

橢形鋼矢板壁工法 設計事例（案）

令和4年3月

国土交通省 九州地方整備局  
下関港湾空港技術調査事務所

## 序

本楕形鋼矢板壁工法設計事例（案）は、「楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）」の理解を助けるため、平成 29 年 11 月 12 日に着工された大分港海岸 直轄海岸保全施設整備事業における設計・施工事例を参考に取りまとめたものである。

海岸保全施設として、計画・調査・設計・施工から維持管理までの過程において、対象地点における自然条件・社会条件等の制約のもと、楕形鋼矢板壁を築造するものであり、必ずしも本設計・施工技術資料と同様に築造できるということを保証するものではないと考えている。また、ここに掲載されている事例が必ずしも全てを網羅したものではないことをご理解いただきたい。

海岸保全施設の場合、整備に長期間を要し、整備後も長期間（概ね 50 年程度）の機能発現が期待される。そこには、多様なリスクが存在し、そのリスクの内容、規模等も変化する。計画・設計・施工・運用（維持管理）の各段階において、機能発現を担保するために、本工法では、「性能設計」をフルに活用する必要がある。施設整備の「目的」「要求性能」を関係者間で共有し、「要求性能」を工学的指標に翻訳し「性能規定」を定め、適切な手法により「照査」することが重要と考えている。特に、担当者の異動等に際して、確実にこれらの検討経緯や情報が、伝承されるよう留意されたい。

「楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）」ならびに、本楕形鋼矢板壁工法設計事例（案）を活用いただければ幸いである。

大分港海岸護岸改良技術研究会  
委員長 菅野 高弘

大分港海岸護岸改良技術研究会  
委員名簿

- 【委員長】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
菅野 高弘 港湾空港技術研究所 上級専任研究員
- 【委員】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
大矢 陽介 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 上席研究官
- 【委員】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
川端 雄一郎 港湾空港技術研究所 構造研究領域 構造新技術研究グループ長
- 【委員】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
小濱 英司 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 耐震構造研究グループ長
- 【委員】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
鈴木 高二朗 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 耐波研究グループ長
- 【委員】 国土技術政策総合研究所 沿岸海洋・防災研究部 沿岸防災研究室長  
本多 和彦
- 【委員】 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所  
水谷 崇亮 港湾空港技術研究所 地盤研究領域 基礎工研究グループ長
- 【委員】 国土技術政策総合研究所 港湾研究部 港湾施設研究室長  
宮田 正史

## 楕形鋼矢板壁工法 設計事例（案）

1. 概要	1
1.1. 楕形鋼矢板壁工法の概要	1
1.2. 要求性能と性能規定	6
1.3. 性能照査の手順	12
1.4. 主な照査項目と照査方法	14
1.5. 性能照査式	16
1.6. 標準的な部分係数	25
2. 設計条件の設定	27
2.1. 設計条件一覧	27
2.2. 鋼矢板の断面性能	32
2.3. 液状化判定	34
2.4. 照査用震度の算定	38
3. 静的解析による照査	45
3.1. 土圧の計算式	45
3.2. その他の外力の算定	49
3.3. (1) 永続状態：矢板壁の性能照査【(1)-(a)(b)(c)】	54
3.4. (1) 永続状態：円弧すべりに関する性能照査【(1)-(f)】	63
3.5. (1') 永続状態：支持力に関する性能照査【(1)-(e)】	64
3.6. (2) 変動状態：レベル1地震動に関する性能照査【(2)-(a)(b)】	66
3.7. (3) 変動状態：50年確率波に関する性能照査【(3)-(a)(b)(c)(g)】	74
3.8. (4) 変動状態：50年確率波に関する性能照査（レベル1地震後）【(4)-(a)(b)(g)】	82
3.9. (5) 変動状態：10年確率波に関する性能照査（設計津波に先行する地震後）【(5)-(a)(b)(g)】	88
3.10. (6) 変動状態：10年確率波に関する性能照査（設計津波を超える規模の津波に先行する地震後）【(6)-(a)(b)(g)】	96
3.11. (7) 偶発状態：設計津波に関する性能照査（設計津波に先行する地震後）【(7)-(a)(b)(c)(g)】	101
3.12. (8) 偶発状態：設計津波を超える規模の津波に関する性能照査（設計津波を超える規模の津波に先行する地震後）【(8)-(a)(b)(g)】	108
4. 動的解析による照査	114
4.1. 2次元FEMモデル作成	114
4.2. 付加モーメントに対する安定性の確認と沈下量の補正	123
4.3. 変動状態：レベル1地震動に対する照査【(2)-(a)(d)】	125

