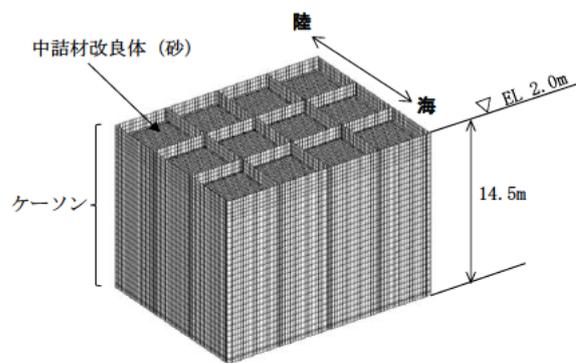
モデル全体図 (陸側)



モデル全体図 (海側)



ケーソンのモデル図 (陸側) \*



ケーソンのモデル図 (海側) \*

注記\* : 重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

図 5.3.1-2 3次元構造解析モデル (④-④断面)

表 5.3.1-2 境界条件

部材・材料	境界条件
底版	地盤ばね
前壁	拘束なし
後壁	
側壁	拘束なし
中詰材	前壁，側壁，後壁，隔壁及び底版と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

(2) ③-③断面

②-②断面及び④-④断面の壁部材の部材厚と比較し，③-③断面の部材厚が大きいことから，③-③断面については，線形ソリッド要素でモデル化する。なお，部材内にH形鋼が含まれているが，保守的にH形鋼を考慮せず，各部材を無筋コンクリートとして評価を実施する。使用要素一覧を表 5.3.1-3 に，3次元構造解析モデルを図 5.3.1-3 に，境界条件を表 5.3.1-4 に示す。

表 5.3.1-3 使用要素一覧

部位	使用要素
重力擁壁 放水路ケーソン	線形ソリッド要素
地盤	地盤ばね

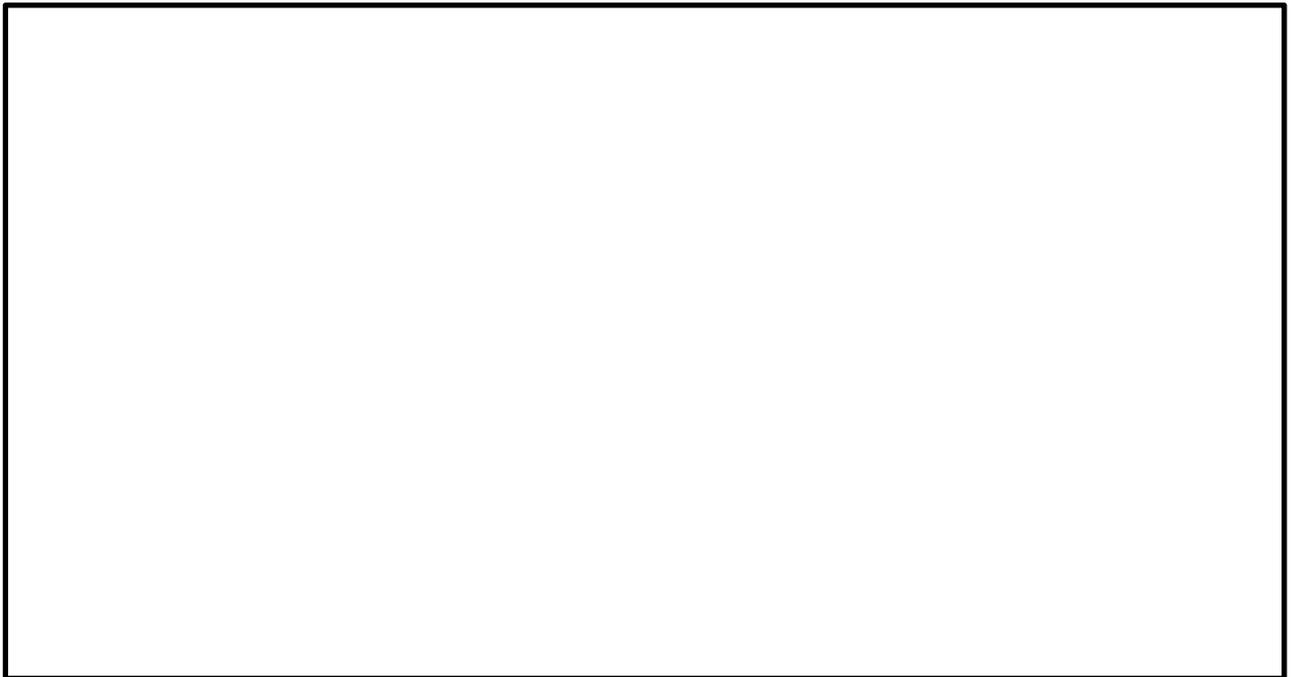


図 5.3.1-3 3次元構造解析モデル（③-③断面）

表 5.3.1-4 境界条件

部材	境界条件
底版	地盤ばね
側壁	拘束なし
隔壁	
頂版	重力擁壁と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

### 5.3.2 地盤ばね

ケーソン底面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、ケーソンに作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定には、ケーソン直下のMMRの物性値を用いる。

ケーソン底面に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定し、構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。ケーソン底面に設定する地盤ばねを表5.3.2-1に示す。

放水路ケーソンにおいても、同様に設定する。

表 5.3.2-1 ケーソン底面に設定する地盤ばね

		ケーソン底面
常時	鉛直	地盤ばね
	水平	
津波時 重畳時	鉛直	地盤ばね
	水平	

(1) 鉛直方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{v0}$  : 平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (常時 : 4, 図 5.3.2-1 参照)

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常 時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

図 5.3.2-1 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

(「道路橋示方書(平成 14 年)」に加筆)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(1)a. と同様に鉛直方向の地盤ばねを設定する。なお、地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha$  は 8 とする。

(2) 水平方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

$k_s$  : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (常時) (kN/m<sup>3</sup>)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(2)a. と同様に水平方向の地盤ばねを設定する。なお、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は地震時のものを用いる。

### 5.3.3 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。

#### (1) ケーソン及び放水路ケーソン

ケーソン及び放水路ケーソンの使用材料を表 5.3.3-1 に、材料の物性値を表 5.3.3-2 に示す。

表 5.3.3-1 使用材料

材料		諸元
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	18.0 N/mm <sup>2</sup>
	重力擁壁 ケーソン 放水路ケーソン	24.0 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345

表 5.3.3-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	22.6 <sup>*1</sup>	2.2×10 <sup>4*2</sup>	0.2 <sup>*2</sup>
	重力擁壁 ケーソン 放水路ケーソン	24.0 <sup>*2</sup>	2.5×10 <sup>4*2</sup>	0.2 <sup>*2</sup>

注記\*1：港湾基準

\*2：コンクリート標準示方書（2002）

#### (2) 重力擁壁

重力擁壁の使用材料は、「4.1.1(3) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(3) 中詰材

a. 中詰コンクリート

中詰コンクリートの使用材料を表 5.3.3-3 に、材料の物性値を表 5.3.3-4 に示す。

表 5.3.3-3 使用材料

材料	諸元
コンクリート	18.0 N/mm <sup>2</sup>

表 5.3.3-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	22.6*1	2.2×10 <sup>4</sup> *2	0.2*2

注記\*1：港湾基準

\*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 中詰材改良体（銅水砕スラグ）

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の物性値は、「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（参考資料3）」に示す原位置でのPS検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表 5.3.3-5 に示す。

表 5.3.3-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	EL-5.5m 以浅	22.6	8.8×10 <sup>3</sup>	0.33
	EL-5.5m 以深		1.2×10 <sup>4</sup>	

c. 中詰材改良体（砂）

中詰材改良体（砂）の物性値は、「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（参考資料3）」に示す原位置でのP S検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表5.3.3-6に示す。

表 5.3.3-6 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
中詰材改良体 (砂)	EL-5.5m 以浅	20.0	7.8×10 <sup>3</sup>	0.33
	EL-5.5m 以深		1.1×10 <sup>4</sup>	

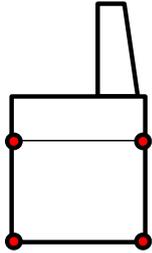
5.3.4 地下水位

設計用地下水位は、「4.1.1(5) 地下水位」を基に設定する。

### 5.3.5 照査時刻の設定

ケーソン及び放水路ケーソンの健全性評価のうち、重畳時においては構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。防波壁（波返重力擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.3.5-1 に、3次元構造解析を実施する照査時刻を表 5.3.5-2 に示す。

表 5.3.5-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻
時刻1	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		ケーソン頂底版間で変位が最大となる時刻
時刻2	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		総水平荷重が最大となる時刻

#### (1) 時刻1の選定理由

ケーソンは箱型構造であることから、ケーソン全体の変形に伴い、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、変形量に着目し、ケーソン全体における層間変位が最大となる時刻を選定する。

#### (2) 時刻2の選定理由

余震時により、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、重力擁壁を含めた防波壁全体に作用する水平荷重に着目し、総水平荷重が最大となる時刻を選定する。

表 5.3.5-2 3次元構造解析を実施する照査時刻

断面	地震動	時刻 (s)
②-②断面	S d - D (++)	34.41s
		23.92s
③-③断面		14.67s
		28.09s
④-④断面		13.03s
		19.01s

### 5.3.6 入力値の設定

#### (1) 津波時

3次元構造解析における入力値の一覧を表5.3.6-1に、3次元構造解析への入力イメージを図5.3.6-1に、3次元構造解析のフローを図5.3.6-2に示す。

表 5.3.6-1 入力値の一覧（津波時）

入力値	算定方法	载荷位置
土圧	2次元有限要素法による常時応力解析	作用位置
水圧	公式	作用位置
風荷重・積雪荷重	公式	作用位置
衝突荷重	衝突解析*	作用位置
遡上津波荷重	公式	作用位置

注記\*：衝突解析の算定の方法については、「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」に示す。

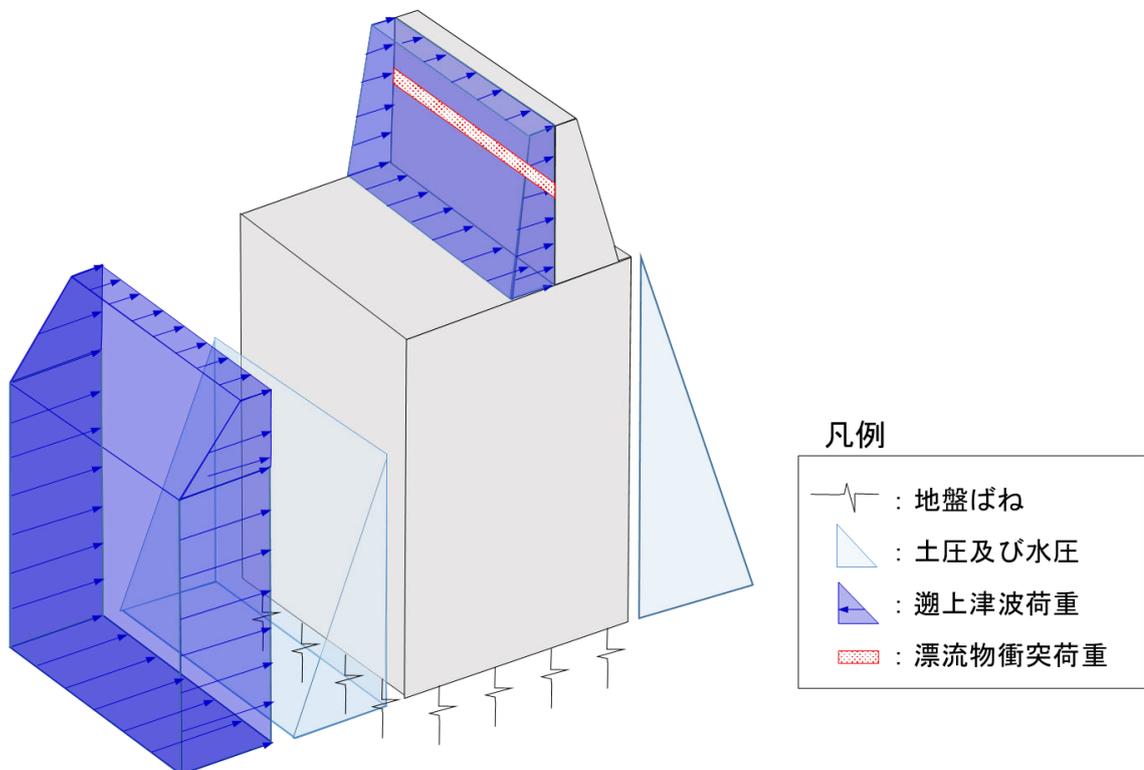


図 5.3.6-1 3次元構造解析への入力イメージ（津波時）

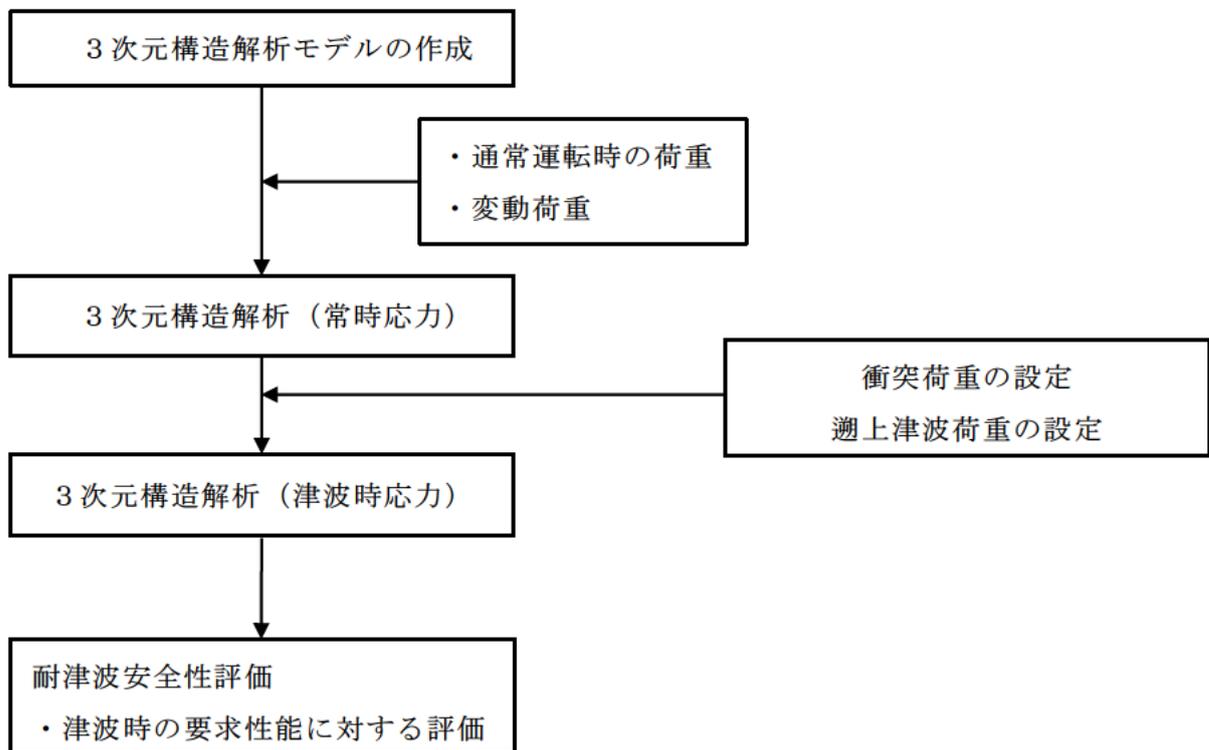


図 5.3.6-2 3次元構造解析のフロー図

a. 常時荷重

(a) 自重

重力擁壁及びケーソンの各部材については、各部材の体積にコンクリートの密度を乗じて設定し、中詰材については、体積に各中詰材の密度を乗じて設定する。

漂流物対策工は、設置位置に漂流物対策工の単位体積重量を考慮する。

(b) 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体に作用させる。静止土圧は、2次元有限要素法による常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度  $1.03\text{g/cm}^3$  を考慮する。

b. 津波時荷重

(a) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.3.6-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

(b) 衝突荷重

衝突荷重を重力擁壁に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-3 に示す設定値を用いる。

(c) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、表 5.3.6-1 に示すとおり公式により算定する。風荷重は重力擁壁及びケーソン側面に、積雪荷重は重力擁壁に作用させる。

(2) 重畳時

3次元構造解析の入力値のうち、慣性力及び土圧は「5.3.5 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表5.3.6-2に、3次元構造解析への入力イメージを図5.3.6-3に、3次元構造解析のフローを図5.3.6-4に示す。

表 5.3.6-2 入力値の一覧（重畳時）

入力値		算定方法	2次元有限要素法から抽出する応答値	载荷位置
土圧		2次元有限要素法による常時応力解析	土圧	作用位置
水圧		公式	—	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	—	作用位置
遡上津波荷重		公式	—	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	機器荷重の慣性力	地震応答解析	応答加速度	設置位置

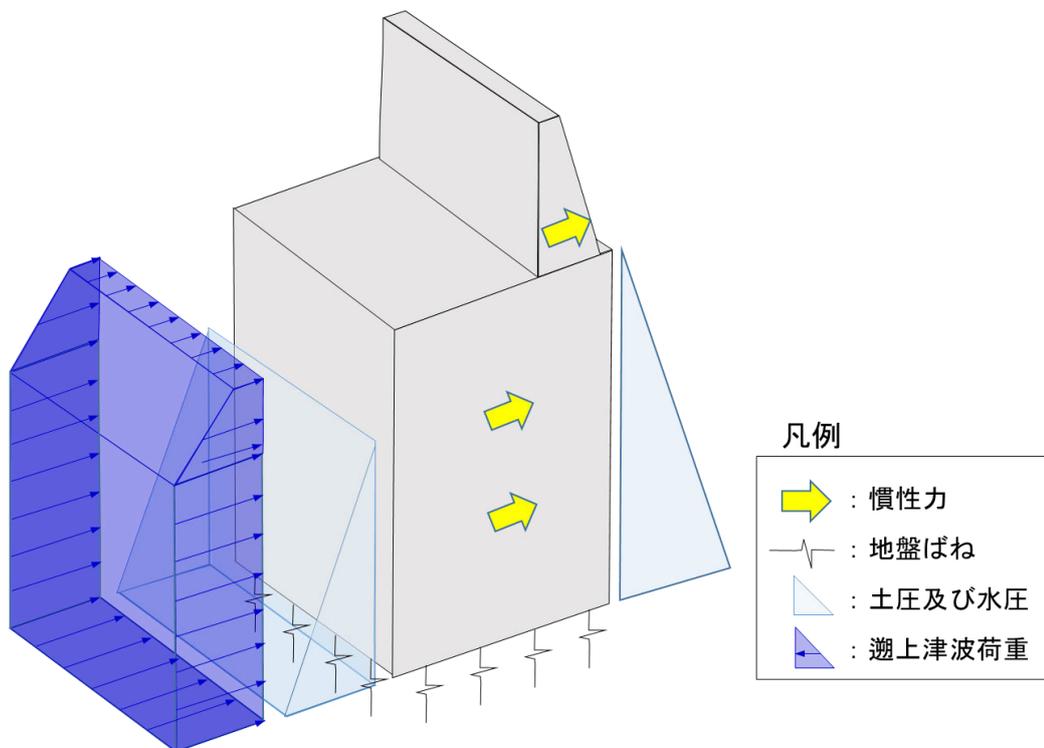


図 5.3.6-3 3次元構造解析への入力イメージ（重畳時）

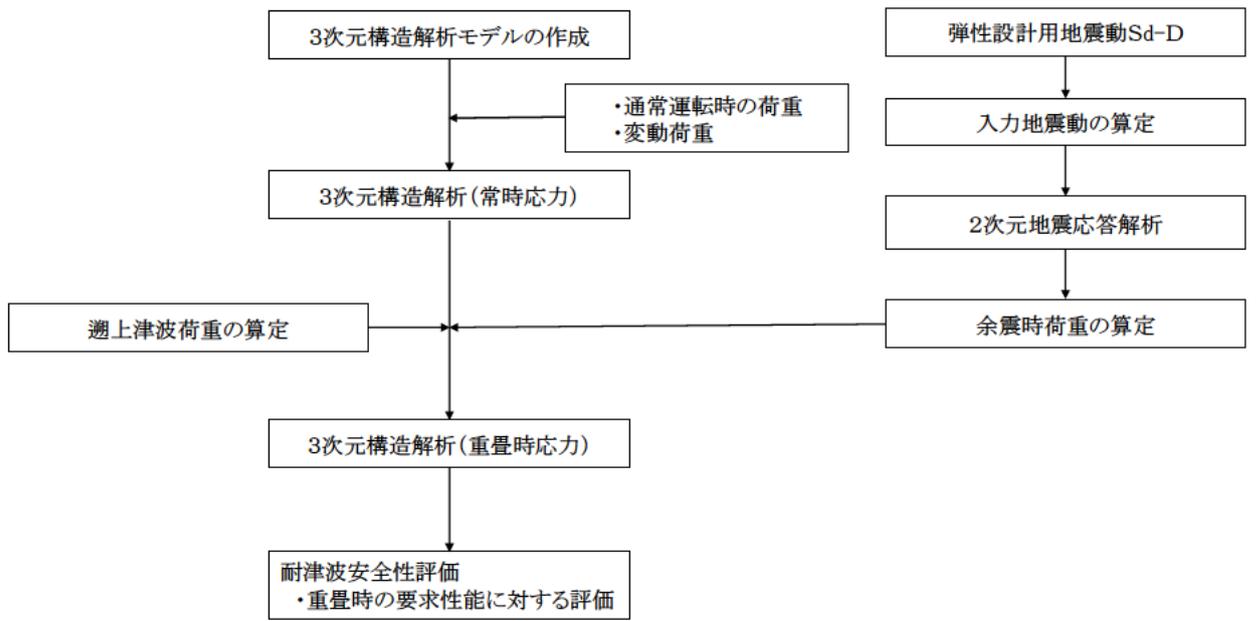


図 5.3.6-4 3次元構造解析のフロー図

a. 常時荷重

常時荷重は「(1) 津波時」と同様とする。

b. 重畳時荷重

(a) 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおけるケーソン及び重力擁壁の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.3.6-5 に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出は、抽出位置の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（波返重力擁壁）の 3次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とする。

(b) 動水圧

躯体に作用する動水圧は、抽出する加速度を踏まえ、Westergaard の式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度  $1.03\text{g/cm}^3$  を考慮する。

(c) 動土圧及び過剰間隙水圧

躯体に作用する動土圧及び過剰間隙水圧は、各地盤要素、各照査時刻における地震時荷重から算定する。動土圧及び過剰間隙水圧の抽出位置を図 5.3.6-6 に示す。

抽出した水平及び鉛直方向の動土圧及び過剰間隙水圧の抽出は、防波壁（波返重力擁壁）の 3次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

- |                |                  |           |               |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR   | — : ジョイント要素   |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : 砂礫層   | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土        | ■ : 海水           | ■ : 改良地盤⑥ |               |

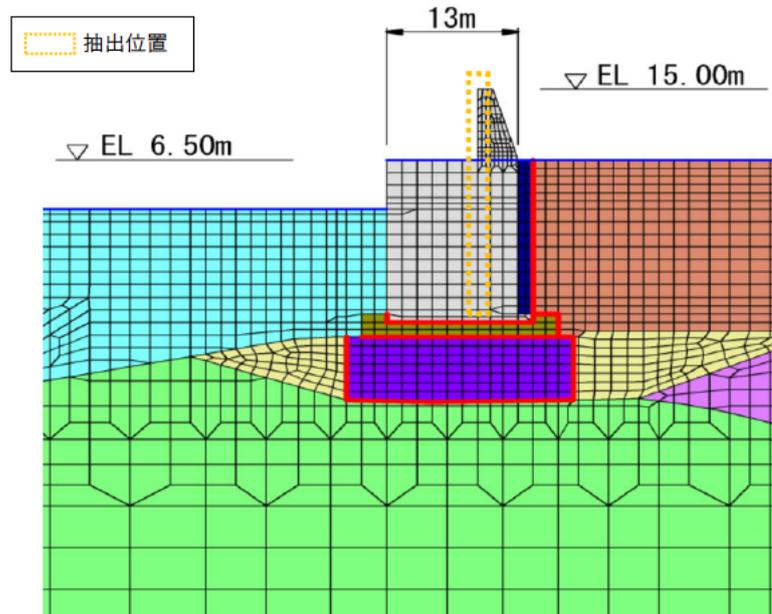


図 5.3.6-5(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

- |                  |         |               |
|------------------|---------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第④速度層)   | ■ : MMR | — : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土          | ■ : 海水  | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) |         |               |

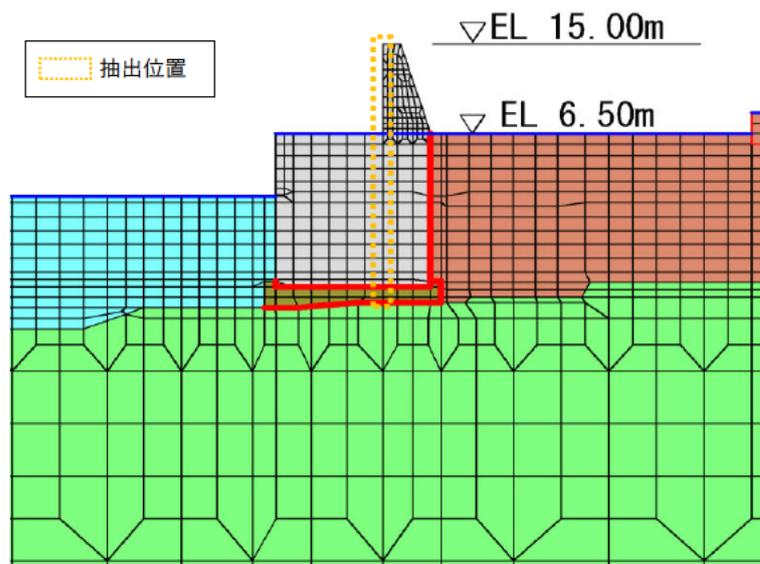


図 5.3.6-5(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

- |                |                  |               |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水        |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | — : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土        | ■ : MMR          | — : 地下水面及び海水面 |

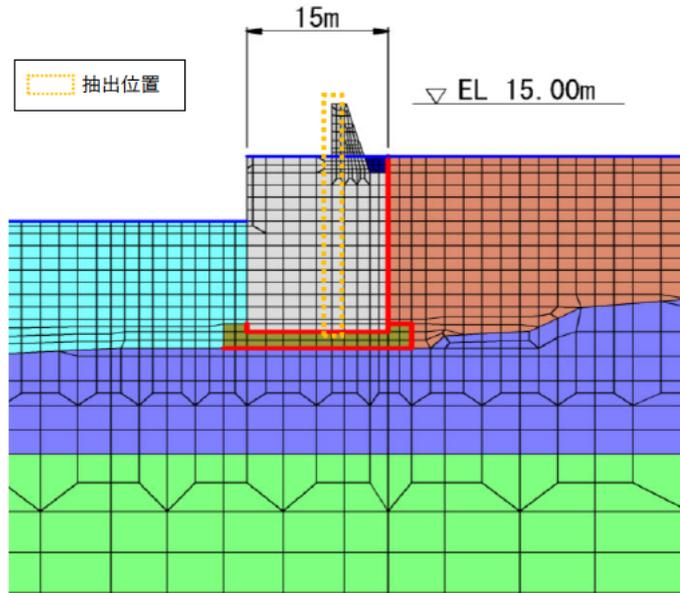


図 5.3.6-5(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

- |                |                  |           |               |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR   | — : ジョイント要素   |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : 砂礫層   | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土        | ■ : 海水           | ■ : 改良地盤⑥ |               |

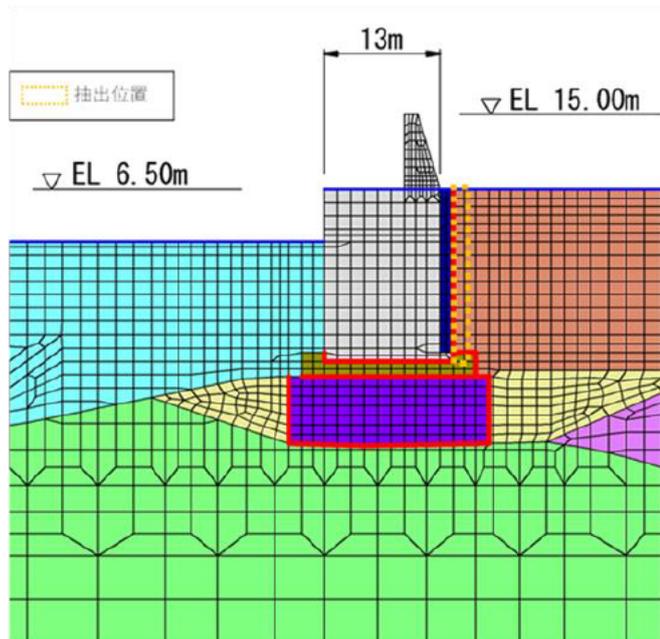


図 5.3.6-6(1) 地震時荷重の抽出位置 (②-②断面)

- |  |   |   |
|--|---|---|
|  : 岩盤 (第④速度層)   |  : MMR |  : ジョイント要素   |
|  : 埋戻土          |  : 海水  |  : 地下水面及び海水面 |
|  : 防波壁 (波返重力擁壁) |   |   |

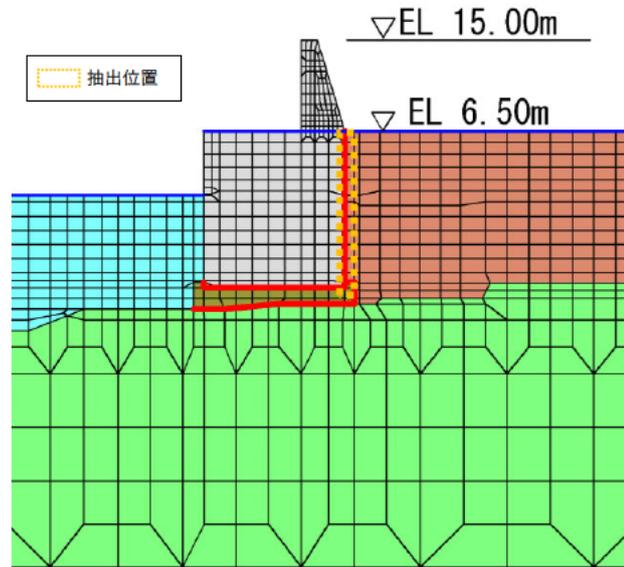


図 5.3.6-6(2) 地震時荷重の抽出位置 (③-③断面)

- |  |  |   |
|--|--|---|
|  : 岩盤 (第③速度層) |  : 防波壁 (波返重力擁壁) |  : 海水        |
|  : 岩盤 (第④速度層) |  : 埋戻土 (護岸背面)   |  : ジョイント要素   |
|  : 埋戻土        |  : MMR          |  : 地下水面及び海水面 |

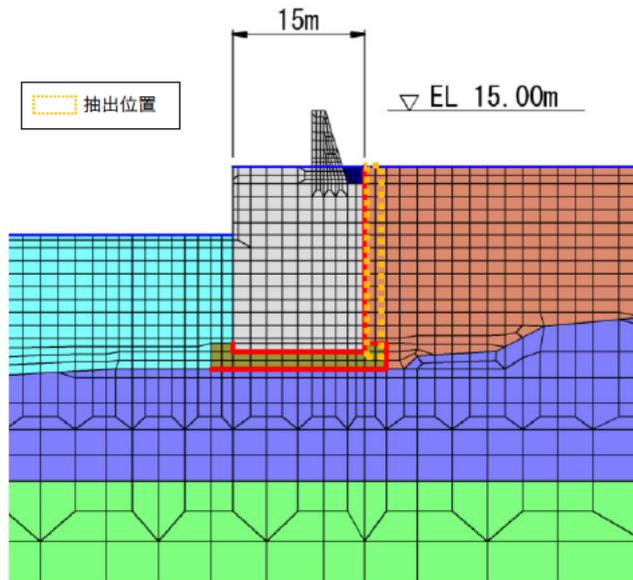


図 5.3.6-6(3) 地震時荷重の抽出位置 (④-④断面)

(d) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は，表 5.3.6-2 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として，「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を考慮し，躯体側面に作用させる。

(e) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は，「(1) 津波時」と同様とする。

#### 5.4 評価対象部位

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は、ケーソンの各部材とする。

#### 5.5 許容限界

許容限界は、「3.4 許容限界」と同様とする。

## 5.6 評価方法

### (1) ②-②断面及び④-④断面

3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度及びせん断力より算定されるせん断応力度が「5.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-1 に示す。

応力度算定には、解析コード「EMRGINING」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

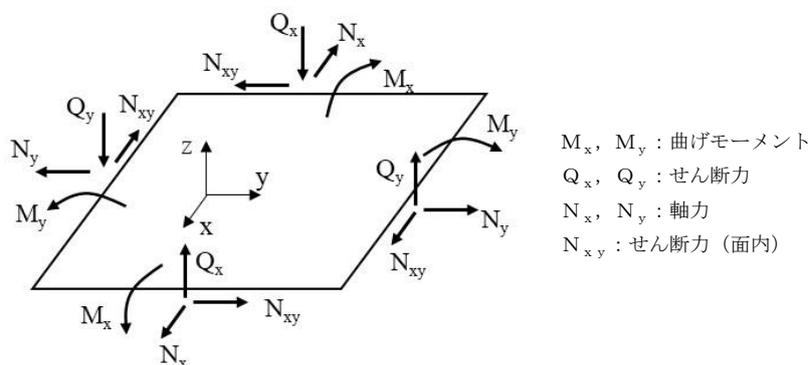


図 5.6-1 シェル要素における断面力の方向

### (2) ③-③断面

3次元構造解析に基づいて算定した圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度が「5.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-2 に示す。

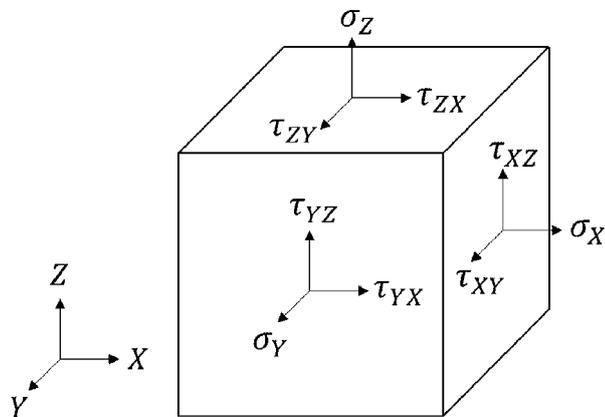


図 5.6-2 ソリッド要素における応力の方向

## 5.7 評価結果

### 5.7.1 津波時

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

##### a. 評価対象位置

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象位置図を図5.7.1-1に示す。

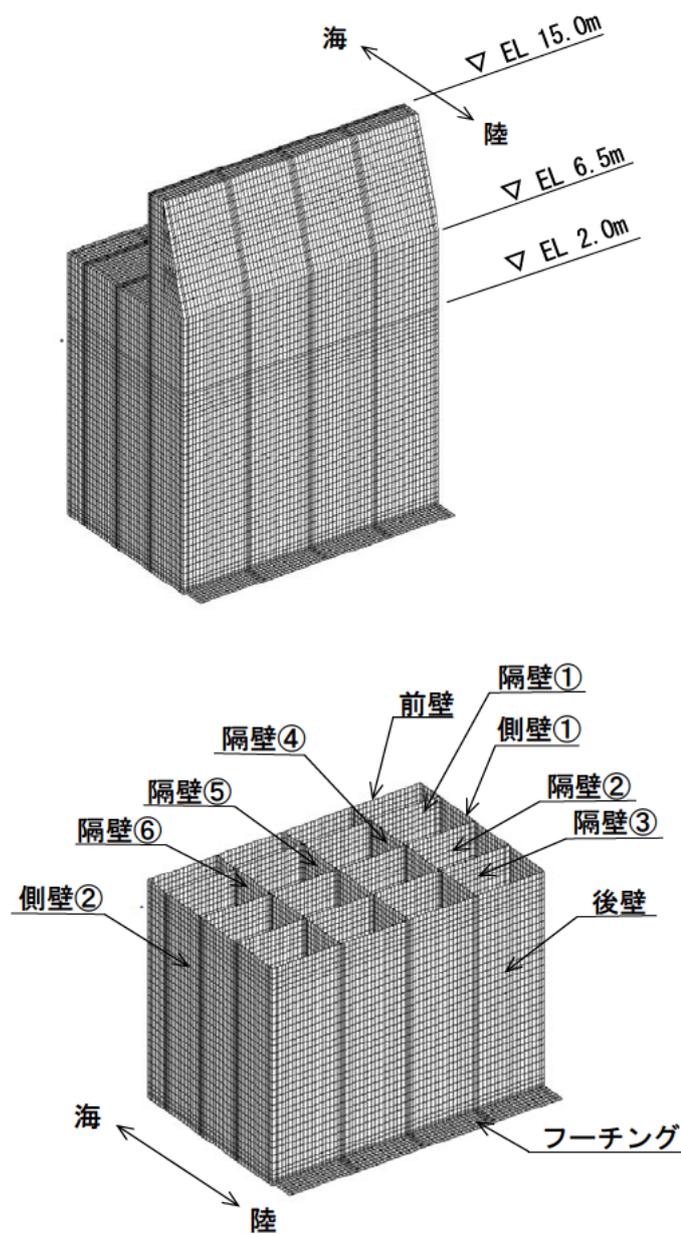


図 5.7.1-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

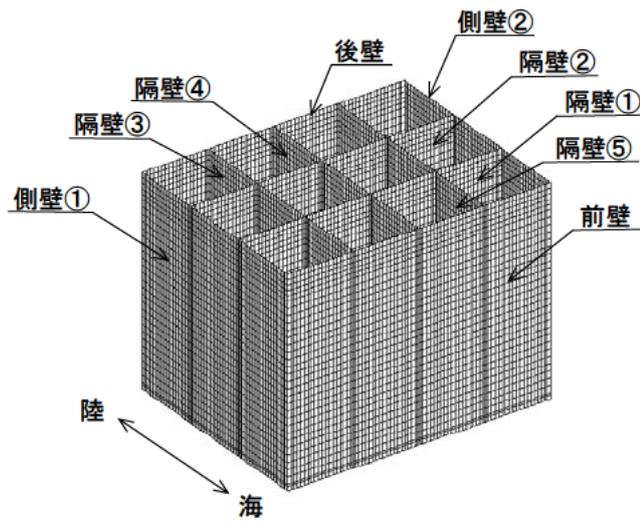
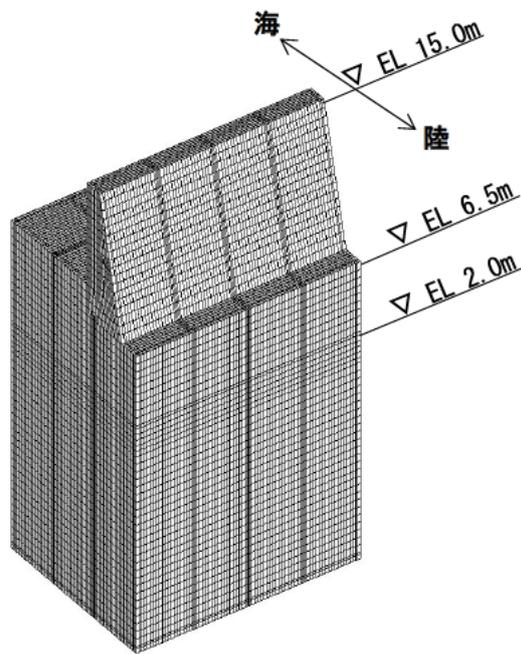


图 5.7.1-1(2) 評価対象位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 5.7.1-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 5.7.1-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	53	-56	1.2	13.5	0.09
フーチング	37	11	0.3	13.5	0.03
前壁	-4	-6	0.2	13.5	0.02
後壁	-2	780	1.5	13.5	0.12
側壁①	12	634	1.5	13.5	0.12
側壁②	12	634	1.5	13.5	0.12
隔壁①	1	-23	0.5	13.5	0.04
隔壁②	1	-8	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	264	0.9	13.5	0.07
隔壁④	0	365	1.3	13.5	0.10
隔壁⑤	0	371	1.3	13.5	0.10
隔壁⑥	0	365	1.3	13.5	0.10

表 5.7.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	47	-40	0.7	13.5	0.06
前壁	13	20	0.4	13.5	0.03
後壁	0	601	1.2	13.5	0.10
側壁①	17	453	1.3	13.5	0.10
側壁②	17	453	1.3	13.5	0.10
隔壁①	0	161	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	229	0.9	13.5	0.07
隔壁③	0	314	1.0	13.5	0.08
隔壁④	0	322	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	314	1.0	13.5	0.08

表 5.7.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	53	-56	85.5	294	0.30
フーチング	51	-107	39.7	294	0.14
前壁	2	-184	63.3	294	0.22
後壁	4	-110	36.3	294	0.13
側壁①	1	-169	73.5	294	0.25
側壁②	1	-169	73.5	294	0.25
隔壁①	0	-35	28.0	294	0.10
隔壁②	0	-57	48.6	294	0.17
隔壁③	0	-72	57.5	294	0.20
隔壁④	0	-57	23.6	294	0.09
隔壁⑤	0	-52	21.3	294	0.08
隔壁⑥	0	-57	23.6	294	0.09

表 5.7.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	47	-43	46.7	294	0.16
前壁	7	-93	35.9	294	0.13
後壁	6	-117	41.0	294	0.14
側壁①	1	-29	10.0	294	0.04
側壁②	1	-29	10.0	294	0.04
隔壁①	0	-63	40.7	294	0.14
隔壁②	0	-75	47.1	294	0.17
隔壁③	0	-4	1.1	294	0.01
隔壁④	0	-1	0.3	294	0.01
隔壁⑤	0	-4	1.1	294	0.01

表 5.7.1-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	55	0.12	0.67	0.19
フーチング	61	0.08	0.67	0.12
前壁	10	0.02	0.67	0.04
後壁	15	0.04	0.67	0.07
側壁①	29	0.07	0.67	0.11
側壁②	29	0.07	0.67	0.11
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.04
隔壁④	3	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	3	0.02	0.67	0.04

表 5.7.1-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	51	0.11	0.67	0.17
前壁	23	0.06	0.67	0.09
後壁	24	0.06	0.67	0.09
側壁①	17	0.05	0.67	0.07
側壁②	17	0.05	0.67	0.07
隔壁①	4	0.03	0.67	0.06
隔壁②	3	0.03	0.67	0.04
隔壁③	2	0.02	0.67	0.04
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.04

表 5.7.1-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 (面内) $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.08	1.51	0.06
フーチング	140	0.14	1.51	0.10
前壁	15	0.03	1.51	0.02
後壁	173	0.35	1.99	0.18
側壁①	159	0.32	1.52	0.21
側壁②	159	0.32	1.52	0.21
隔壁①	16	0.06	1.51	0.05
隔壁②	47	0.19	1.73	0.11
隔壁③	77	0.31	1.93	0.16
隔壁④	76	0.31	1.56	0.20
隔壁⑤	78	0.31	1.57	0.20
隔壁⑥	76	0.31	1.56	0.20

表 5.7.1-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 (面内) $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	68	0.11	1.51	0.08
前壁	27	0.05	1.54	0.04
後壁	96	0.19	1.89	0.11
側壁①	83	0.17	1.60	0.11
側壁②	83	0.17	1.60	0.11
隔壁①	53	0.21	1.78	0.12
隔壁②	75	0.30	1.87	0.17
隔壁③	42	0.17	1.62	0.11
隔壁④	41	0.16	1.62	0.11
隔壁⑤	42	0.17	1.62	0.11

(2) ③-③断面

a. 評価対象位置

3次元構造解析における放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象位置図を図 5.7.1-2 に示す。

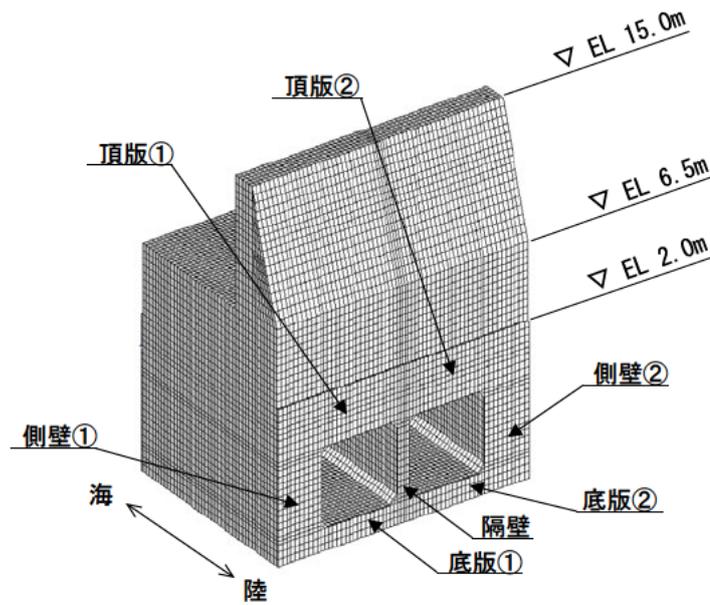


図 5.7.1-2 評価対象位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③－③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.1-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.1-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.1-7 及び表 5.7.1-8 に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	圧縮強度 (許容限界) $f'_{ak}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/f'_{ak}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	-2.6	13.5	0.20
底版②	-2.6	13.5	0.20
側壁①	-4.2	13.5	0.32
側壁②	-4.2	13.5	0.32
隔壁	-5.6	13.5	0.42
頂版①	-1.5	13.5	0.12
頂版②	-1.5	13.5	0.12

表 5.7.1-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	引張強度 (許容限界) $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.50	1.91	0.27
底版②	0.50	1.91	0.27
側壁①	0.64	1.91	0.34
側壁②	0.64	1.91	0.34
隔壁	1.17	1.91	0.62
頂版①	0.68	1.91	0.36
頂版②	0.68	1.91	0.36

表 5.7.1-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	せん断強度 (許容限界) $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.41	0.67	0.61
底版②	0.41	0.67	0.61
側壁①	0.47	0.67	0.70
側壁②	0.47	0.67	0.70
隔壁	0.00	0.67	0.00
頂版①	0.65	0.67	0.98
頂版②	0.65	0.67	0.98

表 5.7.1-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	せん断強度 (許容限界) $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.53	1.51	0.36
底版②	0.53	1.51	0.36
側壁①	0.81	1.51	0.54
側壁②	0.81	1.51	0.54
隔壁	0.80	1.51	0.54
頂版①	0.15	1.51	0.10
頂版②	0.15	1.51	0.10

### 5.7.2 重畳時

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

##### a. 評価対象位置

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象位置図を図 5.7.2-1 に示す。

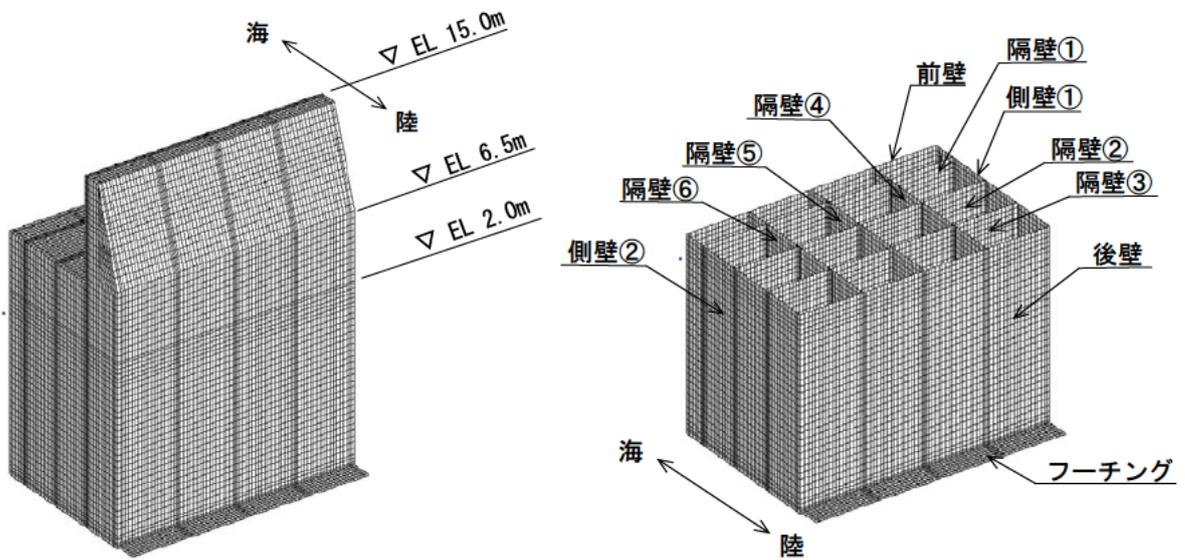


図 5.7.2-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

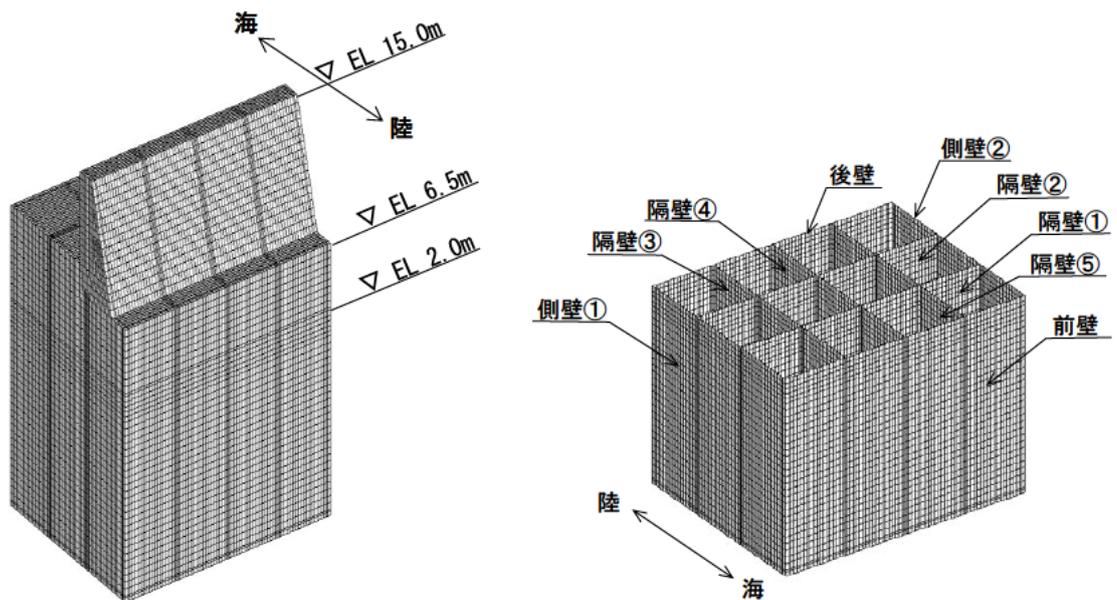


図 5.7.2-1(2) 評価対象位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 5.7.2-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 5.7.2-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界（短期許容応力度）以下であることを確認した。