4.4. 偶発状態：設計津波に先行する地震動に対する照査 【(9)-(a)(d)】 .....	129
4.5. 偶発状態：設計津波を超える規模の津波に先行する地震動に対する照査 【(10)-(a)(d)】 .....	133
5. 照査結果取りまとめ .....	137

## 1. 概要

### 1.1. 楕形鋼矢板壁工法の概要

#### 1.1.1. 概要

「楕形鋼矢板壁工法」とは、**図 1-1** に示すとおり非液状化層まで根入れした長尺矢板と矢板下端が液状化層に留まる短尺矢板を「楕形(楕の歯状)」に組合せて矢板壁構造を構築する工法である。

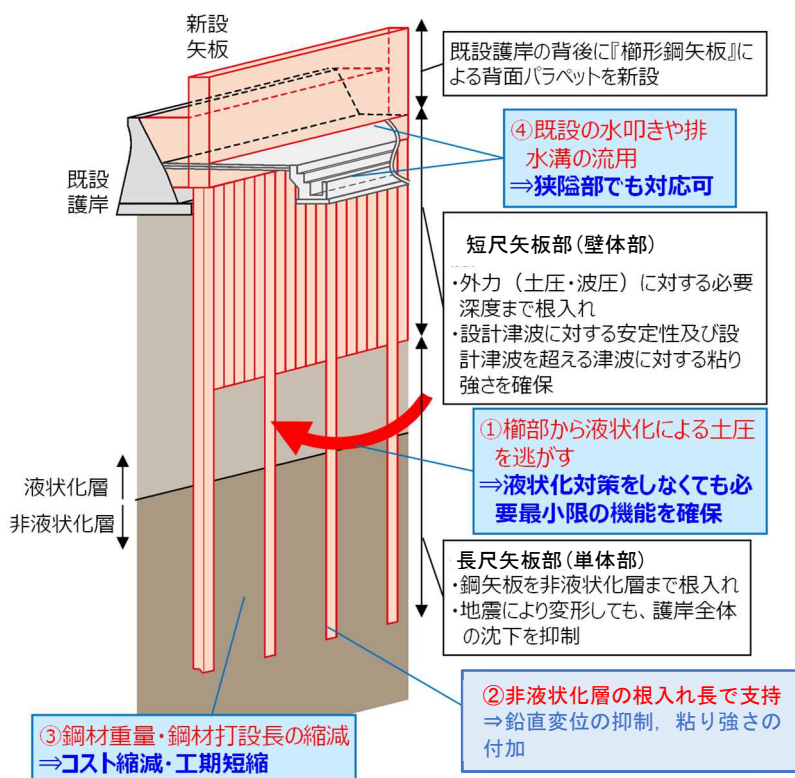


図 1-1 楕形鋼矢板壁工法の概要

鋼矢板を楕状に組合せることで、地震による液状化が発生し既設護岸が大きく変位した場合においても長尺矢板が沈下抑制の機能を担い、壁構造を形成する短尺矢板部(壁体部)の鉛直方向の変位を許容範囲内に抑える。その際、長尺矢板の支持力の推定にあたって、液状化層の周面抵抗力を見込まず、非液状化層への根入れ部の周面抵抗力のみに期待する設計としている。

### 1.1.2. 定義

楕形鋼矢板壁：図 1-2 に示すように、非液状化層まで根入れした長尺矢板と矢板下端が液状化層に留まる短尺矢板を組み合わせた構造が、正面から見ると楕形（楕の歯状）のような形状を成すため、この構造を楕形鋼矢板壁と呼ぶ。