表 5.7.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	45	-48	1.0	13.5	0.08
フーチング	25	-15	0.2	13.5	0.02
前壁	1	525	1.0	13.5	0.08
後壁	4	567	1.2	13.5	0.10
側壁①	15	439	1.2	13.5	0.09
側壁②	15	439	1.2	13.5	0.09
隔壁①	3	208	1.0	13.5	0.08
隔壁②	5	222	1.2	13.5	0.09
隔壁③	4	224	1.2	13.5	0.09
隔壁④	2	255	1.1	13.5	0.08
隔壁⑤	0	290	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	2	255	1.1	13.5	0.08

表 5.7.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	73	53	1.4	13.5	0.11
前壁	8	874	2.0	13.5	0.15
後壁	28	822	2.2	13.5	0.17
側壁①	29	787	2.2	13.5	0.17
側壁②	29	787	2.2	13.5	0.17
隔壁①	6	396	1.9	13.5	0.14
隔壁②	5	381	1.8	13.5	0.14
隔壁③	2	483	1.8	13.5	0.14
隔壁④	0	483	1.6	13.5	0.12
隔壁⑤	2	483	1.8	13.5	0.14

表 5.7.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	45	-48	72.4	294	0.25
フーチング	-3	-218	36.9	294	0.13
前壁	1	-78	25.5	294	0.09
後壁	5	-98	33.7	294	0.12
側壁①	-2	-63	31.4	294	0.11
側壁②	-2	-63	31.4	294	0.11
隔壁①	0	-38	30.6	294	0.11
隔壁②	0	-57	44.8	294	0.16
隔壁③	0	-63	50.3	294	0.18
隔壁④	0	-13	5.6	294	0.02
隔壁⑤	0	-12	5.1	294	0.02
隔壁⑥	0	-13	5.6	294	0.02

表 5.7.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M <sub>max</sub> (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	77	-47	72.0	294	0.25
前壁	0	-122	41.1	294	0.14
後壁	6	-147	49.0	294	0.17
側壁①	2	-50	18.1	294	0.07
側壁②	2	-50	18.1	294	0.07
隔壁①	0	-95	58.7	294	0.20
隔壁②	0	-95	58.8	294	0.20
隔壁③	0	-28	17.9	294	0.07
隔壁④	0	-33	20.3	294	0.07
隔壁⑤	0	-28	17.9	294	0.07

表 5.7.2-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.10	0.67	0.16
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	24	0.07	0.67	0.11
後壁	40	0.10	0.67	0.15
側壁①	25	0.06	0.67	0.09
側壁②	25	0.06	0.67	0.09
隔壁①	2	0.02	0.67	0.03
隔壁②	5	0.05	0.67	0.07
隔壁③	5	0.04	0.67	0.07
隔壁④	2	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.04

表 5.7.2-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	77	0.17	0.67	0.26
前壁	36	0.09	0.67	0.14
後壁	37	0.09	0.67	0.14
側壁①	26	0.07	0.67	0.10
側壁②	26	0.07	0.67	0.10
隔壁①	8	0.07	0.67	0.11
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.05
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	3	0.03	0.67	0.05

表 5.7.2-4(1) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 (面内) $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	122	0.20	1.51	0.14
フーチング	128	0.13	1.51	0.09
前壁	53	0.11	1.84	0.06
後壁	147	0.29	1.93	0.16
側壁①	199	0.40	1.80	0.23
側壁②	199	0.40	1.80	0.23
隔壁①	40	0.16	1.85	0.09
隔壁②	63	0.25	1.89	0.14
隔壁③	69	0.27	1.89	0.15
隔壁④	105	0.42	1.82	0.23
隔壁⑤	102	0.41	1.82	0.23
隔壁⑥	105	0.42	1.82	0.23

表 5.7.2-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 (面内) $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	162	0.27	1.51	0.18
前壁	135	0.27	2.09	0.13
後壁	152	0.30	2.15	0.15
側壁①	251	0.50	2.00	0.26
側壁②	251	0.50	2.00	0.26
隔壁①	106	0.42	2.11	0.21
隔壁②	110	0.44	2.06	0.22
隔壁③	148	0.59	2.02	0.30
隔壁④	149	0.60	2.01	0.30
隔壁⑤	148	0.59	2.02	0.30

(2) ③-③断面

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象位置図を図5.7.2-2に示す。

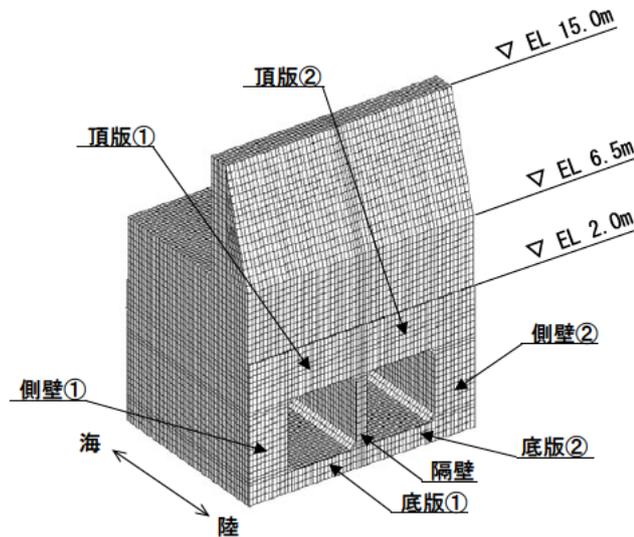


図 5.7.2-2 評価対象位置図 (③-③断面)

a. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、ケーソンのコンクリートの圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表5.7.2-5に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表5.7.2-6に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表5.7.2-7及び表5.7.2-8に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	圧縮強度 $f'_{ak}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/f'_{ak}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	-2.0	13.5	0.15
底版②	-2.0	13.5	0.15
側壁①	-3.4	13.5	0.26
側壁②	-3.4	13.5	0.26
隔壁	-4.6	13.5	0.34
頂版①	-1.4	13.5	0.11
頂版②	-1.4	13.5	0.11

表 5.7.2-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.47	1.91	0.25
底版②	0.47	1.91	0.25
側壁①	0.57	1.91	0.30
側壁②	0.57	1.91	0.30
隔壁	1.13	1.91	0.60
頂版①	0.67	1.91	0.35
頂版②	0.67	1.91	0.35

表 5.7.2-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	せん断強度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{al}$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.34	0.67	0.51
底版②	0.34	0.67	0.51
側壁①	0.43	0.67	0.65
側壁②	0.43	0.67	0.65
隔壁	0.00	0.67	0.00
頂版①	0.61	0.67	0.91
頂版②	0.61	0.67	0.91

表 5.7.2-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	せん断強度 $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.33	1.51	0.22
底版②	0.33	1.51	0.22
側壁①	0.55	1.51	0.37
側壁②	0.55	1.51	0.37
隔壁	0.56	1.51	0.38
頂版①	0.24	1.51	0.16
頂版②	0.24	1.51	0.16

(参考資料1) 発生応力度の平均化について

1. はじめに

防波壁（波返重力擁壁）は、弱軸方向断面である法線直交方向断面を評価断面として、強度評価をしており、施設のうちケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により強度評価を行っている。

強度評価の結果、③-③断面の放水路ケーソンの評価において発生する応力度が許容限界を上回る要素が存在し、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「土木学会マニュアル」に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

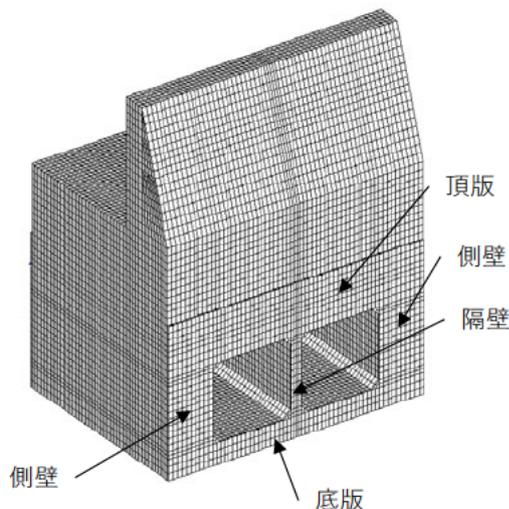


図2-1 評価対象部材位置図

3. 許容限界を超える部材

③-③断面の放水路ケーソンについて、津波時及び重畳時に対する強度評価の結果、発生する応力度が許容限界を上回る要素が一部存在する。発生するせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 津波時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値  
（③-③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
底版①	1.17	0.67	1.76
底版②	1.17	0.67	1.76
隔壁	0.93	0.67	1.39

表 3-2 重畳時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値  
（③-③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
底版①	0.87	0.67	1.31
底版②	0.87	0.67	1.31
隔壁	0.75	0.67	1.12

#### 4. 応力度の平均化の考え方

##### 4.1 平均化範囲及び位置

要素分割について、「2. ③-③断面のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いと記載されていることから、応力度の平均化の範囲は、部材厚の1.0倍以内で実施することとする。

応力度の平均化は、評価対象部材のうち最大応力度が発生している要素を対象とし、当該要素と隣接する要素について平均化を実施する。

##### 4.2 平均化の考え方

応力度の平均化は、許容限界を超えている当該要素に隣接する要素を対象と行う。平均化した応力度は、当該要素の発生応力度と隣接する要素の発生応力度に対し、各要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に平均化の概要図を示す。

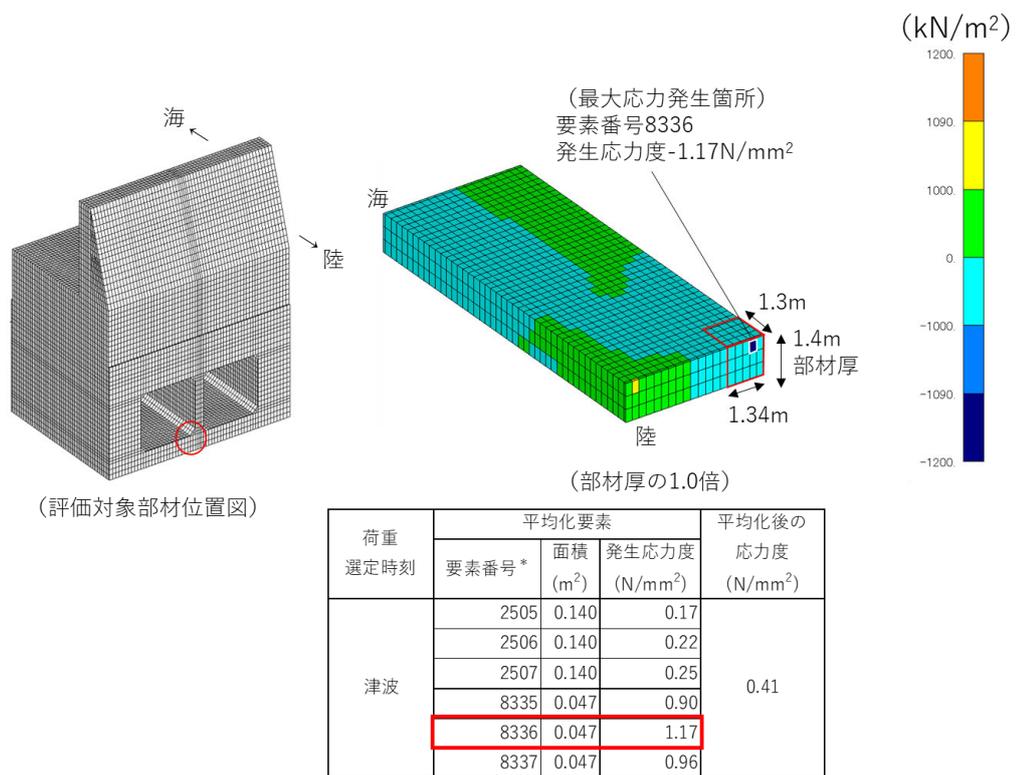


図4-1 応力度平均化の概念図（せん断応力度（面外））

5. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 5-1 及び表 5-2 に、平均化の概要図を図 5-1 に示す。この結果から、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 5-1 津波時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値*
底版①	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
底版②	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
隔壁	12	0.00 (0.93)	0.67	0.00 (1.39)

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 5-2 重畳時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値*
底版①	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
底版②	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
隔壁	12	0.00 (0.75)	0.67	0.00 (1.12)

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

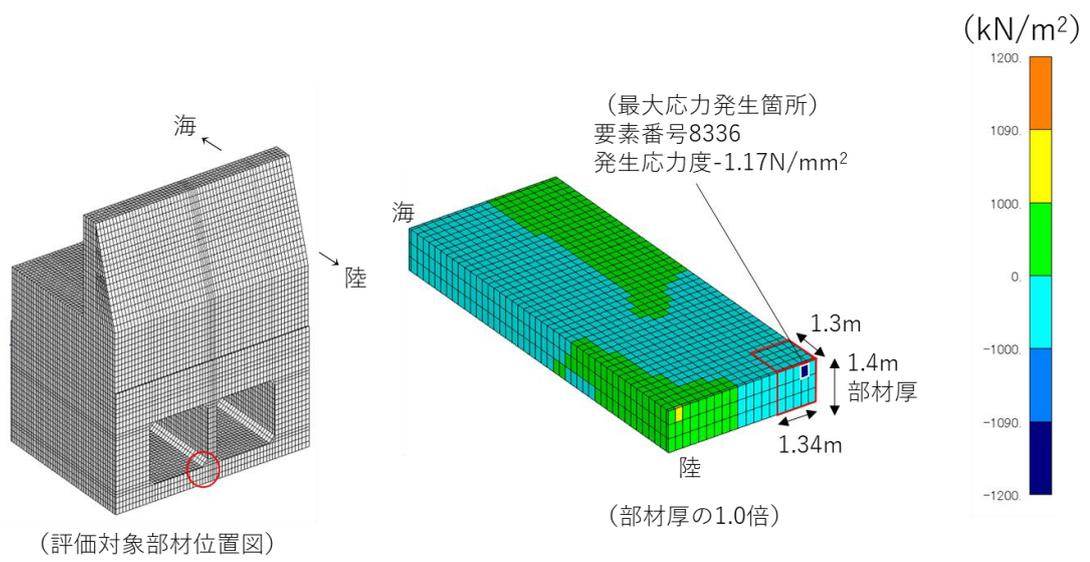


図 5-1 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 底版①)  
 (底版②は底版①と分布状況が左右対称で同様であるため省略)

## (参考資料2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価

### 1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）は、津波時において、津波水位 EL 12.6m の位置に漂流物が衝突するときの評価を実施しているが、津波水位より低い位置で漂流物が防波壁（波返重力擁壁）に衝突することが想定されるため、ケーソンに漂流物が衝突した場合においても、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

### 2. 評価内容

ケーソンの3次元構造解析の評価については、漂流物衝突荷重の衝突位置以外は「5.3次元構造解析」と同様とする。

衝突荷重は「3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様、「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定するが、③-③断面は厚さ 0.7m の隔壁を有しているため、「局所的な漂流物衝突荷重」も設定した。

漂流物衝突荷重の衝突位置は、ケーソンの前壁の評価結果が最も厳しくなると想定されるケーソン中央付近に作用させる。

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は、④-④断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置しているため、漂流物対策工による荷重分散を考慮し、高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重をケーソンに作用させる。②-②断面及び③-③断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置していないため、荷重分散は考慮しない。なお、③-③断面はケーソンの幅 17m のうち開口部を除く  で荷重を負担するケース（ケース1）と、隔壁のみに衝突するケース（ケース2）の2ケース実施する。ケーソンに作用する衝突荷重作用図を図 2-1 に、評価対象構造物に対する設計用衝突荷重を表 2-1 に、衝突荷重を表 2-2 に、3次元構造解析の荷重作用のイメージを図 2-2 に示す。

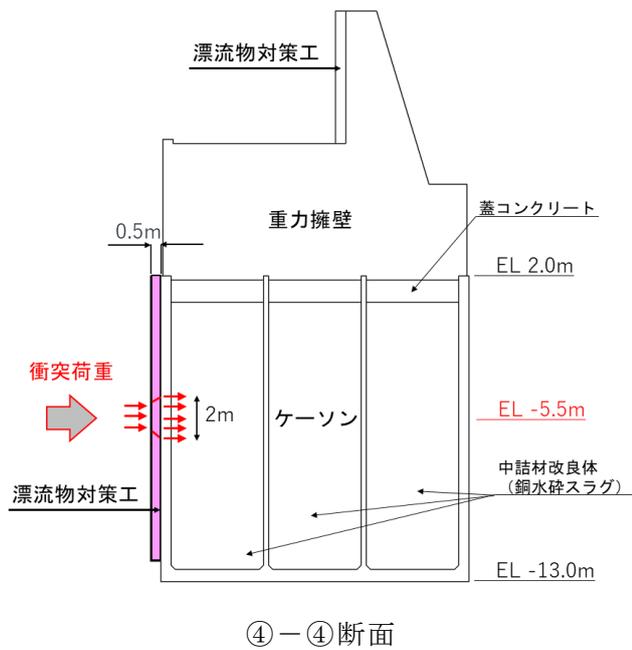
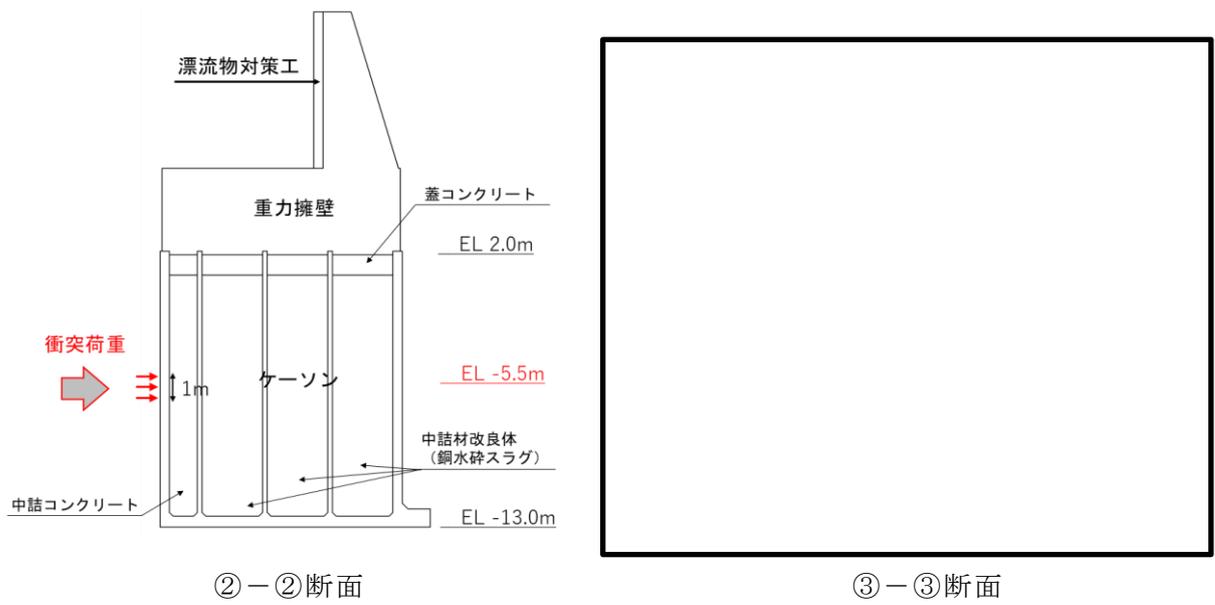


図 2-1 ケーソンに作用する衝突荷重作用図

表 2-1 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「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

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)

表 2-2 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面 (ケース 1)	③-③断面 (ケース 2)	④-④断面
ブロック延長 (m)	19.90	17.00	0.70	18.95
衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	360* <sup>1</sup>	1,030* <sup>2</sup>	1,720* <sup>3</sup>	185* <sup>4</sup>

注記\*1：按分した衝突荷重

\*2：ケーソンの幅 17m のうち開口部を除く  で荷重を負担した衝突荷重

 ÷ 1,030kN/m<sup>2</sup>)

\*3：ケーソンの隔壁 0.7m で荷重を負担した衝突荷重

(1,200kN ÷ 0.7m<sup>2</sup> ≒ 1,720kN/m<sup>2</sup>)

\*4：荷重分散を考慮した衝突荷重 (7,008kN(按分) ÷ 37.9m<sup>2</sup> ≒ 185kN/m<sup>2</sup>)

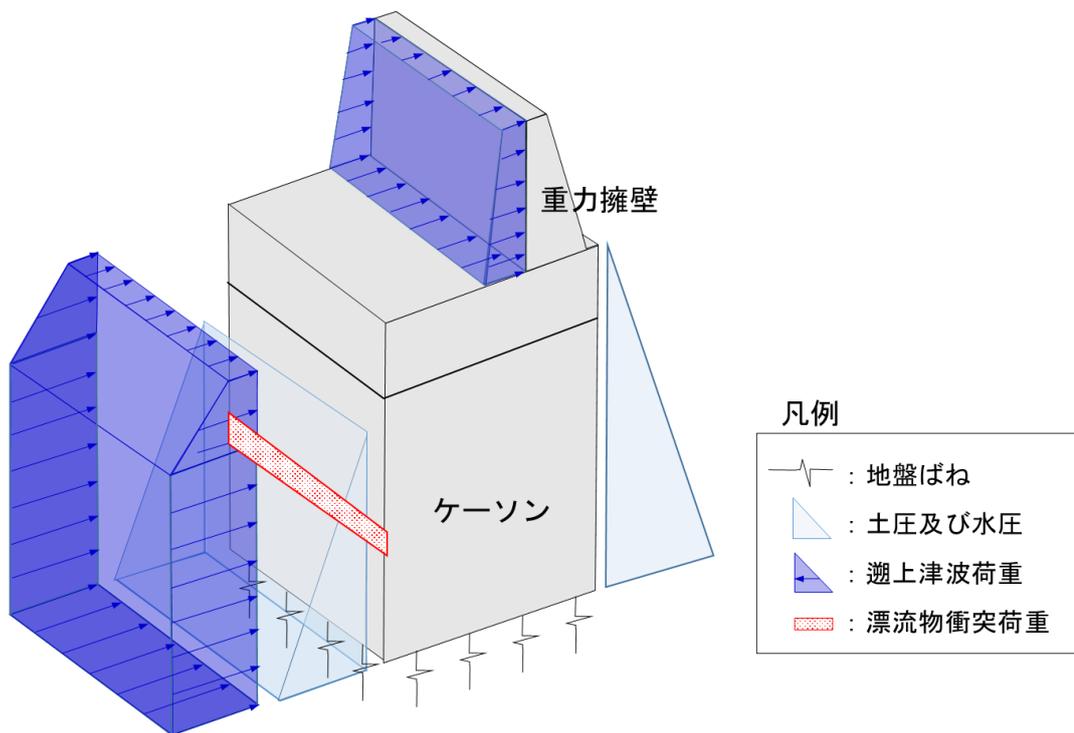


図 2-2(1) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (②-②断面及び④-④断面)



図 2-2(2) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (③-③断面：ケース1)

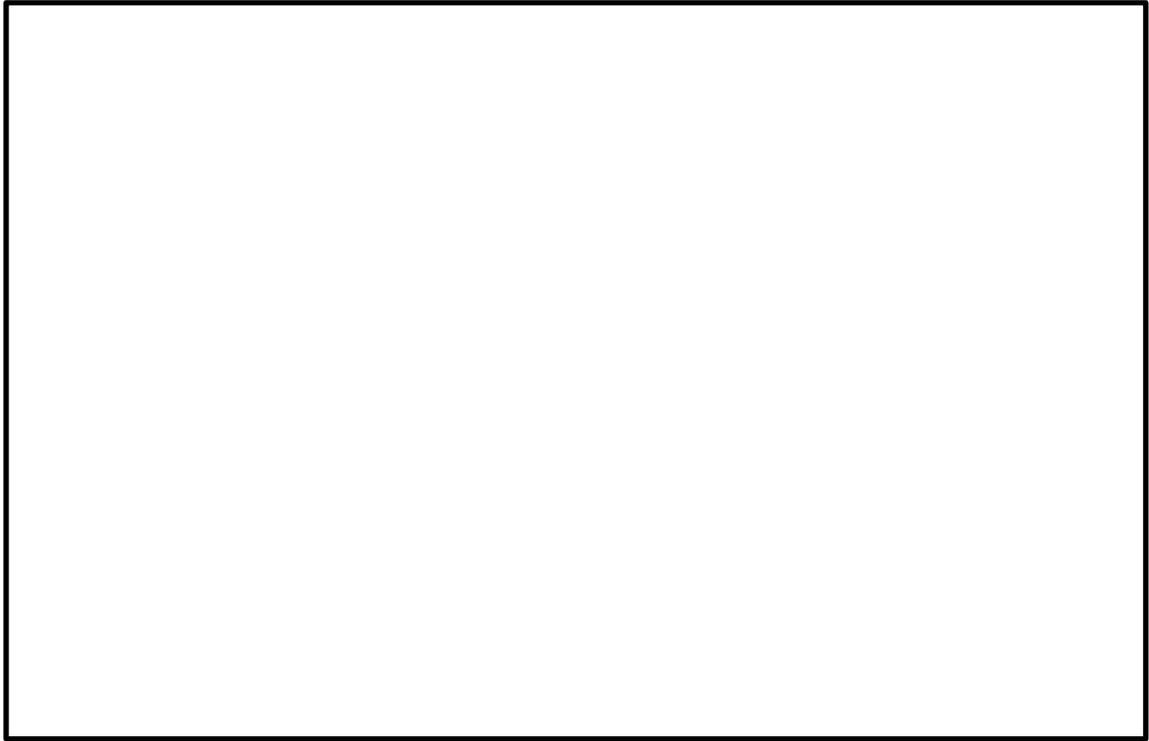


図 2-2(3) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (③-③断面：ケース2)

### 3. 評価結果

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

##### a. 評価対象位置

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象位置図を図3-1に示す。

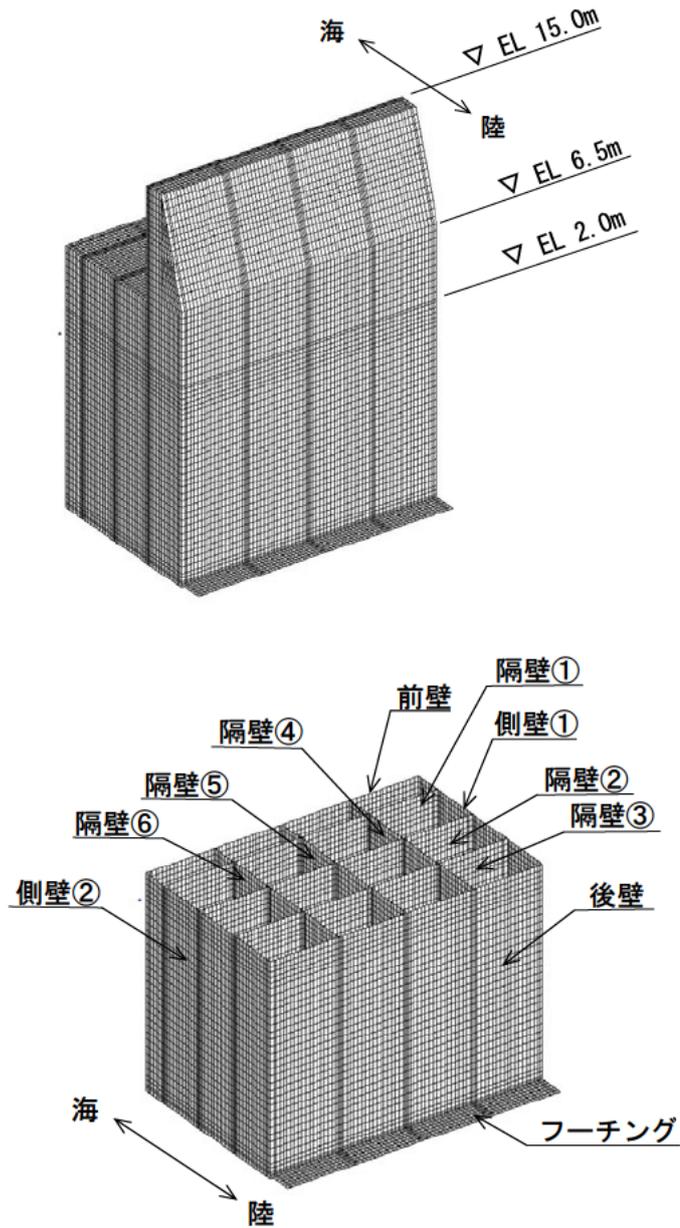


図3-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

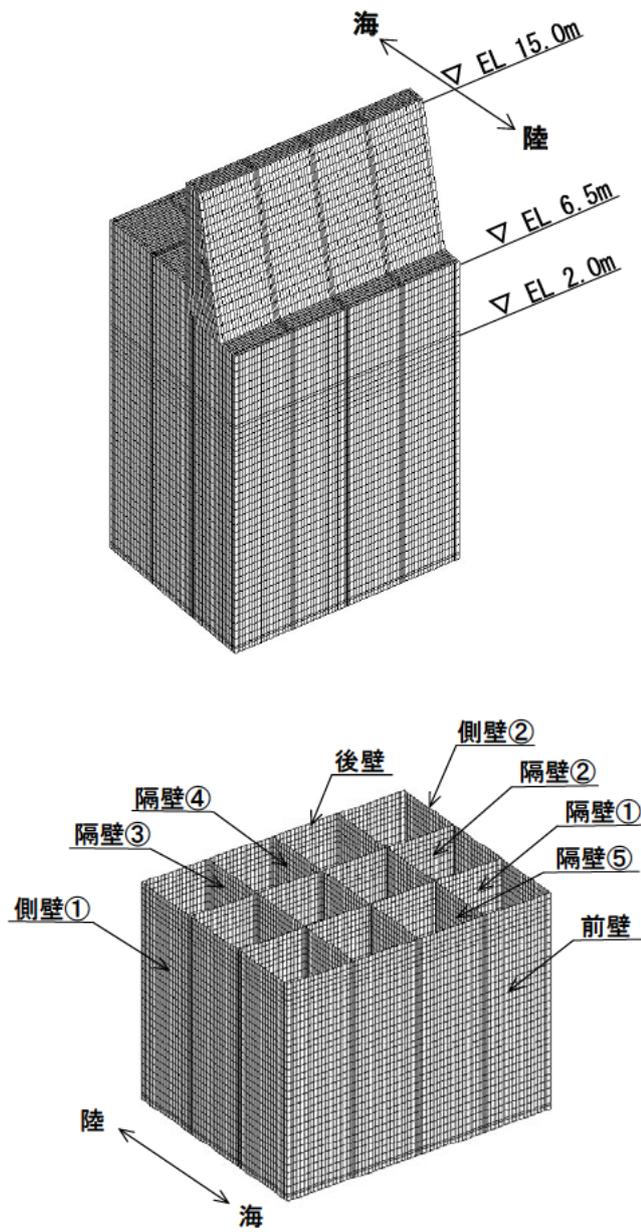


図 3-1(2) 評価対象位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 3-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 3-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 3-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	41	-45	0.9	13.5	0.07
フーチング	38	-78	0.2	13.5	0.02
前壁	-7	3	0.3	13.5	0.03
後壁	8	462	1.1	13.5	0.09
側壁①	14	401	1.1	13.5	0.09
側壁②	14	401	1.1	13.5	0.09
隔壁①	1	-27	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	155	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	227	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	272	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	277	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	0	272	1.0	13.5	0.08

表 3-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	37	-36	0.5	13.5	0.05
前壁	18	107	0.6	13.5	0.05
後壁	1	440	0.9	13.5	0.07
側壁①	13	336	0.9	13.5	0.07
側壁②	13	336	0.9	13.5	0.07
隔壁①	0	188	0.7	13.5	0.05
隔壁②	1	206	0.8	13.5	0.06
隔壁③	0	237	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	244	0.8	13.5	0.06
隔壁⑤	0	237	0.8	13.5	0.06

表 3-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	41	-45	67.4	294	0.23
フーチング	39	-81	30.1	294	0.11
前壁	1	-59	24.7	294	0.09
後壁	5	-102	35.4	294	0.13
側壁①	1	-44	17.9	294	0.07
側壁②	1	-44	17.9	294	0.07
隔壁①	0	-42	34.4	294	0.12
隔壁②	0	-57	47.4	294	0.17
隔壁③	0	-68	54.0	294	0.19
隔壁④	0	-2	1.4	294	0.01
隔壁⑤	0	-1	0.5	294	0.01
隔壁⑥	0	-2	1.4	294	0.01

表 3-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	37	-39	37.9	294	0.13
前壁	10	-109	44.7	294	0.16
後壁	7	-117	41.6	294	0.15
側壁①	7	52	0.8	294	0.01
側壁②	7	52	0.8	294	0.01
隔壁①	0	-71	44.5	294	0.16
隔壁②	0	-75	46.3	294	0.16
隔壁③	0	35	0.0	294	0.00
隔壁④	0	36	0.0	294	0.00
隔壁⑤	0	35	0.0	294	0.00

表 3-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	43	0.10	0.67	0.15
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	15	0.04	0.67	0.07
後壁	38	0.10	0.67	0.16
側壁①	22	0.05	0.67	0.08
側壁②	22	0.05	0.67	0.08
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	4	0.03	0.67	0.06
隔壁③	3	0.02	0.67	0.04
隔壁④	2	0.02	0.67	0.03
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.03

表 3-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	41	0.09	0.67	0.14
前壁	36	0.08	0.67	0.13
後壁	21	0.05	0.67	0.08
側壁①	16	0.04	0.67	0.07
側壁②	16	0.04	0.67	0.07
隔壁①	1	0.01	0.67	0.02
隔壁②	2	0.01	0.67	0.03
隔壁③	2	0.02	0.67	0.03
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.03

表 3-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	29	0.05	1.51	0.04
フーチング	108	0.11	1.51	0.08
前壁	11	0.02	1.51	0.02
後壁	133	0.27	1.80	0.15
側壁①	90	0.18	1.57	0.12
側壁②	90	0.18	1.57	0.12
隔壁①	21	0.08	1.63	0.06
隔壁②	50	0.20	1.77	0.12
隔壁③	68	0.27	1.88	0.15
隔壁④	42	0.17	1.62	0.11
隔壁⑤	44	0.17	1.64	0.11
隔壁⑥	42	0.17	1.62	0.11

表 3-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	65	0.11	1.51	0.08
前壁	46	0.09	1.64	0.06
後壁	72	0.14	1.79	0.09
側壁①	49	0.10	1.81	0.06
側壁②	49	0.10	1.81	0.06
隔壁①	60	0.24	1.82	0.14
隔壁②	70	0.28	1.83	0.16
隔壁③	47	0.19	1.67	0.12
隔壁④	46	0.18	1.67	0.11
隔壁⑤	47	0.19	1.67	0.12

(2) ③-③断面

a. 評価対象位置

3次元構造解析における放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象位置図を図3-2に示す。

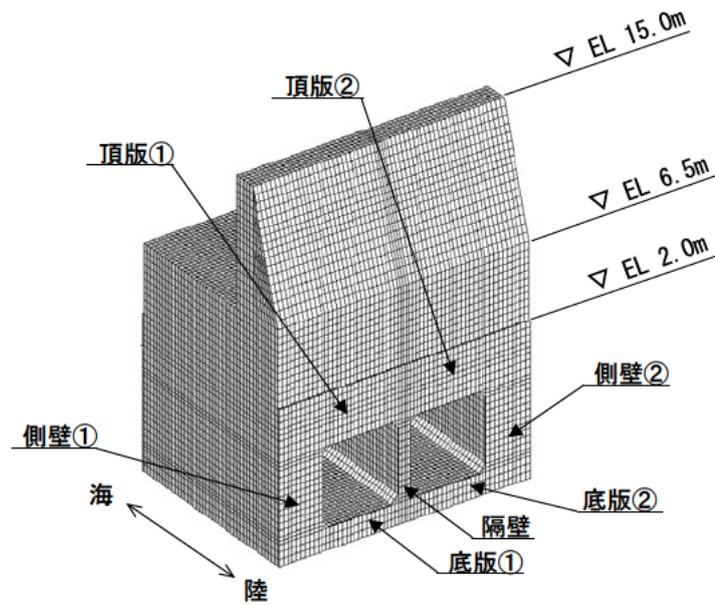


図3-2 評価対象位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度に対する照査を行った。

ケース1及びケース2について、コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表3-5に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表3-6に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表3-7に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表3-8に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 3-5(1) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	圧縮強度 (許容限界) $f'_{ak}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/f'_{ak}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	-1.7	13.5	0.13
底版②	-1.7	13.5	0.13
側壁①	-2.5	13.5	0.19
側壁②	-2.5	13.5	0.19
隔壁	-3.4	13.5	0.26
頂版①	-1.0	13.5	0.08
頂版②	-1.0	13.5	0.08

表 3-5(2) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	圧縮強度 (許容限界) $f'_{ak}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/f'_{ak}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	-1.6	13.5	0.12
底版②	-1.6	13.5	0.12
側壁①	-2.4	13.5	0.18
側壁②	-2.4	13.5	0.18
隔壁	-3.2	13.5	0.24
頂版①	-1.0	13.5	0.08
頂版②	-1.0	13.5	0.08

表 3-6(1) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	引張強度 (許容限界) $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.54	1.91	0.29
底版②	0.54	1.91	0.29
側壁①	0.45	1.91	0.24
側壁②	0.45	1.91	0.24
隔壁	0.86	1.91	0.46
頂版①	0.48	1.91	0.26
頂版②	0.48	1.91	0.26

表 3-6(2) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	引張強度 (許容限界) $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.57	1.91	0.31
底版②	0.57	1.91	0.31
側壁①	0.35	1.91	0.19
側壁②	0.35	1.91	0.19
隔壁	0.73	1.91	0.39
頂版①	0.49	1.91	0.26
頂版②	0.49	1.91	0.26

表 3-7(1) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値  
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	せん断強度 （許容限界） $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
底版②	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.59	0.67	0.88
頂版①	0.41	0.67	0.62
頂版②	0.41	0.67	0.62

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-7(2) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値  
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	せん断強度 （許容限界） $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
底版②	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.56	0.67	0.84
頂版①	0.42	0.67	0.63
頂版②	0.42	0.67	0.63

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-8(1) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値  
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	せん断強度 （許容限界） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.38	1.51	0.26
底版②	0.38	1.51	0.26
側壁①	0.42	1.51	0.28
側壁②	0.42	1.51	0.28
隔壁	0.46	1.51	0.31
頂版①	0.09	1.51	0.06
頂版②	0.09	1.51	0.06

表 3-8(2) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値  
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	せん断強度 （許容限界） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.35	1.51	0.24
底版②	0.35	1.51	0.24
側壁①	0.35	1.51	0.24
側壁②	0.35	1.51	0.24
隔壁	0.50	1.51	0.34
頂版①	0.10	1.51	0.07
頂版②	0.10	1.51	0.07

## 1. 概要

重畳時は、津波と余震が同時に防波壁（波返重力擁壁）に作用する事象である。そのため、重畳時に発生する応力値は、「4.1.2 重畳時」に示す解析方法のとおり、余震作用時と津波作用時においてそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせたうえで、重複している常時応力解析による応力値を差し引いて算定している。（以下「基本ケース」という。）

一方で、重畳時の現象を踏まえると、津波が作用する前に余震が作用し始めていることから、津波が作用する時点で余震に伴う地盤のひずみが既に発生しており、地盤の非線形性から地盤剛性が低下していることが想定される。

そこで本資料では、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波が作用することを想定した解析（以下「ステップ解析」という。）による影響検討を実施する。

## 2. 評価内容

評価対象断面については、重畳時において実施している②－②断面、③－③断面及び④－④断面のうち、「4.3.2 重畳時」に示すとおり、基本ケースにおいて重力擁壁の照査値が最も大きい②－②断面を選定する。

解析方法については、解析ステップ以外は「4.1.2 重畳時」と同様とする。

解析ステップは、初めに余震作用時の地震応答解析を実施し、余震に伴う最大応力発生時の応力状態を初期状態として津波作用時の応答解析を実施する。これにより、「4.1.2 重畳時」と同様に、余震に伴う最大応力発生時に津波が同時作用するとともに、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波を作用させることができる。

## 3. 評価結果

照査値が最大となる重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査値を表3-1に示す。

重力擁壁のコンクリートのせん断破壊の照査（②－②断面）において、基本ケースに対してステップ解析の照査値が変わらないことを確認した。

表 3-1 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値  
(②-②断面)

解析ケース	発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
基本ケース 「4.3.2 重畳時」 にて評価済み	610	0.16	0.64	0.25
ステップ解析	604	0.16	0.64	0.25

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明

目 次

1. 概要及び評価方針	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	6
1.3 止水目地の変位量における許容限界の設定	11
2. 評価方法及び評価結果	13
2.1 止水目地（ゴムジョイント）	13
2.1.1 止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価	13
2.1.2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験	13
2.1.3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験	19
2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験	24
2.2 止水目地（シートジョイント）	27
2.2.1 止水目地（シートジョイント）の変形量評価	27
2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験	27
2.2.3 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験	34
2.2.4 止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認	36
2.2.5 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認	41
2.2.6 止水目地（シートジョイント）の耐候性試験	43

（参考資料1）異種構造境界部，隅角部及び屈折部の相対変位量について

（参考資料2）アンカーボルトの許容限界について

## 1. 概要及び評価方針

### 1.1 概要

防波壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水目地を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水目地が地震時、津波時及び重畳時において構造物間の変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験等により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

止水目地は、防波壁の構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）を使い分ける。

止水目地は防波壁の地震応答解析による変位に応じ、防波壁（逆T擁壁）の一部に止水目地（ゴムジョイント）を設置し、その他の範囲においては止水目地（シートジョイント）を設置する。

止水目地の設置箇所を図1.1-1に、止水目地の詳細図を図1.1-2に、止水目地の種類ごとの設置箇所を表1.1-1に示す。

防波壁の構造物間に生じる相対変位量については、「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」及び「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」に示す。

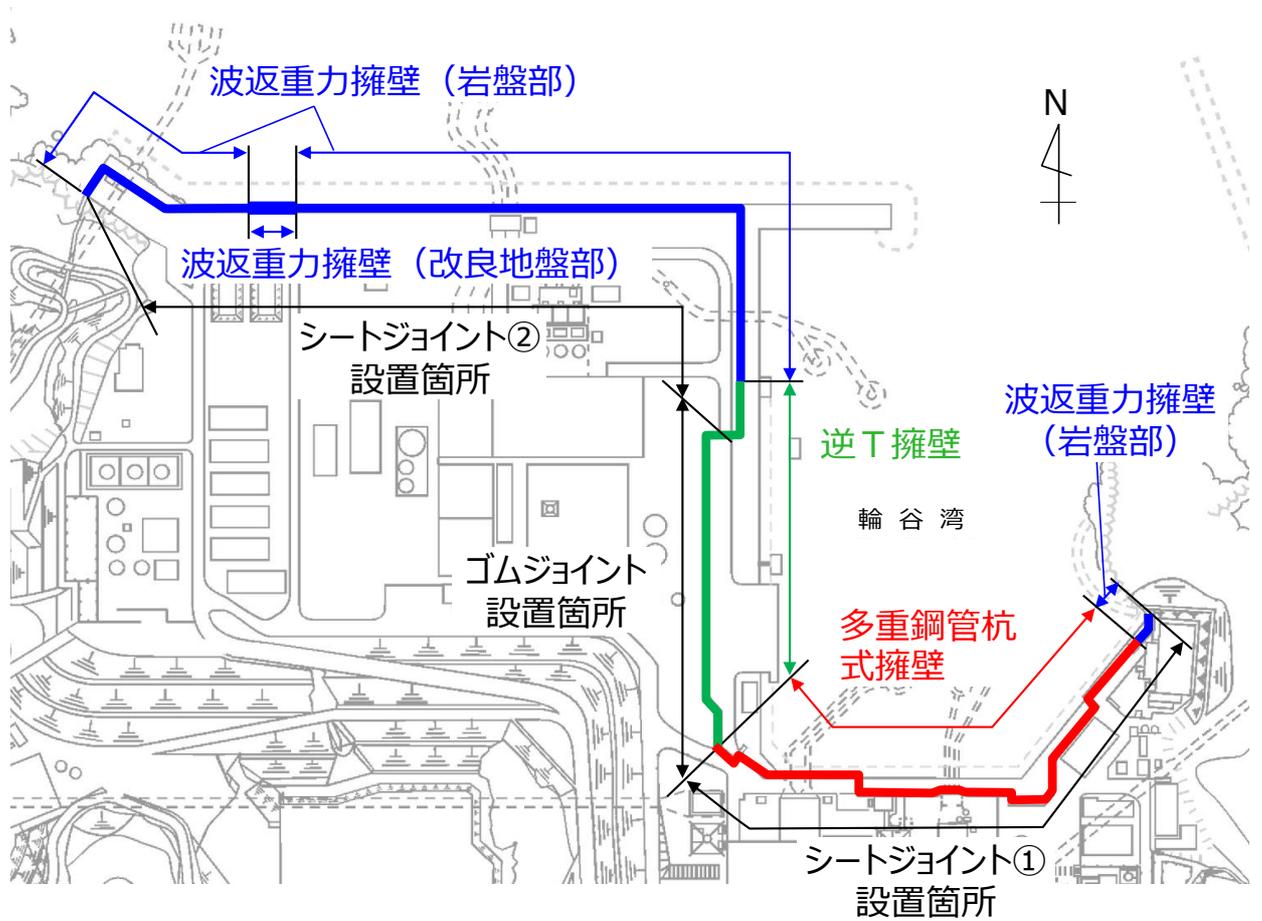


図 1.1-1(1) 止水目地設置箇所

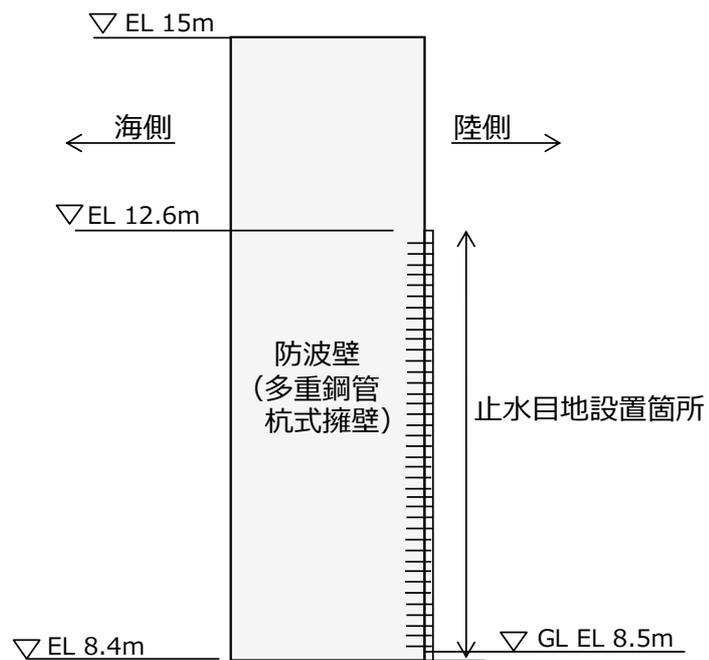


図 1.1-1(2) 止水目地設置箇所 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

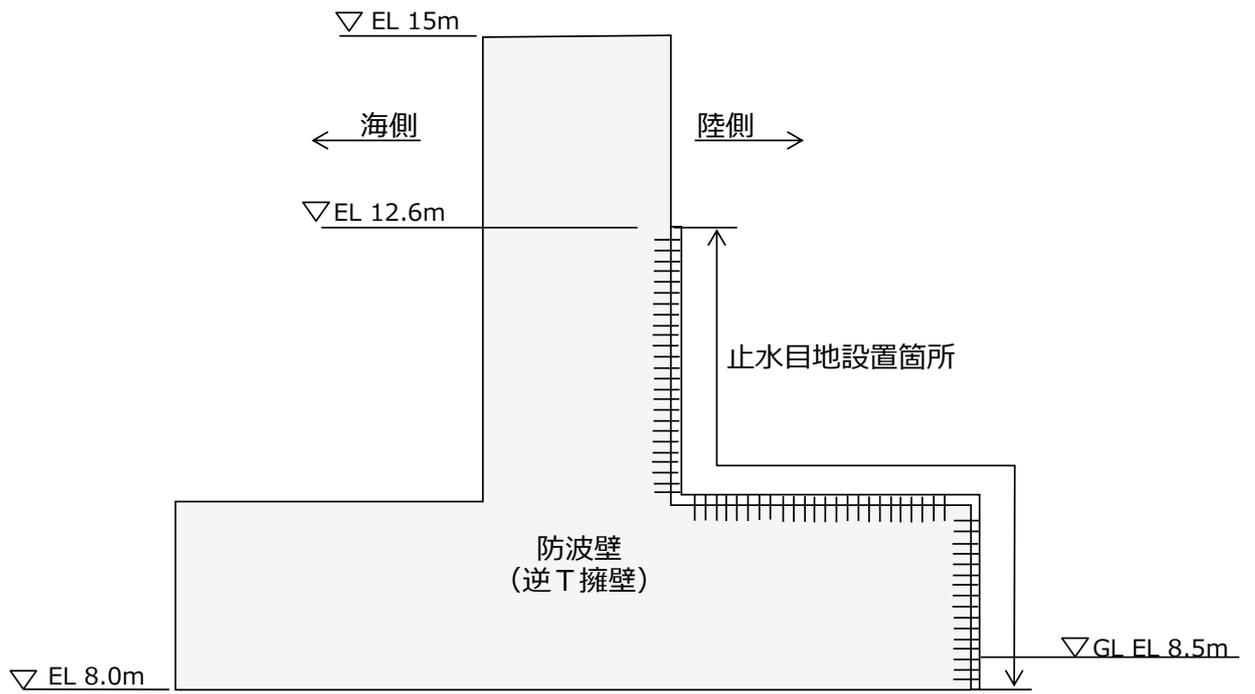


図 1.1-1(3) 止水目地設置箇所 (防波壁 (逆T擁壁))

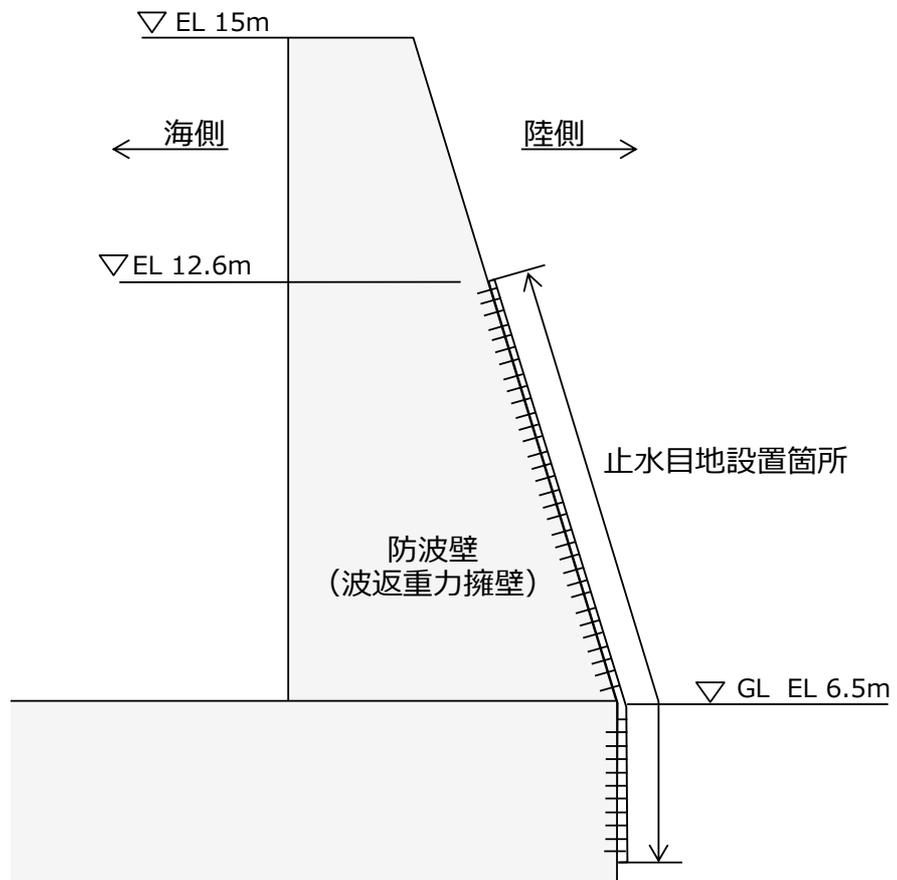


図 1.1-1(4) 止水目地設置箇所 (防波壁 (波返重力擁壁))