短尺矢板：図 1-2 における連続した矢板壁を構成する短い方の矢板。

短尺矢板部(壁体部)：図 1-2 に示した連続した壁状の構造を成している部分。

長尺矢板：図 1-2 における短尺矢板部（壁体部）より下まで延びた矢板。

長尺矢板部(単体部)：図 1-2 における長尺矢板が短尺矢板部(壁体部)から突き出した部分。

スパン：1 枚の長尺矢板が支持力を分担する法線方向延長の 1 単位。

楕部：短尺矢板の下端と長尺矢板で囲まれた楕の歯状に空いた鋼矢板壁がない部分。

ウェブ、フランジ、アーム：ハット形鋼矢板の一部分(図 1-3 参照)。

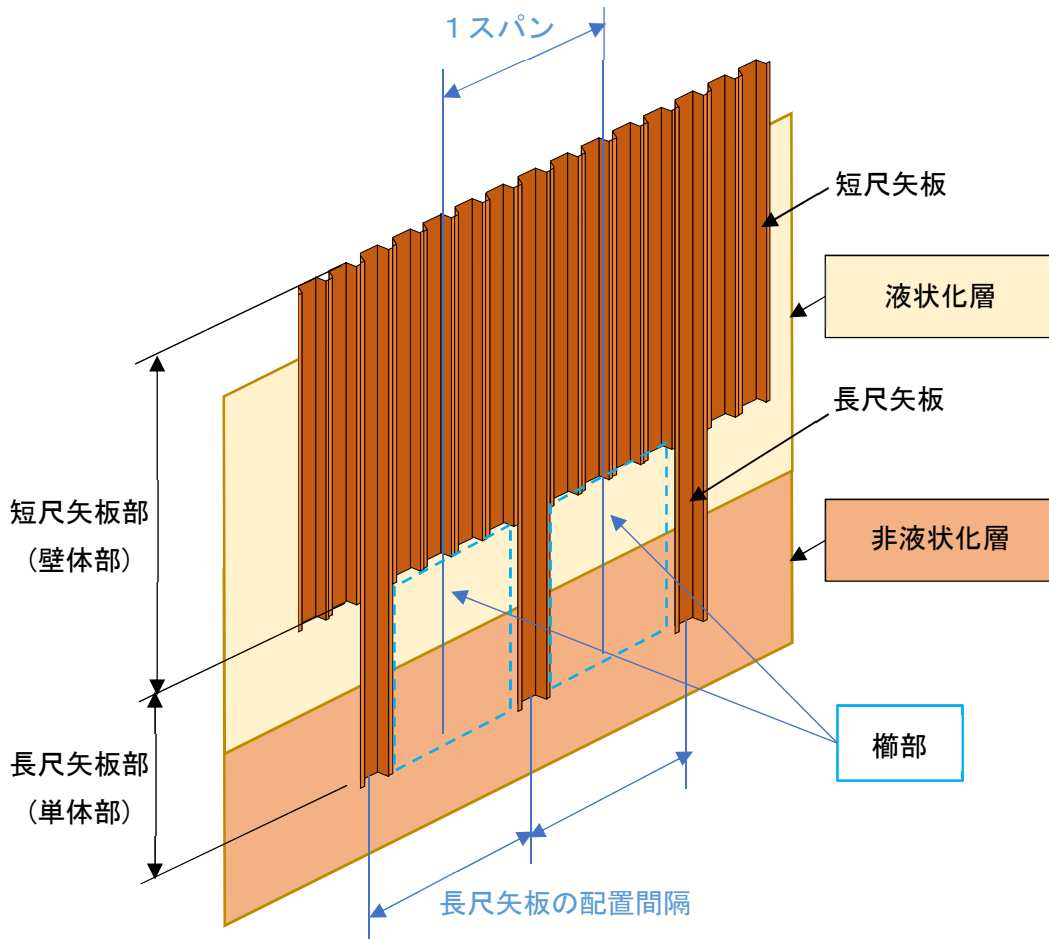


図 1-2 楕形鋼矢板壁のイメージ図

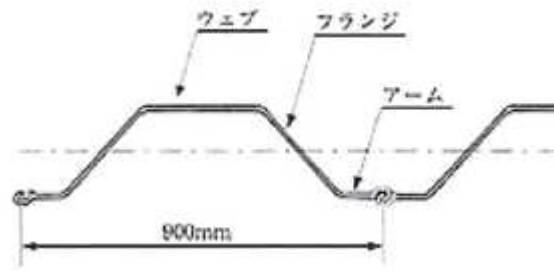


図 1-3 ハット形鋼矢板の部分名称

負曲げ：図 1-4 (1) のような片持ち梁方式の荷重試験で生じるハット形鋼矢板の曲げ変形において、ウェブ側に引張応力が、アーム側に圧縮応力が発生する曲げ変形を負曲げ状態と呼ぶ。