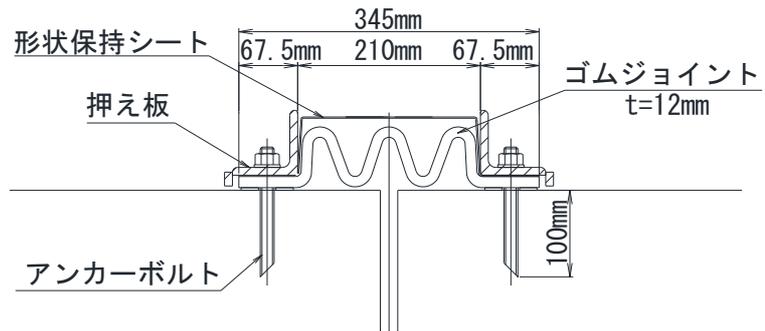


図 1.1-2(1) 止水目地 (ゴムジョイント) 詳細図

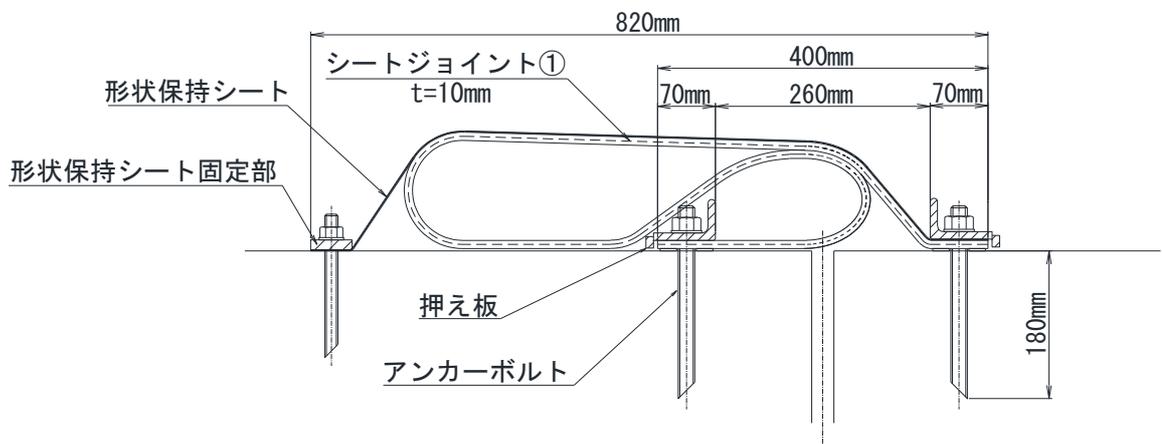


図 1.1-2(2) 止水目地 (シートジョイント①) 詳細図

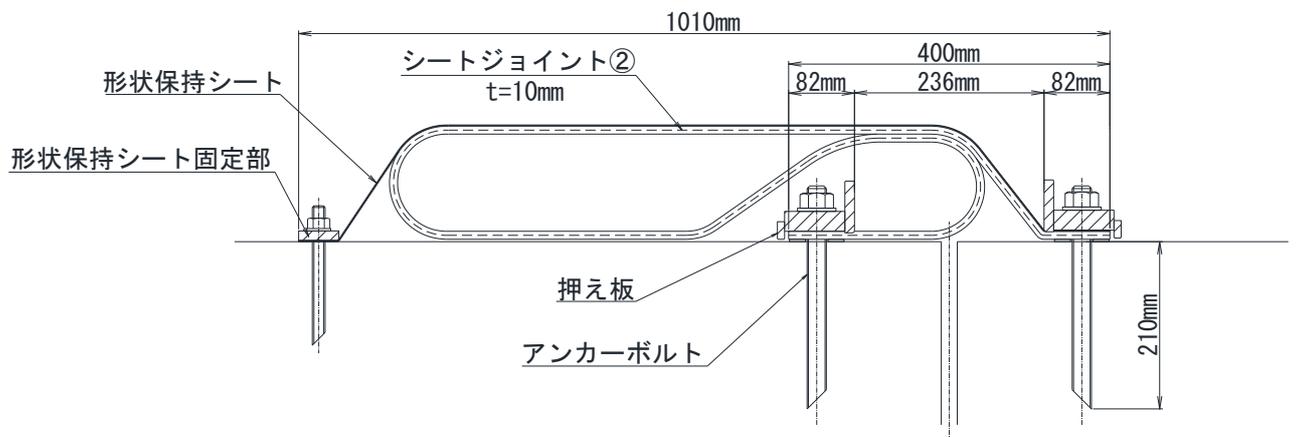


図 1.1-2(3) 止水目地 (シートジョイント②) 詳細図

表 1.1-1 止水目地設置箇所一覧

止水目地の種類	止水目地の仕様	設置箇所
ゴムジョイント	厚み：12mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（逆T擁壁）
シートジョイント①	シート全長：1720mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）
シートジョイント②	シート全長：2100mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（逆T擁壁）
		防波壁（波返重力擁壁）

## 1.2 評価方針

止水目地の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時における変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、津波時及び重畳時における波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること、及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認する。さらに、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

防波壁の相対変位について、止水目地の性能確認試験等においては、法線直交方向の相対変位については「ずれ」、法線方向の相対変位については「目開き」、深度方向の相対変位は「段差」として表記する。変位方向のイメージを図 1.2-1 に示す。

止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）の評価フローを図 1.2-2 及び図 1.2-3 に、止水目地の確認項目及び評価方法を表 1.2-1 及び表 1.2-2 に示す。

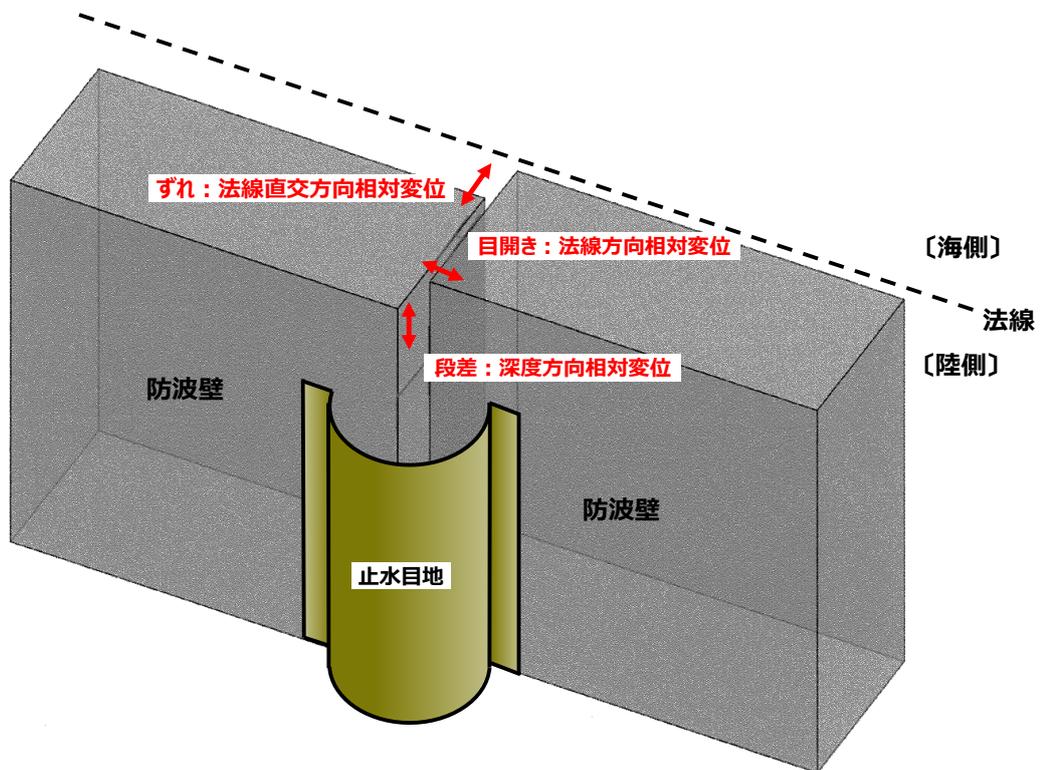


図 1.2-1 止水目地の変位方向のイメージ図

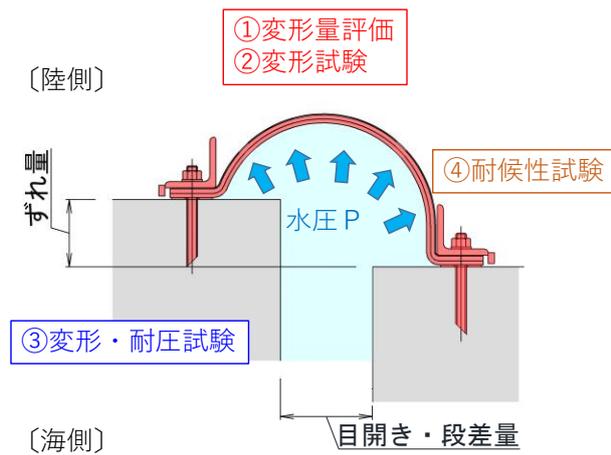
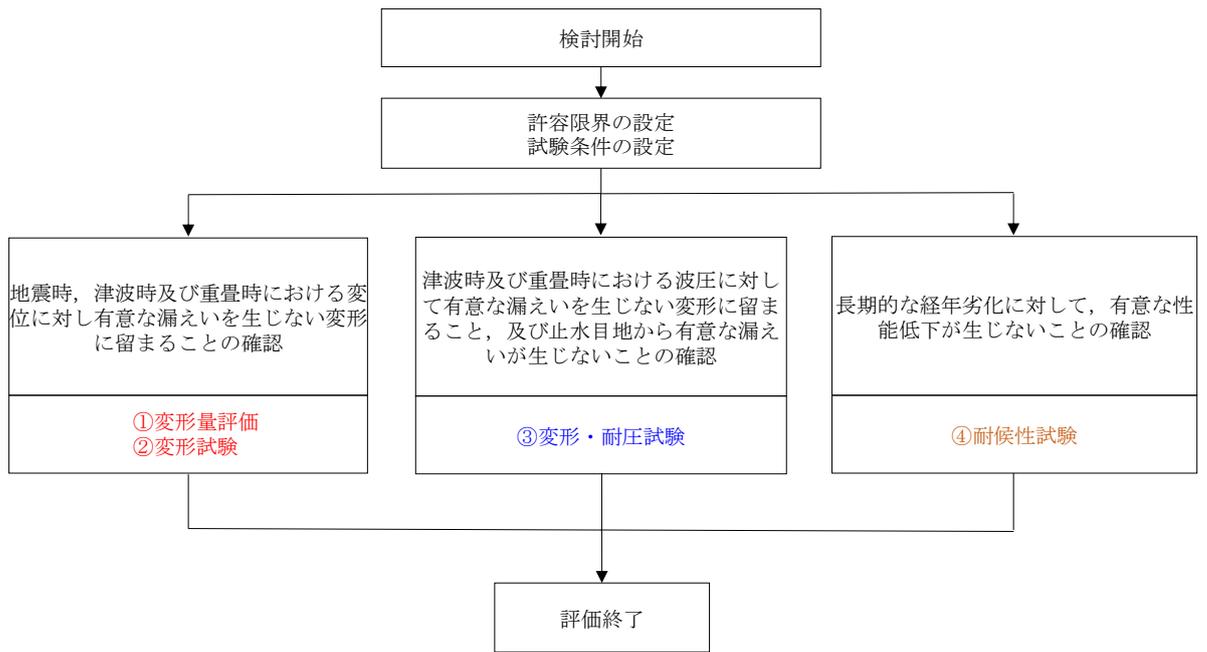


図 1.2-2 止水目地（ゴムジョイント）の評価フロー

表 1.2-1 止水目地（ゴムジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（ゴムジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 <sup>*2</sup>
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	<b>【変形量評価】</b> ・地震時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup> <b>【変形試験】</b> ・最大変位となる地震時の変形量を上回る変位を考慮した変形試験を実施し、破損がないことを確認	<b>【変形量評価】</b> ・津波時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	— (検討対象外)
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— (地震時は要求されないため対象外)	<b>【変形・耐圧試験】</b> ・津波波圧を負荷するのと同様に、津波時の変形量を上回る変位を考慮した変形・耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 ・試験時に取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	— (検討対象外)
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	<b>【耐候性試験】</b> ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記\*1：「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」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」において確認する。

\*2：止水目地（ゴムジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以上の高さに設置するため、重畳時の検討は実施しない。

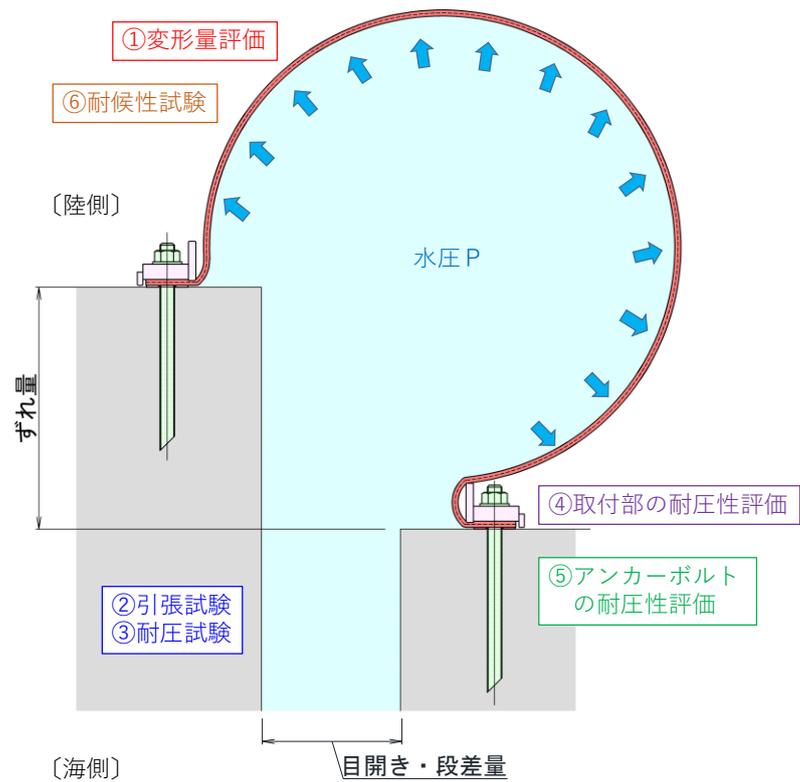
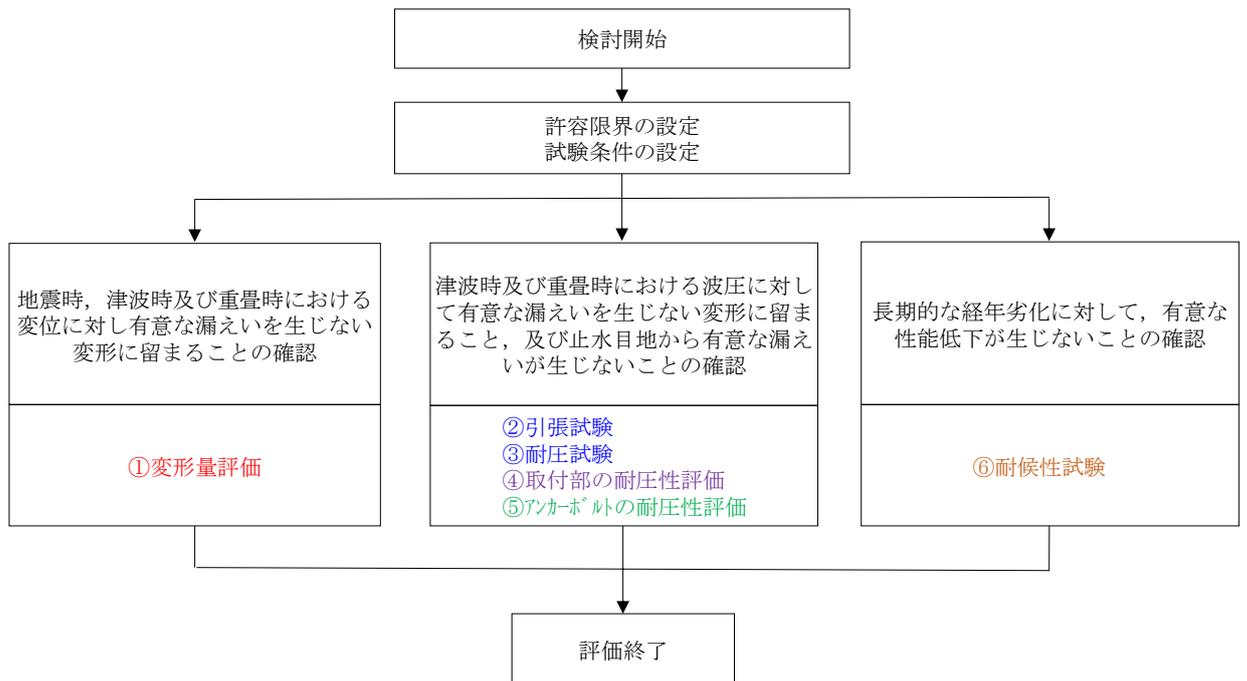


図 1.2-3 止水目地（シートジョイント）の評価フロー

表 1.2-2 止水目地（シートジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（シートジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 <sup>*2</sup>
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	<b>【変形量評価】</b> ・地震時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	<b>【変形量評価】</b> ・津波時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	<b>【変形量評価】</b> ・重畳時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— （地震時は要求されないため対象外）	<b>【引張試験】</b> ・シートジョイントの引張強度が、津波時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 <b>【耐圧試験】</b> ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 <b>【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】</b> ・津波波圧に対する取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	<b>【引張試験】</b> ・シートジョイントの引張強度が、重畳時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 <b>【耐圧試験】</b> ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 <b>【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】</b> ・津波波圧による取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	<b>【耐候性試験】</b> ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記\*1：「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」及び「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」において確認する。

\*2：止水目地（シートジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以下の高さに設置する箇所があるため、重畳時の検討を実施する。

### 1.3 止水目地の変位量における許容限界の設定

止水目地は、地震時、津波時及び重畳時における防波壁の変位に対して有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、止水目地（ゴムジョイント）又は止水目地（シートジョイント）の長さに必要な余裕を確保する。表 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界、図 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界概念図を示す。

表 1.3-1 止水目地の変位量の許容限界

止水目地	設置箇所	許容限界
ゴムジョイント	防波壁（逆 T 擁壁）	許容変位 449mm
シートジョイント①	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	許容変位 1580mm
シートジョイント②	防波壁（波返重力擁壁）	許容変位 1936mm
	防波壁（逆 T 擁壁）	

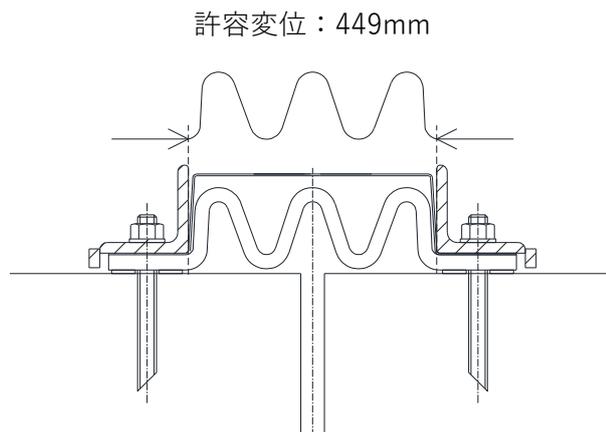


図 1.3-1(1) 止水目地（ゴムジョイント）の変位量の許容限界概念図

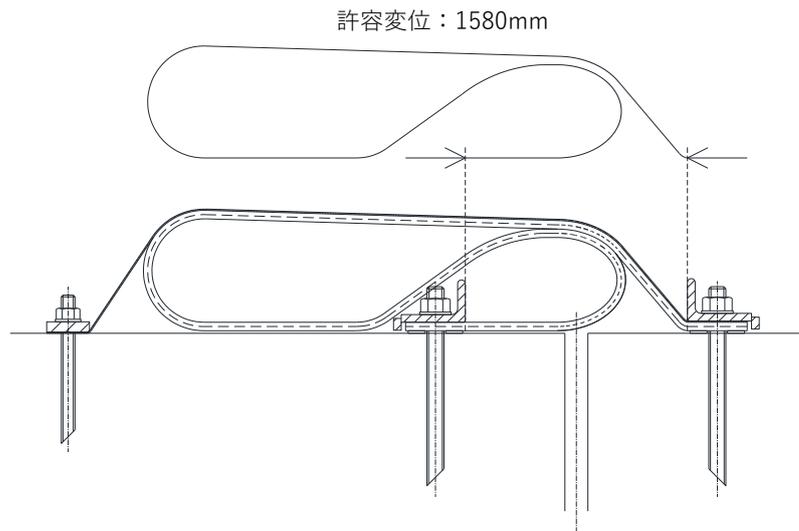


図 1.3-1(2) 止水目地（シートジョイント①）の変位量の許容限界概念図

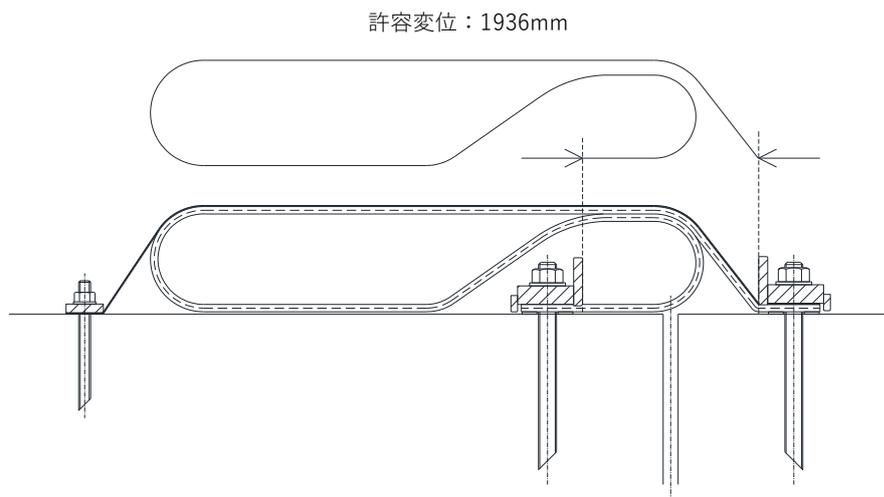


図 1.3-1(3) 止水目地（シートジョイント②）の変位量の許容限界概念図

## 2. 評価方法及び評価結果

### 2.1 止水目地（ゴムジョイント）

#### 2.1.1 止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価

止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価については、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において、地震時及び津波時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

評価結果については、「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」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時及び津波時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

#### 2.1.2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験

##### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験においては、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所について地震時及び津波時における変位量を上回る試験変位量を作用させて、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験では、地震時及び津波時の構造物間の相対変位を考慮し、これらのうち最大となる地震時の相対変位量に対して行う。

止水目地（ゴムジョイント）は、図 2.1-1 に示すとおり、設置範囲において折曲り部を有するため、折曲り部を模擬した試験機（図 2.1-2）によって、止水目地に3軸方向変位（ずれ、目開き及び段差）を加えることにより、変形試験を実施する。変形試験のフローを図 2.1-3 に示す。

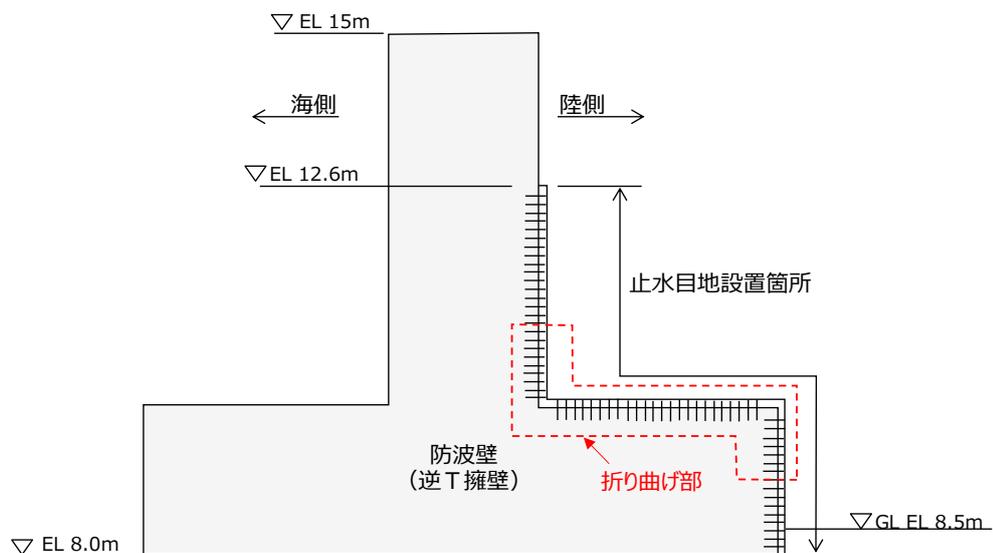
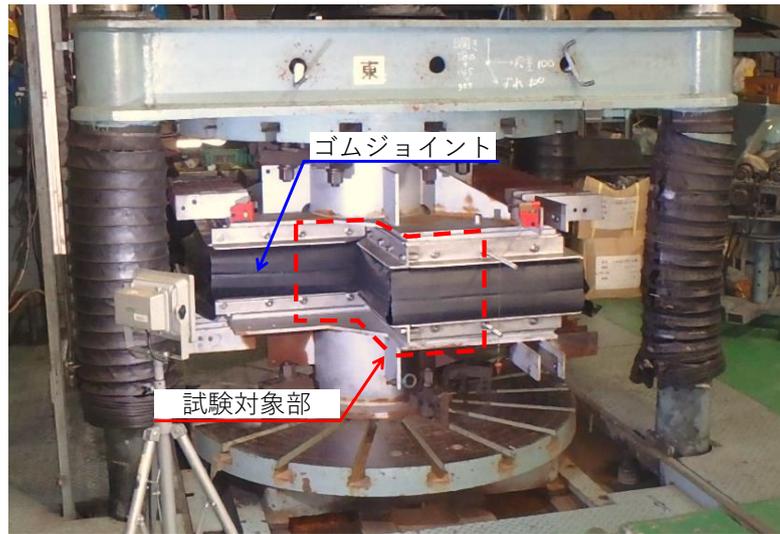
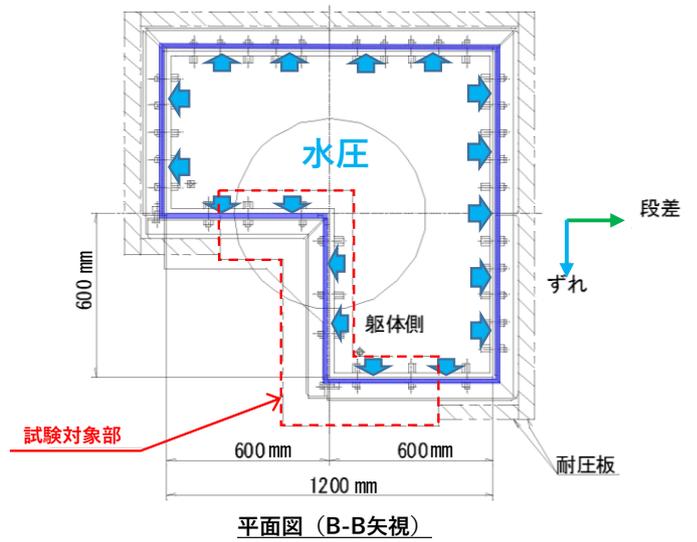


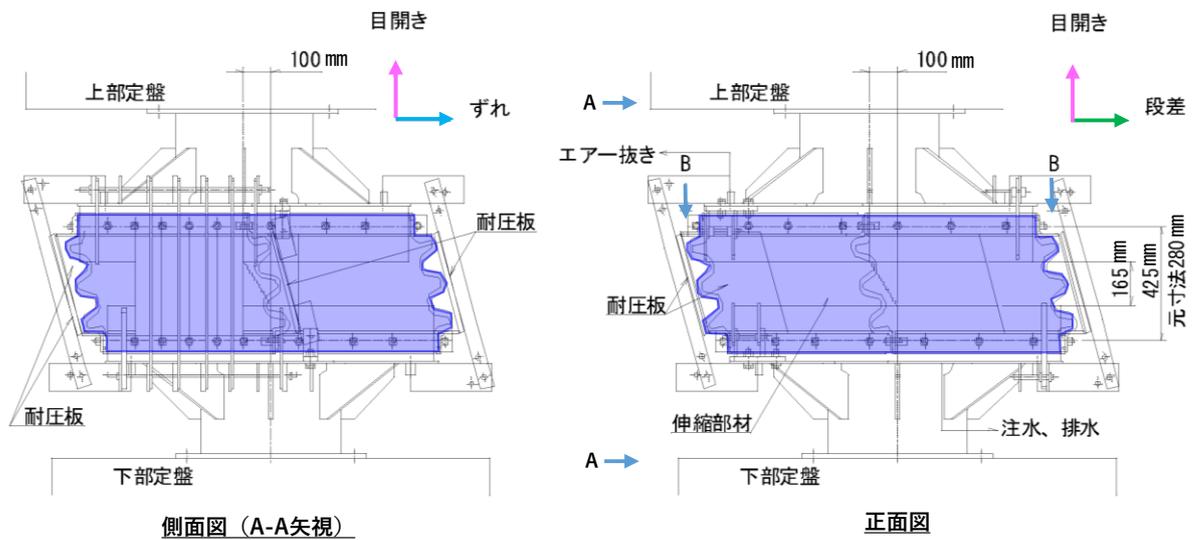
図 2.1-1 防波壁（逆T擁壁）における止水目地（ゴムジョイント）設置状況イメージ図



(試験機写真)



平面図 (B-B矢視)



側面図 (A-A矢視)

正面図

(試験機構造図)

図 2.1-2 止水目地 (ゴムジョイント) における試験機概要図

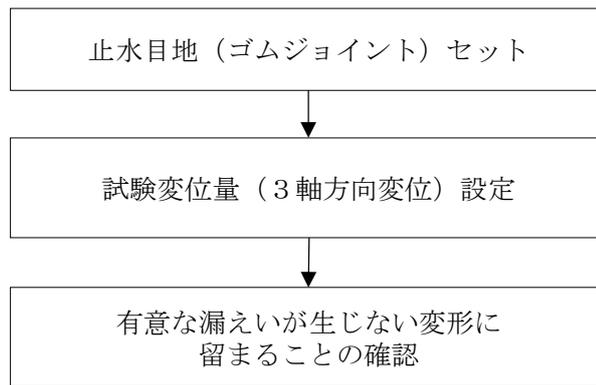


図 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験のフロー

(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験については、地震時及び津波時の最大変位量を上回る試験変位量を加え、止水目地の破損がないことを確認する。なお、取付部及びアンカーボルトについても防波壁に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置する。

試験変位量については、止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆 T 擁壁）における変位を参照して設定する。表 2.1-1 に、防波壁（逆 T 擁壁）における地震時の相対変位量及びそれを踏まえた変形試験の試験変位量を示す。

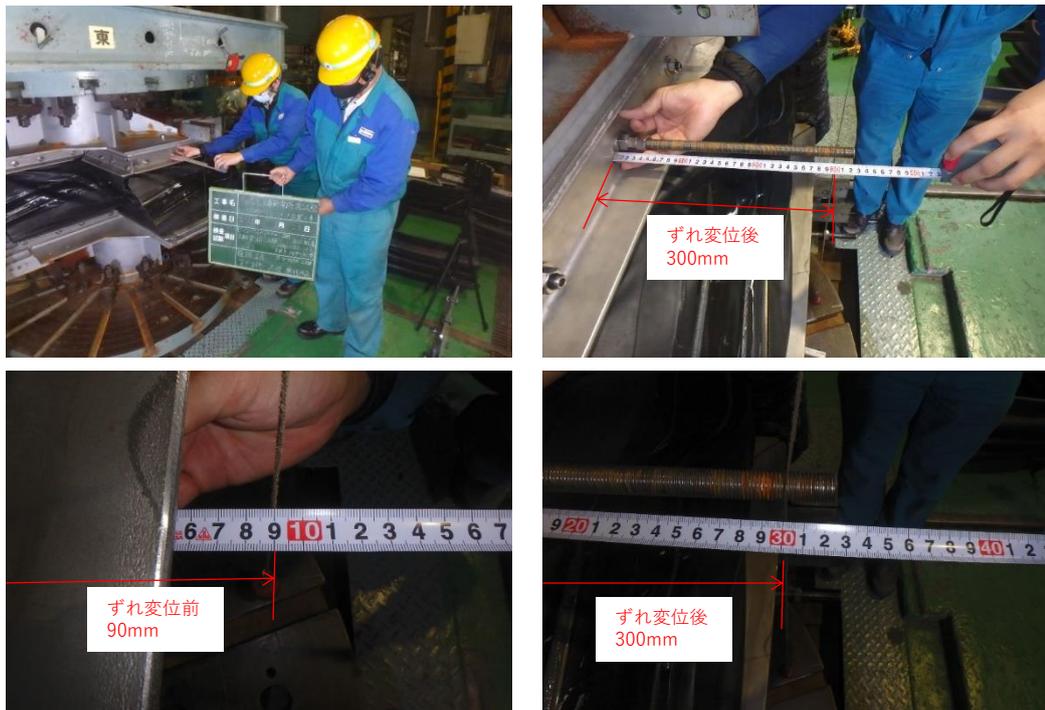
表 2.1-1 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験における試験変位量

項目	地震時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	141	200
目開き量	3	145
段差量	24	100
合成変位量	143	267

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「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」に示す。

(3) 試験結果

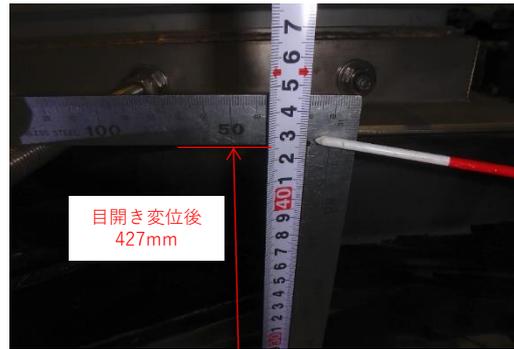
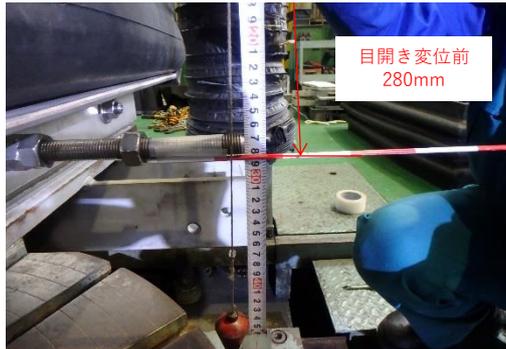
図 2.1-4～図 2.1-7 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験状況写真を，表 2.1-2 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果を示す。地震時の相対変位量を上回る試験条件として設定した試験変位量以上の変位に対して，止水目地（ゴムジョイント）の破損はなく，有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。



ずれ量確認

(試験変位量 200mm, 測定値 300 (変位後) - 90 (変位前) = 210mm)

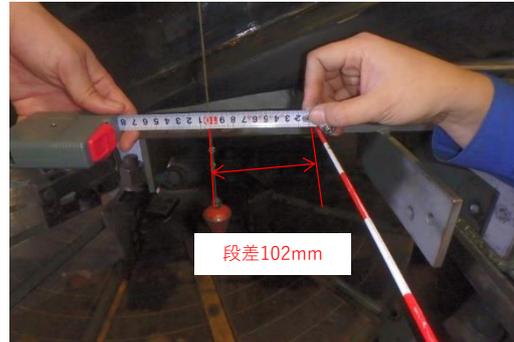
図 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 3 軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 427(変位後)-280(変位前)=147mm)

図 2.1-5 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



段差量確認

(試験変位量 : 100mm, 測定値 : 102mm)

図 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



図 2.1-7 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 変位後破損無し確認

表 2.1-2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果

試験項目		試験変位量	測定値	破損
変形試験	ずれ量	mm	200	無
	目開き量	mm	145	
	段差量	mm	100	

### 2.1.3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験

#### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験においては，止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において，津波時による変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため，変形試験と同様の試験機を用いて，津波時における変位量を上回る試験変位量を作用させるとともに，津波時の最大波圧を上回る試験水圧を作用させた変形・耐圧試験を実施し，止水目地（ゴムジョイント）に破損及び漏えいが生じないことを確認する。

取付部及びアンカーボルトについては，現地に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置することで，本試験により止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトの耐圧性，健全性を確認する。止水ジョイント（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフローを図 2.1-8 に示す。

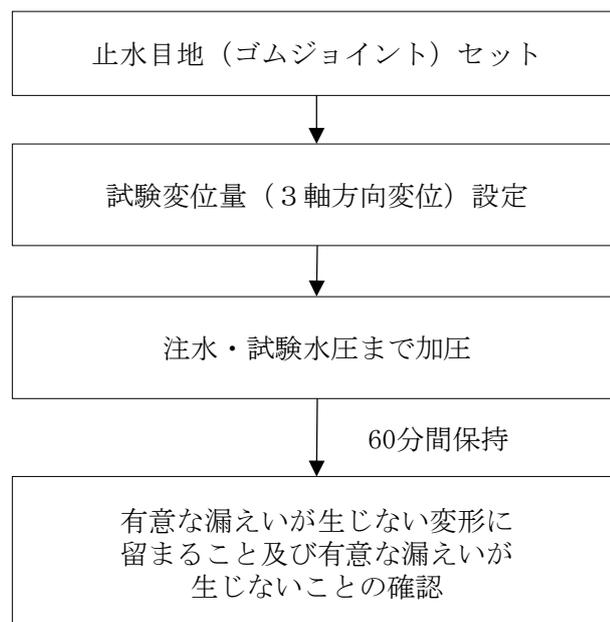


図 2.1-8 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフロー

(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験の条件として設定する試験水圧及び試験変位量については、津波時の最大波圧を踏まえて設定する。

a. 試験水圧

止水目地（ゴムジョイント）に考慮する津波波圧は、朝倉式により各施設の設置位置における設置地盤高さを考慮し、津波の水位と各施設の敷地高さの差分の1/2倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。津波時の最大波圧は、津波高さをEL 12.6m、地盤高さをEL 8.5mとして算定する。

変形・耐圧試験における試験水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆T擁壁）における津波時の最大波圧の算定イメージを図2.1-9に、止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧を表2.1-3に示す。

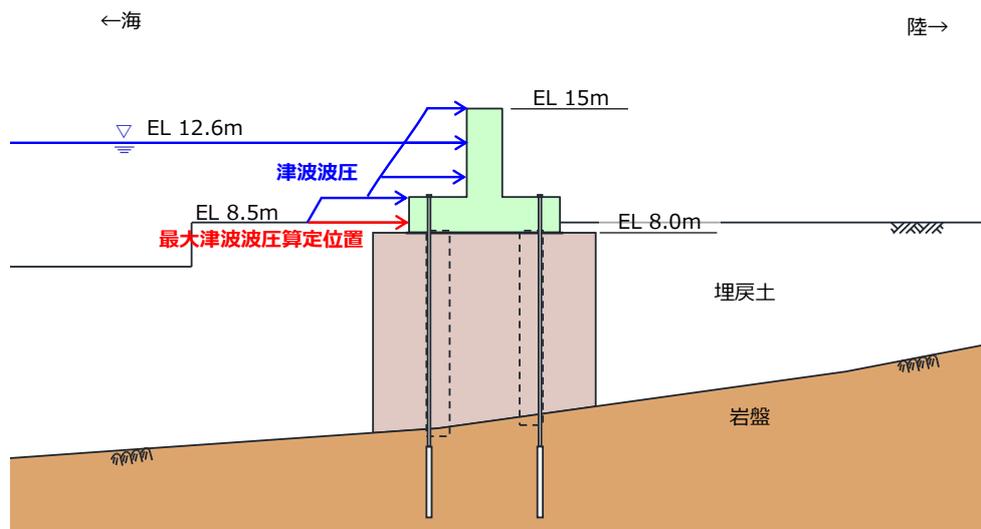


図 2.1-9 津波時の最大波圧の算定イメージ図（防波壁（逆T擁壁））

表 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.07	0.11

b. 試験変位量

止水目地（ゴムジョイント）設置箇所である防波壁（逆T擁壁）における津波時の相対変位量を踏まえた変形・耐圧試験の試験変位量を表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験変位量

項目	津波時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	12	100
目開き量	0	145
段差量	0	100
合成変位量	12	203

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

c. 試験条件まとめ

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験条件を表 2.1-5 に示す。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に 60 分とした。

表 2.1-5 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験条件

	試験項目		試験条件
	変形・ 耐圧試験	試験水圧	MPa
水圧保持時間		分	60
ずれ量		mm	100
目開き量		mm	145
段差量		mm	100

(2) 試験結果

図 2.1-10～図 2.1-13 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験状況写真を、表 2.1-6 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験結果を示す。

試験水圧及び試験変位量に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。

また、変形・耐圧試験において漏えいが生じなかったことから、止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトについては、耐圧性及び健全性を有することを確認した。

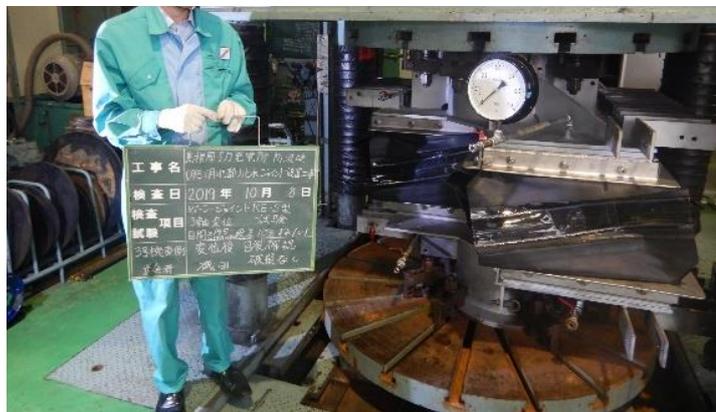


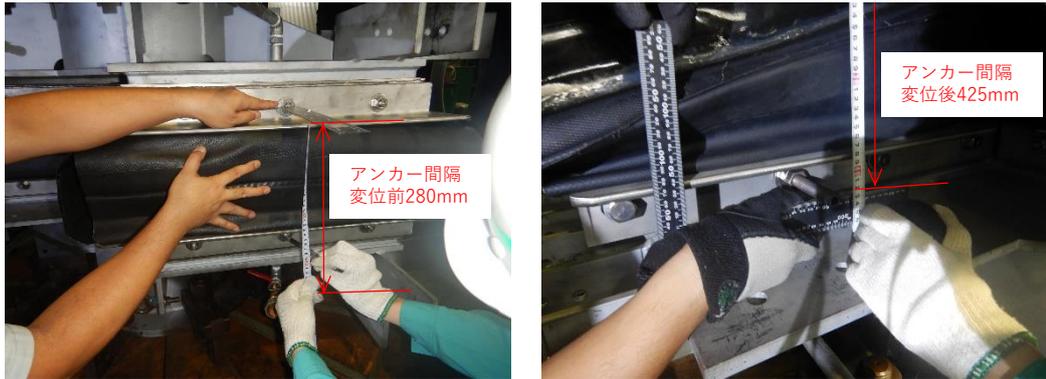
図 2.1-10 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 変位後状況



ずれ量・段差量確認

(ずれ量：試験変位量 100mm，測定値 101mm／段差量：試験変位量 100mm，測定値 103mm)

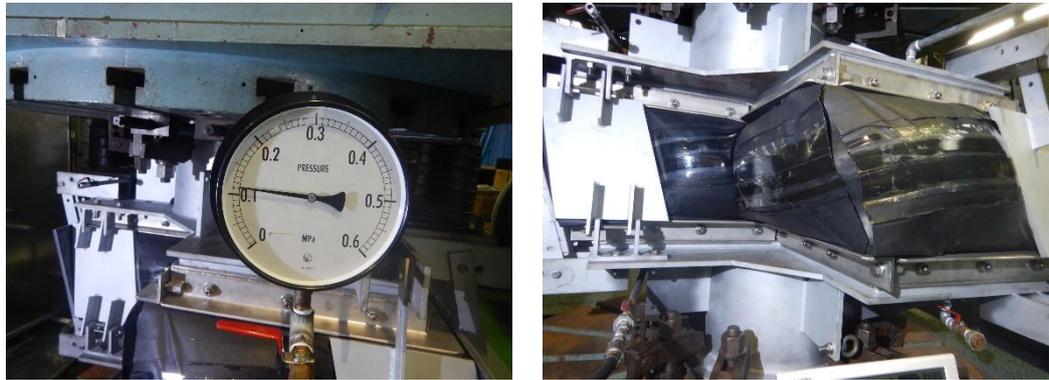
図 2.1-11 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 425(変位後) - 280(変位前) = 145mm)

図 2.1-12 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



60分間保持後水圧確認, 漏えいなし確認

図 2.1-13 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 試験完了確認

表 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) の変形・耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果		
				破損	漏えい	
引張・ 耐圧試験	水圧	MPa	0.11	0.11	無	無
	水圧保持時間	分	60	66		
	ずれ量	mm	100	101		
	目開き量	mm	145	145		
	段差量	mm	100	103		

## 2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験

### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）が長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、止水目地（ゴムジョイント）の主材料であるクロロプレンゴムの耐候性試験を実施する。耐候性試験においては、熱老化による伸び性能の低下を指標とし、耐候性能を確認する。耐候性試験は加熱温度 70℃、100℃、120℃ の 3 種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定する。

### (2) 試験結果

耐候性試験の結果を図 2.1-14 に示す。耐候性試験結果をもとに、残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図 2.1-15 に示す。図 2.1-15 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、図 2.1-16 に示す。露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定できる。

以上より耐用年数期間においては十分な耐候性を有していることを確認した。

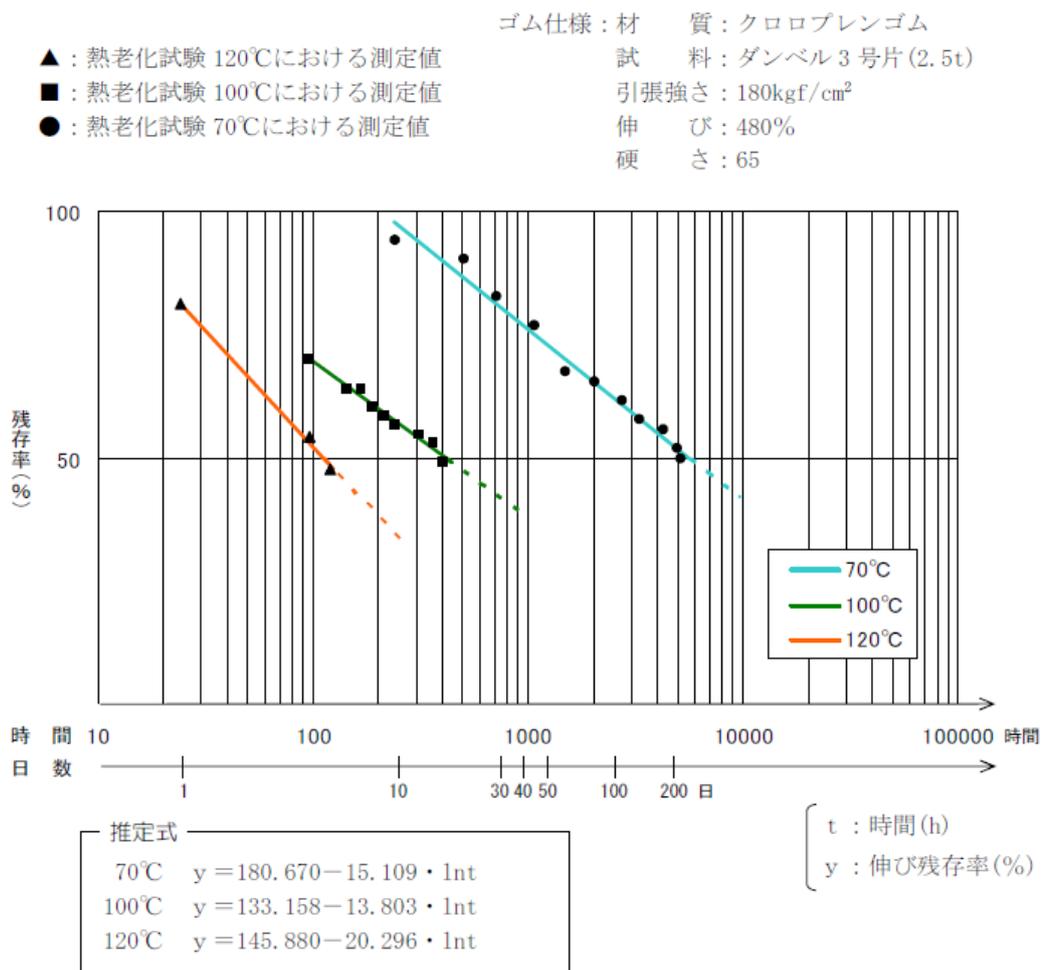


図 2.1-14 ゴム材料の耐圧試験結果（ゴムの伸び残存率）

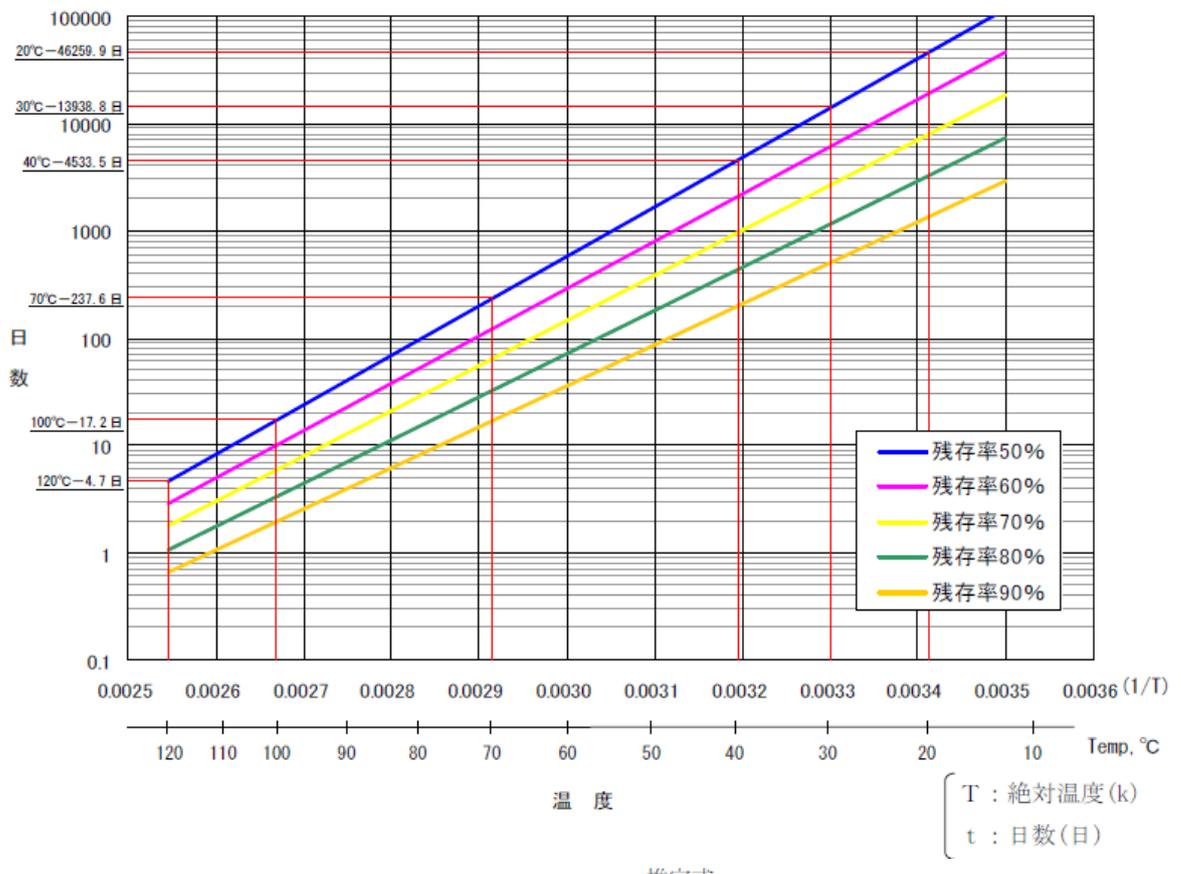
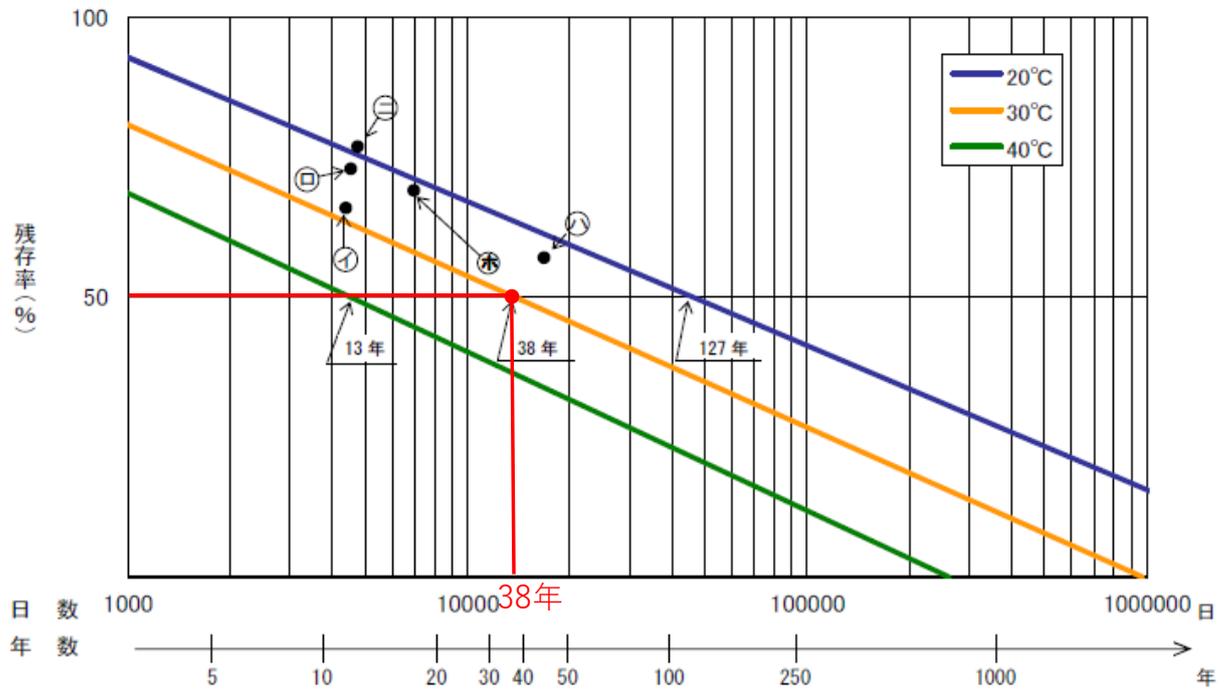


図 2.1-15 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



推定式

20°C :  $y = 170.300 - 11.199 \cdot \ln t$

30°C :  $y = 162.219 - 11.760 \cdot \ln t$

40°C :  $y = 153.885 - 12.339 \cdot \ln t$

t : 日数(日)

y : 伸び残存率(%)

凡例

① : 屋外使用 (秋田県) 12年経過    ㊦ : 屋外使用 (北海道) 12.5年経過

② : 屋外使用 (東京都) 46年経過    ㊧ : 埋没使用 (岐阜県) 13年経過

③ : 埋没使用 (埼玉県) 19年経過

図 2.1-16 止水目地 (ゴムジョイント) の耐候年数推定結果

## 2.2 止水目地（シートジョイント）

### 2.2.1 止水目地（シートジョイント）の変形量評価

止水目地（シートジョイント）の変形量評価については、止水目地（シートジョイント）の設置箇所において、地震時、津波時及び重畳時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

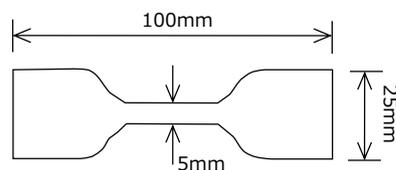
評価結果については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」，「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」，「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時、津波時及び重畳時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

### 2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験

#### (1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧が作用した際にシートジョイントに発生する引張応力を算定し、引張試験により、算定した引張応力以上の引張強度を有することを確認する。

止水目地（シートジョイント）の引張試験は、JIS K 6251（加硫ゴム及び熱可塑性ゴム—引張特性の求め方）に準じ、止水目地（シートジョイント）に使用しているクロロブレンゴムの試験片を製作し、試験機により切断されるまで引張荷重を加え、引張強度を確認する。



(引張試験機概要図)

(ダンベル状3号形試験片寸法図)

図 2.2-1 シートジョイントの引張試験概要図

(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の引張試験の条件として設定する引張応力については、以下に示す設計用水圧及び設計用変位量を踏まえて設定する。

a. 設計用水圧

止水目地（シートジョイント）に考慮する津波時の最大波圧は、止水目地（シートジョイント）の設置位置が最も低い防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から算定する。津波時の最大波圧は、谷本式により止水目地（ゴムジョイント）の設置高さを考慮し、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。津波高さは EL 12.6m，地盤高さは EL 2.2m として算定する。

引張応力算定に用いる設計用水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

防波壁に設置する止水目地における津波時の最大波圧の算定イメージを図 2.2-2 に、止水目地（シートジョイント）の引張応力算定に用いる設計用水圧設計用水圧を表 2.2-1 に示す。

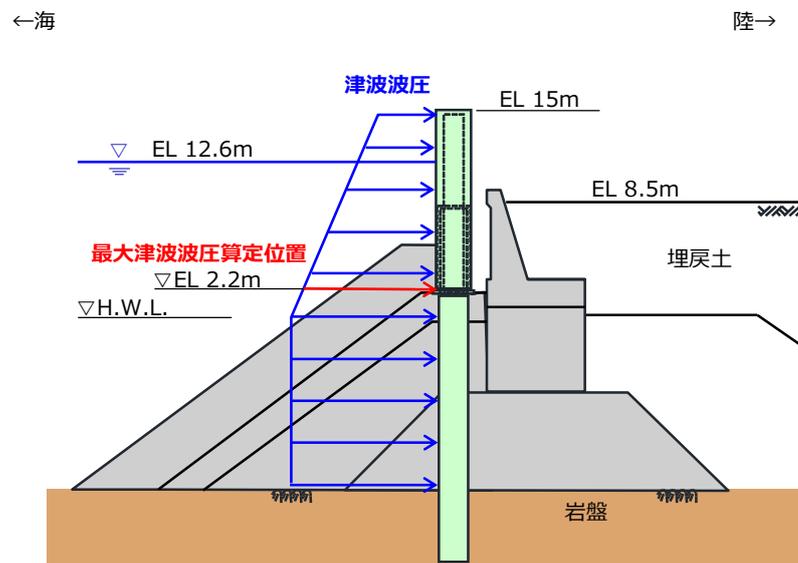


図 2.2-2 津波時の最大波圧イメージ図

表 2.2-1 シートジョイントの引張応力算定に用いる設計用水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	設計用水圧 (MPa)
0.13	0.17

b. 設計用変位量

引張応力算定に用いる設計用変位量は、止水目地（シートジョイント）設置箇所である防波壁における津波時及び重畳時の相対変位量を上回る値を設定する。引張応力算定に用いる設計用変位量を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-2 シートジョイントの引張試験における設計用変位量

項目	相対変位量*						設計用 変位量 (mm)
	多重鋼管杭式擁壁		逆 T 擁壁		波返重力擁壁		
止水目地 種別	シートジョイント①		シートジョイント②		シートジョイント①	シートジョイント②	
考慮する 事象	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	
ずれ量	214	327	13	—	213	134	400
目開き量	0	3	0	—	0	58	200
段差量	0	6	1	—	1	1	100
合成 変位量	214	327	13	—	213	146	459

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「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資料」、「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資料」、「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」、「2.1.4 防波壁（逆 T 擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」、「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資料」及び「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資料」に示す。

c. 引張応力

シートジョイントの引張応力については、設計用変位が生じたうえで設計用水圧が作用した状態において、シートジョイントが展張された状態を考慮して、「機械工学便覧（日本機械学会編，1987）」に記載される内圧を受ける薄肉円筒の円周応力の計算式により算定する。止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図を図 2.2-3 に示す。

$$F=P \times R / t \quad \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

ここに、

F：シートジョイントに発生する引張応力 (N/mm<sup>2</sup>)

P：シートジョイントの設計用水圧 0.17(MPa)

R：シートジョイント展張時の半径 (mm)

t：シートジョイントの厚み 10(mm)

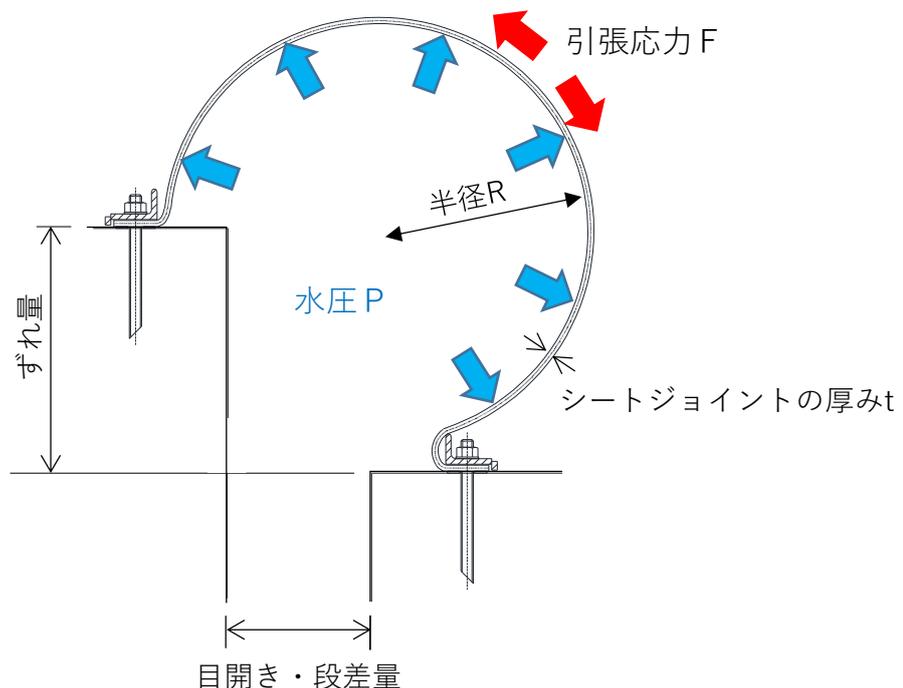


図 2.2-3 止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図

表 2.2-2 に示すシートジョイントの設計用変位量を踏まえた止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の展張形状図を図 2.2-4 に示す。

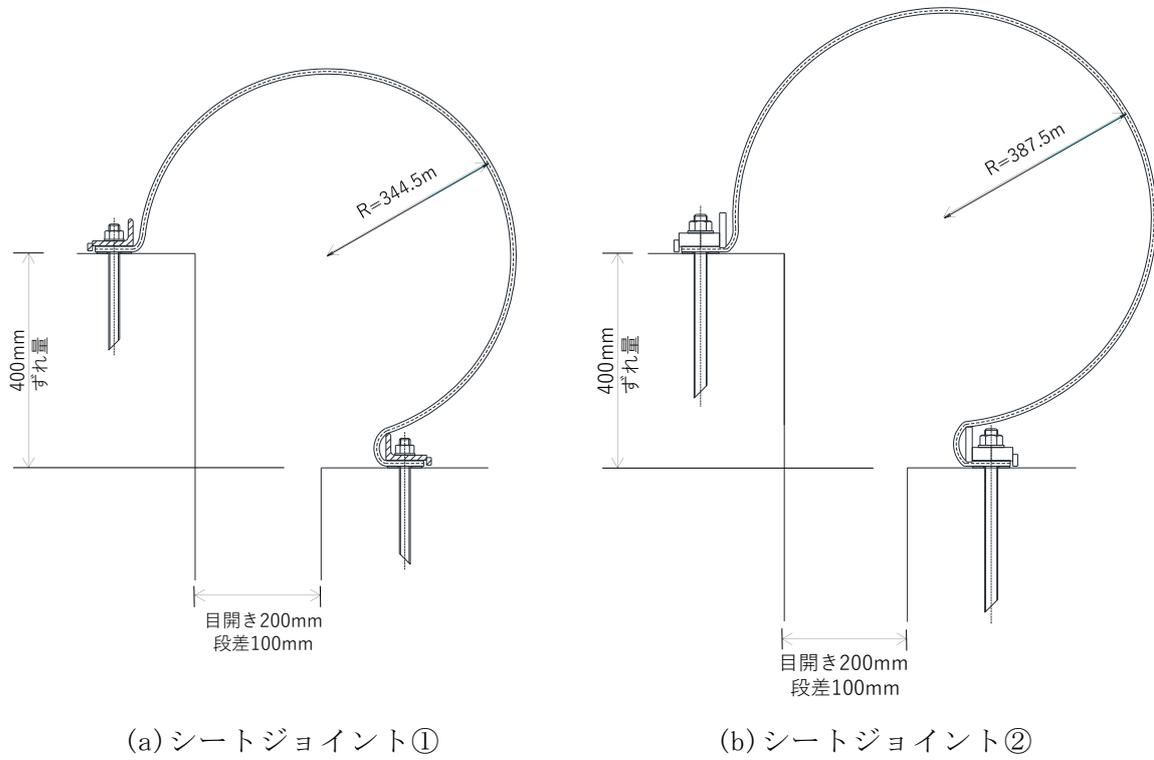


図2.2-4 止水目地（シートジョイント）の展張形状図

図 2.2-4 の R(シートジョイント展張時の半径)を踏まえ、(1)式よりシートジョイント①及びシートジョイント②に発生する引張応力を算定する。

(a) シートジョイント①に発生する引張応力

$$\begin{aligned} F &= P \times R / t \\ &= 0.17 \times 344.5 \div 10 \\ &= 5.9 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

(b) シートジョイント②に発生する引張応力

$$\begin{aligned} F &= P \times R / t \\ &= 0.17 \times 387.5 \div 10 \\ &= 6.6 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

(c) 引張試験で確認する引張強度

シートジョイントに発生する引張応力は 5.9MPa, 6.6MPa となるため、引張試験においては保守的にシートジョイントの引張強度が 6.6MPa 以上であることを確認する。シートジョイントの引張試験において確認する引張強度を表 2.2-3 に示す。

表 2.2-3 シートジョイントの引張試験で確認する引張強度

項目	シートジョイントに発生する引張応力 (MPa)	引張試験で確認する引張強度 (MPa)
シートジョイント①	5.9	6.6
シートジョイント②	6.6	

(2) 試験結果

図 2.2-5 に試験状況写真を，表 2.2-4 に試験結果を示す。津波時及び重畳時における最大波圧が作用した際にシートジョイントに発生する引張応力を算定した引張応力以上の引張強度を有することを確認した。



図 2.2-5 止水目地（シートジョイント）引張試験状況及び試験片写真

表 2.2-4 止水目地（シートジョイント）の引張試験結果

番号	引張試験で 確認する 引張強度 (MPa)	試験結果			
		引張荷重 (N)	厚み (mm)	幅 (mm)	引張強度 (MPa)
①	6.6	185.50	2.02	5.00	18.36
②		190.50	2.05	5.00	18.58
③		187.20	2.00	5.00	18.72
					18.58 (平均値)

### 2.2.3 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験

#### (1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、津波時及び重畳時において、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため、津波時の最大波圧を上回る試験水圧を作用させた耐圧試験を実施し、止水目地の破損及び漏えいが生じないことを確認する。

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験は、直径 300mm の筒状に製作した止水目地（シートジョイント）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と止水目地（シートジョイント）の間に水圧を与える。試験機概要図及び供試体断面図を図 2.2-6 に示す。

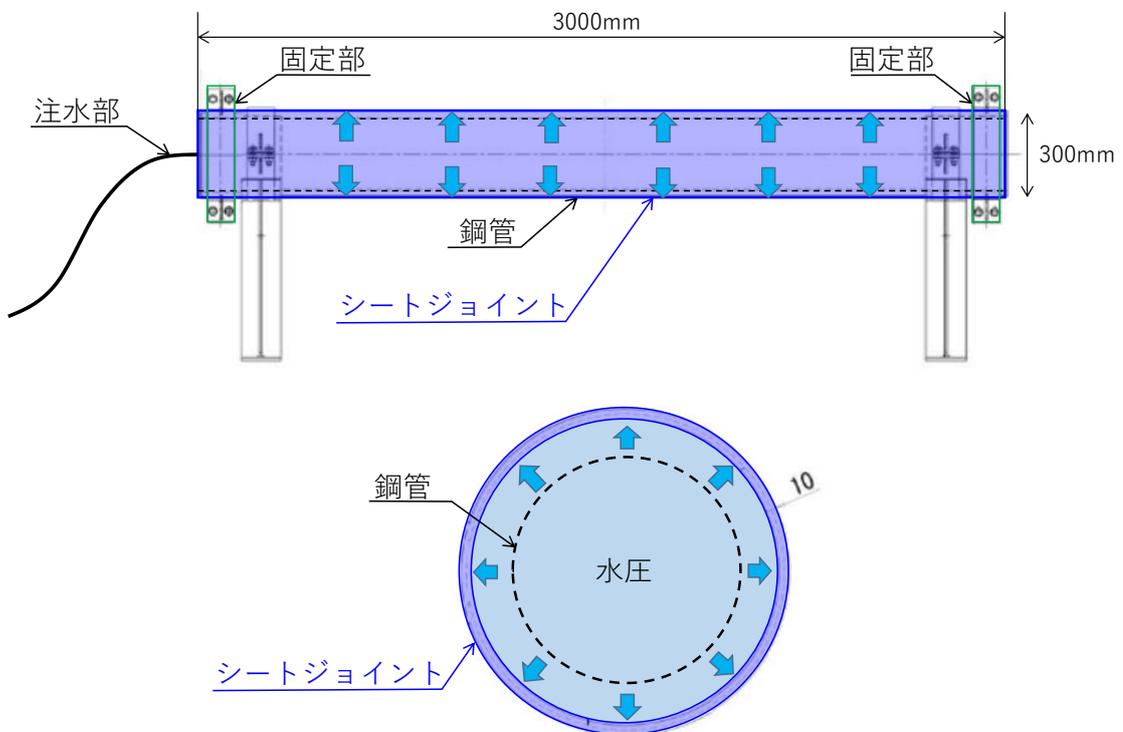


図 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験機概要図及び供試体断面図

(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験においては「2.2.1 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で算定した津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に試験水圧を設定した。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に60分とした。シートジョイントの耐圧試験に用いる試験水圧を表2.2-5に示す。

表 2.2-5 シートジョイントの耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.13	0.70

(3) 試験結果

図2.2-7に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況を、表2.2-6に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果を示す。試験水圧に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。



図 2.2-7 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況（加圧後状況）

表 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果		
				破損	漏えい	
耐圧試験	試験水圧	MPa	0.70	0.70	無	無
	水圧保持時間	分	60	66		

#### 2.2.4 止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けてシートジョイントを固定している。止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、取付部の取付け面圧が、津波時の波圧を下回った場合、止水性が保持できなくことが懸念される。止水目地から有意な漏えいが生じないために、取付部の取付け面圧が、津波時の最大波圧を上回ることを確認する。

取付部の耐圧性評価に用いる設計用水圧には、津波時の最大波圧を上回るものとして、「2.2.1 シートジョイントの引張試験」における設計用水圧を用いる。

##### (1) 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性

止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図を図 2.2-8 に示す。

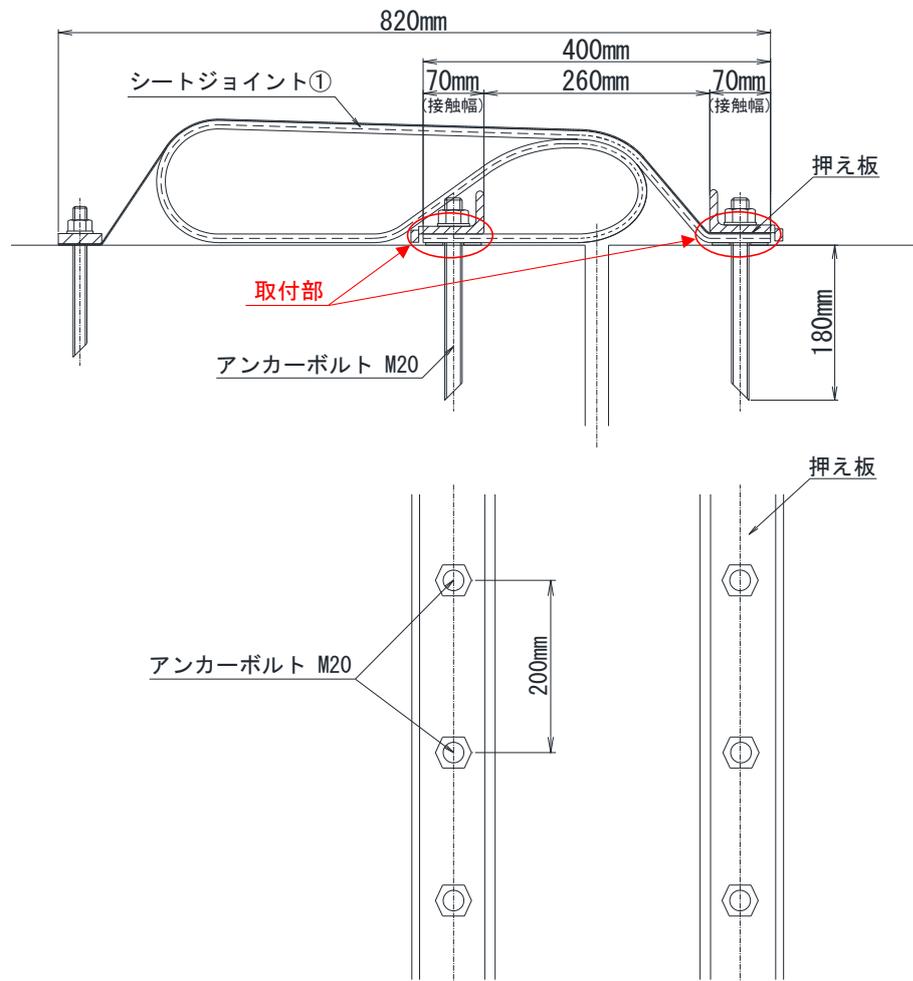


図 2.2-8 止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図

押え板の締め付け面圧は、締め付け後の経時による応力緩和を考慮したアンカーボルトの軸力を押え板とシートジョイントの接触面積で除して算定する。

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 $F_f$  : アンカーボルトの軸力 (N)

$T$  : 締め付けトルク 130.0(N・m)

$k$  : トルク係数 0.3

$d$  : アンカーボルトの呼び径 0.02(m)

アンカーボルトの軸力は、以下の通りである。

$$F_f = 130 / (0.3 \times 0.02) = 21667 \text{ N}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 $F$  : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

$F_f$  : アンカーボルトの軸力 21667(N)

$\alpha$  : 応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下の通りである。

$$F = F_f \cdot \alpha = 21667 \times 0.77 = 16683 \text{ (N)}$$

c. 取付部 (押え板) の締め付け面圧

取付部 (押え板) の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 $P_0$  : 取付部 (押え板) の締め付け面圧 (N/mm<sup>2</sup>=MPa)

$F$  : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 16883(N)

$w$  : 押え板の接触幅 70(mm)

$L$  : ボルトピッチ 200(mm)

取付部 (押え板) の締め付け面圧は、以下の通りである。

$$P_0 = 16883 / (70 \times 200) = 1.19 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント①）における取付部は、表 2.2-7 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-7 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.19

(2) 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性

図 2.2-9 に止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図を示す。

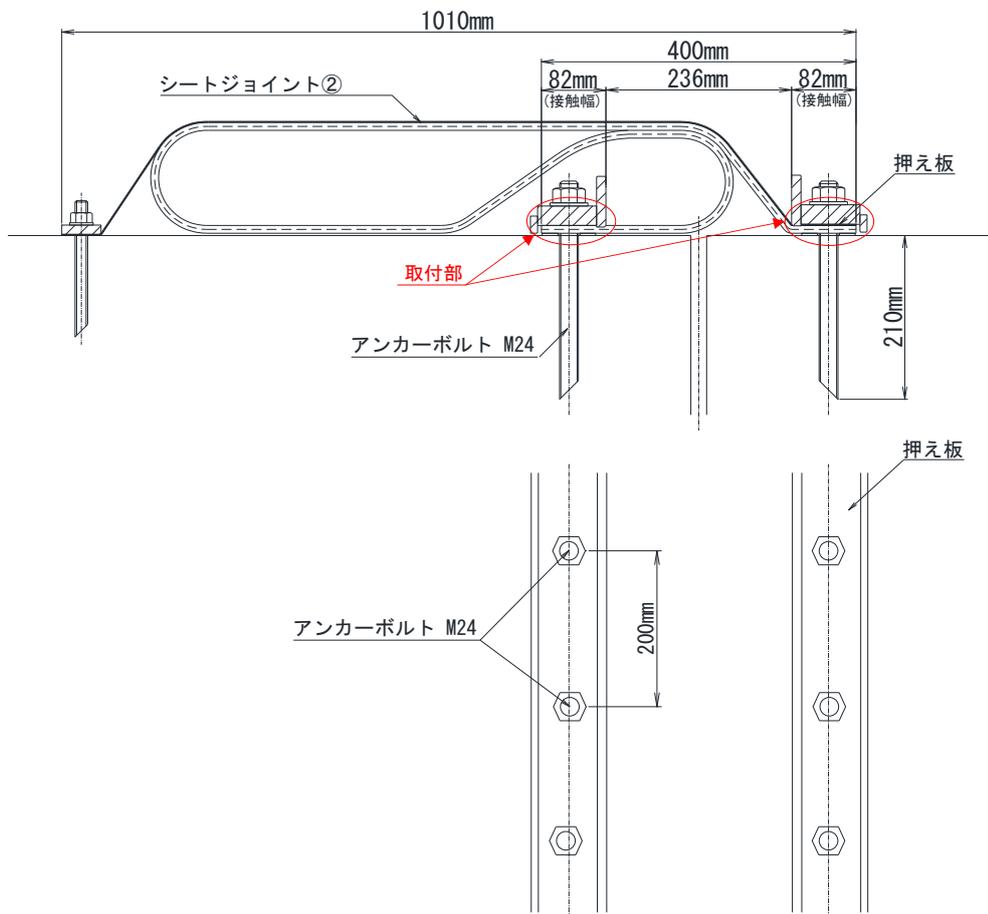


図 2.2-9 止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 $F_f$ ：アンカーボルトの軸力 (N)

$T$ ：締め付けトルク 190.0 (N・m)

$K$ ：トルク係数 0.3

$d$ ：ボルトの呼び径 0.024 (m)

アンカーボルトの軸力は、以下の通りである。

$$\begin{aligned} F_f &= 190 / (0.3 \times 0.024) \\ &= 26389 \text{ (N)} \end{aligned}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 $F$ ：応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

$F_f$ ：アンカーボルトに生じる軸力 26389 (N)

$\alpha$ ：応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下の通りである。

$$\begin{aligned} F &= F_f \cdot \alpha \\ &= 26388 \times 0.77 = 20319 \text{ (N)} \end{aligned}$$

c. 取付部（押え板）の締め付け面圧

取付部（押え板）の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 $P_0$ ：取付部（押え板）の締め付け面圧 (N/mm<sup>2</sup>=MPa)

$F$ ：応力緩和後のボルトの軸力 20319 (N)

$w$ ：押さえ板の接触幅 82 (mm)

$L$ ：ボルトピッチ 200 (mm)

取付部（押え板）の締め付け面圧は、以下の通りである。

$$P_0 = 20319 / (82 \times 200) = 1.24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント②）における取付部は、表 2.2-8 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-8 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.24

以上より、止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の取付部においては、押え板の締め付け面圧が津波時の最大波圧を上回る設計用水圧以上の圧力で締め付けられていることから、止水目地の取付部から有意な漏えいが生じないことを確認した。

## 2.2.5 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認

### (1) 概要

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けてシートジョイントを固定している。止水目地（シートジョイント）において、アンカーボルトの引張耐力が、津波時の波圧によって発生する引張力を下回った場合、アンカーボルトが引き抜けて止水性が保持できなくことが懸念される。そのため、アンカーボルトの引張耐力が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧によって発生する引張力以上であることを確認することにより、アンカーボルトの耐圧性を確認する。

アンカーボルトの耐圧性の確認にあたっては、「2.2.1 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定したシートジョイントの設計用水圧 0.17MPa により発生する引張力を上回ることを確認する。

アンカーボルトの引張耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」（以下「各種合成構造設計指針」という。）に基づき算定する。アンカーボルトの仕様及び許容限界を表 2.2-9 に示す。

表 2.2-9 アンカーボルトの仕様及び許容限界

評価対象部位		使用材料	引張耐力* (kN/本)
アンカーボルト	止水目地 (シートジョイント①)	SUS304 (D20)	42.9
	止水目地 (シートジョイント②)	SSS304 (D24)	52.2

注記\*：アンカーボルトの許容限界の設定については、参考資料 2 に示す。

(2) アンカーボルトの耐圧性

止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図を図 2.2-10 に示す。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は、「2.2.1 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定したシートジョイントの設計用水圧によって生じるシートジョイントに作用する引張力から算定する。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は以下の (2) 式で求める。(3) 式中の R（シートジョイント展張時の半径）は「2.2.1 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で求めたものを代入する。

$$f_a = F \times L / 2 \quad \dots \dots \dots (2) \text{ 式}$$

ここに、 $f_a$ ：アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力 (N)

$F$ ：シートジョイントに作用する引張力 (N/mm)

$$F = P \times R \quad \dots \dots \dots (3) \text{ 式}$$

$P$ ：設計水圧 (0.17MPa=0.17N/mm<sup>2</sup>)

$R$ ：シートジョイント展張時の半径 (mm)

$L$ ：ボルトピッチ 200(mm)

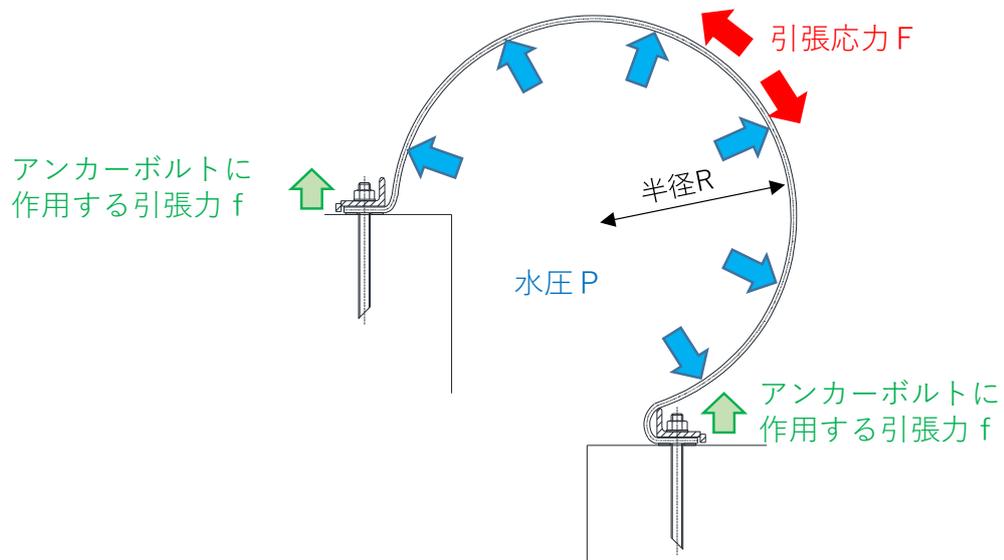


図 2.2-10 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図

a. 止水目地（シートジョイント①）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 344.5 \times 200 / 2 = 5856.5\text{N} = 5.9\text{kN}$$

b. 止水目地（シートジョイント②）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 387.5 \times 200 / 2 = 6587.5\text{N} = 6.6\text{kN}$$

(3) 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント）におけるアンカーボルトは，表 2.2-10 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-10 アンカーボルトの照査結果

評価対象	引張力 (kN)	引張耐力 (kN)	照査値
シートジョイント①	5.9	42.9	0.14
シートジョイント②	6.6	52.2	0.13

2.2.6 止水目地（シートジョイント）の耐候性試験

止水目地（シートジョイント）の主材料は止水目地（ゴムジョイント）と同様にクロロプレンゴムであり，止水目地（シートジョイント）の耐候性は「2.1.2 ゴムジョイントの耐候性試験」で示したとおりとなる。

(参考資料 1) 異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の相対変位量について

## 1. 概要

防波壁の構造上の境界部には，地震時，津波時及び重畳時の荷重に伴う部材間の変位に追従する止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

本資料では，防波壁の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部において地震時，津波時及び重畳時の最大変位量を設定し，それに対する相対変位量が止水目地の許容限界以下であることを確認する。

また，「2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明」では止水目地の性能確認として評価結果を示したが，その条件とした試験変位量が防波壁の異種構造部，隅角部及び屈曲部における地震時，津波時及び重畳時の最大変位量を上回っていることを確認する。

## 2. 設置位置

防波壁の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の位置図を図 2-1 に，図 2-1 中の番号に対応した一覧表を表 2-1 に示す。

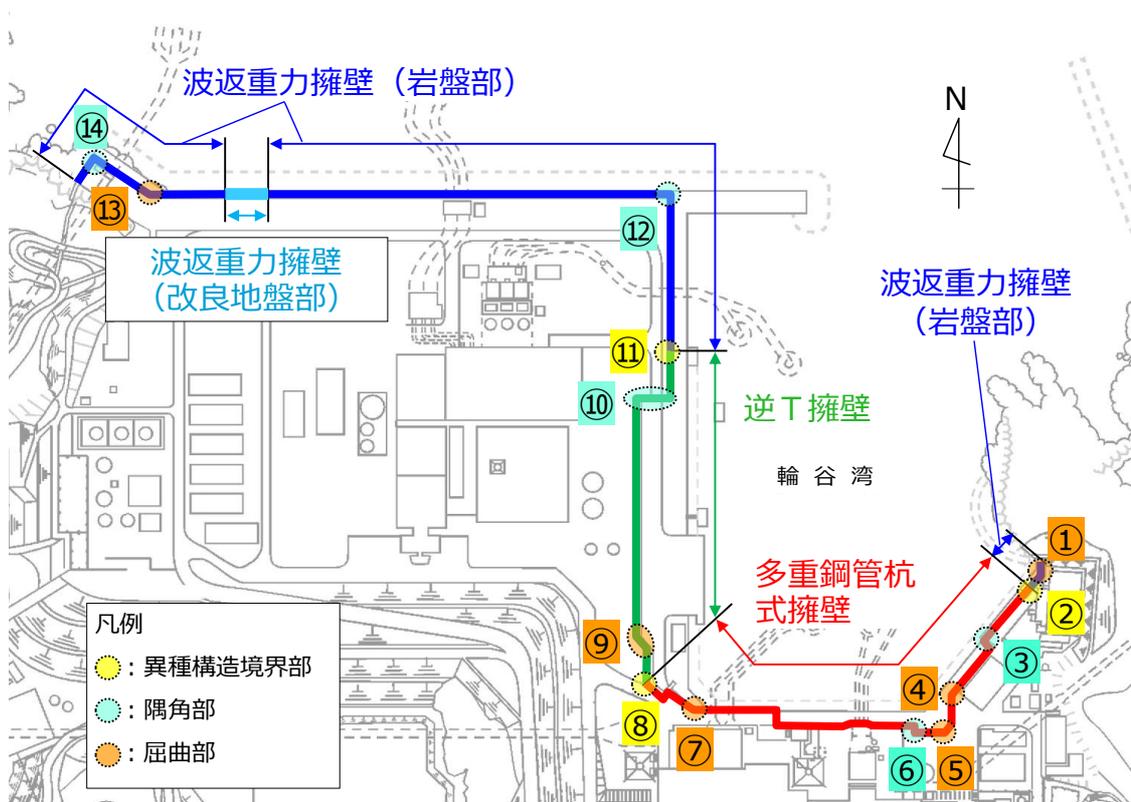


図 2-1 防波壁目地の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の位置図

表 2-1 防波壁目地の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の一覧表

番号	種別	番号	種別
①	隅角部（波返重力擁壁）	⑧	異種構造境界部（逆 T 擁壁 / 多重鋼管杭式擁壁）
②	異種構造境界部（多重鋼管杭式擁壁 / 波返重力擁壁）	⑨	屈曲部（逆 T 擁壁）
③	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑩	隅角部（逆 T 擁壁）
④	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑪	異種構造境界部（波返重力擁壁 / 逆 T 擁壁）
⑤	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑫	隅角部（波返重力擁壁）
⑥	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑬	屈曲部（波返重力擁壁）
⑦	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑭	隅角部（波返重力擁壁）

3. 異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の相対変位量

3.1 異種構造境界部の相対変位量

異なる構造形式の防波壁が隣接している場合は，各方向の最大変位量を足し合わせて，異種構造構造部の相対変形量を算定する。異種構造部の相対変位量算出の概念図を図3-1に示す。

x 方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x_1 + \delta x_2$$

y 方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y_1 + \delta y_2$$

z 方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z_1 + \delta z_2$$

ここで

$\delta x_1, \delta x_2$  : 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y_1, \delta y_2$  : 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z_1, \delta z_2$  : 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成）  $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

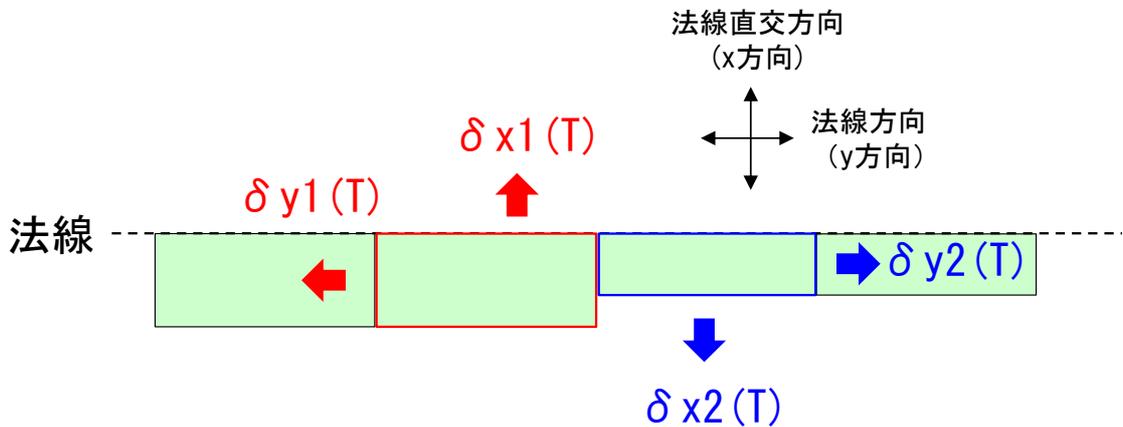


図 3-1 異種構造境界部の相対変位量算出の概念図

### 3.2 隅角部の相対変位量

隅角部は、防波壁の法線方向が直角に曲がることから、法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて、隅角部の最大相対変位量を算定する。隅角部の相対変位量算出の概念図を図 3-2 に示す。

x 方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x_1 + \delta x_2$$

y 方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y_1 + \delta y_2$$

z 方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z_1 + \delta z_2$$

ここで

$\delta x_1, \delta x_2$  : 各防波壁の x 方向（法線直交方向）の最大変位量\*

$\delta y_1, \delta y_2$  : 各防波壁の y 方向（法線方向）の最大変位量\*

$\delta z_1, \delta z_2$  : 各防波壁の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

注記\* : 防波壁の隅角部ではブロックが直角に並んでおり、法線に直交する防波壁の変位量は x・y の値を反転する。

$$\text{合成方向変位量（3方向合成） } \delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$$

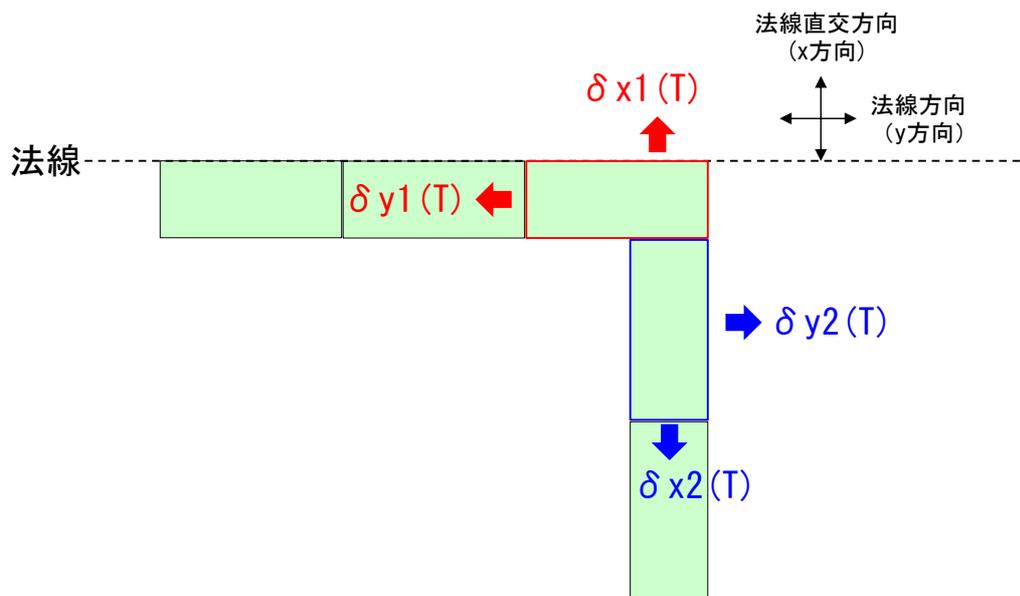


図 3-2 隅角部の相対変位量算出の概念図

### 3.3 屈曲部の相対変位量

屈曲部においては，角度を考慮した法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて，屈曲部の最大相対変位量を算定する。屈曲部の相対変位量算出の概念図を図3-3に示す。

x方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x_1 + \text{abs}\{-\delta x_2 \times \cos \theta + \delta y_2 \times \sin \theta\}$$

y方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y_1 + \text{abs}\{\delta x_2 \times \sin \theta + \delta y_2 \times \cos \theta\}$$

z方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z_1 + \delta z_2$$

ここで

$\delta x_1, \delta x_2$  : 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y_1, \delta y_2$  : 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z_1, \delta z_2$  : 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成）  $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

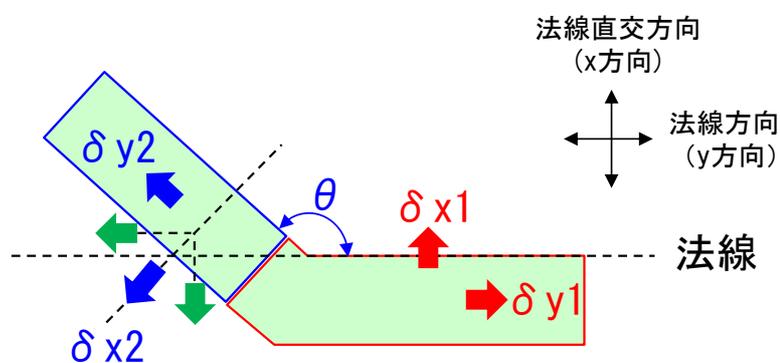


図 3-3 屈曲部の相対変位量算出の概念図

#### 4. 評価結果

##### 4.1 異種構造境界部

###### (1) 地震時

地震時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-1 に示す。地震時における異種構造部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 異種構造境界部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	794	69	55	798	1936
⑧	132	410	377	26	557	1580
⑪	—	378	62	55	387	1936

###### (2) 津波時

津波時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-2 に示す。津波時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-2 異種構造部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	213	0	1	213	1936
⑧	132	77	79	0	111	1580
⑪	—	113	0	1	113	1936

(3) 重畳時

重畳時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-3 に示す。重畳時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-3 異種構造部の重畳時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	230	61	4	238	1936
⑧	132	112	123	3	166	1580
⑪	—	67	58	1	89	1936

## 4.2 隅角部及び屈曲部

### (1) 地震時

地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-4 に示す。地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であることを確認した。

表 4-4 隅角部及び屈曲部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	566	295	82	644	1936
③	90	505	505	28	714	1580
④	140	879	336	28	942	1580
⑤	130	553	396	28	680	1580
⑥	90	505	505	28	714	1580
⑦	138	554	350	28	655	1580
⑨	135	123	56	24	137	449
⑩	90	82	82	28	119	1936
⑫	90	358	358	82	512	1936
⑬	147	582	270	82	647	1936
⑭	90	358	358	82	512	1936

(2) 津波時

津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-5 に示す。津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-5 隅角部及び屈曲部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	188	68	1	200	1936
③	90	107	107	0	151	1580
④	140	189	69	0	201	1580
⑤	130	111	82	0	138	1580
⑥	90	107	107	0	151	1580
⑦	138	111	72	0	132	1580
⑨	135	10	4	0	11	449
⑩	90	7	7	1	9	1936
⑫	90	107	107	1	151	1936
⑬	147	196	58	1	204	1936
⑭	90	107	107	1	151	1936

(3) 重畳時

重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-6 に示す。重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-6 隅角部及び屈曲部の重畳時の最大相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	最大相対 変位量 (mm)	
①	140	156	145	1	213	1936
③	90	166	166	6	235	1580
④	140	290	110	6	311	1580
⑤	130	166	130	6	210	1580
⑥	90	166	166	6	235	1580
⑦	138	165	115	6	201	1580
⑨	135	—	—	—	—	449
⑩	90	—	—	—	—	1936
⑫	90	125	125	1	177	1936
⑬	147	155	143	1	211	1936
⑭	90	125	125	1	177	1936

注記：番号⑧及び⑨は防波壁（逆T擁壁）に位置しており、重畳時の津波高さ以上の位置に設置するため、重畳時の検討は実施しない。

(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について

1. 許容限界の設定方法

防波壁に設置する止水目地（シートジョイント）に用いるアンカーボルトの仕様を表 1-1 に示す。

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針」の接着系アンカーボルトの設計に基づいて設定する。

表 1-1 止水目地に用いるアンカーボルト

設置箇所		アンカーボルト 仕様
止水目地	シートジョイント①	SUS304 (M20)
	シートジョイント②	SUS304 (M24)

## 1.1 許容引張力 $p_a$ の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_a$  は、以下で算定されるアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$ 、コーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$ 、及びアンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

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

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5(c_n/l_e) + 0.5$$

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$  の場合は  $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$  の場合は  $l_e = 10d_a$  とする。

- ここで、
- $p_{a1}$  : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $p_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $p_{a3}$  : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $\phi_1, \phi_2, \phi_3$  : 低減係数で表 1-2 の値のうち、「短期荷重用」を用いる
  - $s \sigma_{pa}$  : 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $s_{ca}$  : 接着系アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $0.31\sqrt{F_c}$  とする。(N/mm<sup>2</sup>)
  - $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $d_a$  : 接着系アンカーボルトの径 (mm)
  - $l_{ce}$  : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$  とする (mm)
  - $l_e$  : 接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ (mm)
  - $\tau_a$  : 接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\alpha_n$  : 付着強度の低減係数 ( $n = 1, 2, 3$ )
  - $\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で表 1-3 から「カプセル方式 (有機系) - 普通コンクリート」の値を用いる (N/mm<sup>2</sup>)
  - $c_n$  : へりあき寸法、又は、アンカーボルトピッチ  $a$  の 1/2 で  $c_n = a_n/2$  ( $n = 1 \sim 3$ ) とする (mm)

表 1-2 低減係数

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 1-3 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

## 2. 評価条件

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(シートジョイント①)

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	205
$s_c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	245
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	66850
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	8.55
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	20
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	120
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	160
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	0.98
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	0.81
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	155
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(シートジョイント②)

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s \sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	205
$s c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	353
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c \sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	70901
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	7.53
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	24
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	138
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	186
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	0.92
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	0.77
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	155
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

### 3. 許容限界の計算

「1.1 許容引張力  $p_a$  の算定」で表される許容限界の評価式に、表 2-1 のアンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を代入して、算定した各アンカーボルトの許容限界値を算定する。

接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$  を以下に示す。

#### 【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 245 \\ &= 50.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 353 \\ &= 72.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$  を以下に示す。

#### 【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 66850 \\ &= 67.6 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 70901 \\ &= 71.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  を以下に示す。

【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 8.55 \cdot 3.14 \cdot 20 \cdot 120 \\ &= 42.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 7.53 \cdot 3.14 \cdot 24 \cdot 138 \\ &= 52.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を止水目地の評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。アンカーボルトの許容限界を表4-1に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		使用材料	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	シートジョイント①	SUS304 (M20)	42.9 【 $p_{a3}$ 】
	シートジョイント②	SUS304 (M24)	52.2 【 $p_{a3}$ 】