正曲げ：図 1-4 (2) のような片持ち梁方式の荷重試験で生じるハット形鋼矢板の曲げ変形において、アーム側に引張応力が、ウェブ側に圧縮応力が発生する曲げ変形を正曲げ状態と呼ぶ。

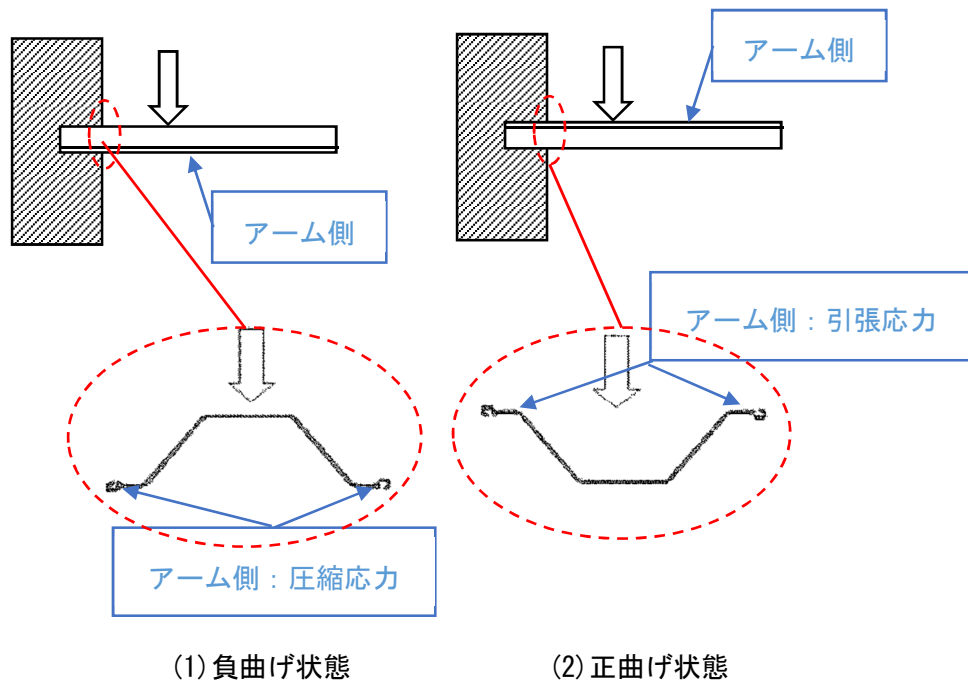


図 1-4 正曲げと負曲げの定義



### 1.1.3. 本事例の目的

本事例では、津波および波浪に対する海岸保全施設の対策工法の1つとして、楕形鋼矢板壁工法の設計事例について紹介する。特に、以下の3つの条件における設計事例として紹介する。本事例の楕形鋼矢板壁工法の標準断面図を図1-5に示す。

1. 既設の護岸がすでに整備されている状態における新設の条件  
→老朽化した施設の更新や、波浪・津波の見直しに伴う施工を想定している。
2. 直背後が利用されているため、施工スペースが狭隘となる条件  
→海岸保全施設として整備可能な範囲が限られている施工を想定している。
3. 途中に液状化層が存在する土層構成の条件  
→通常の施工方法では、大規模な地盤改良を伴う可能性がある施工を想定している。

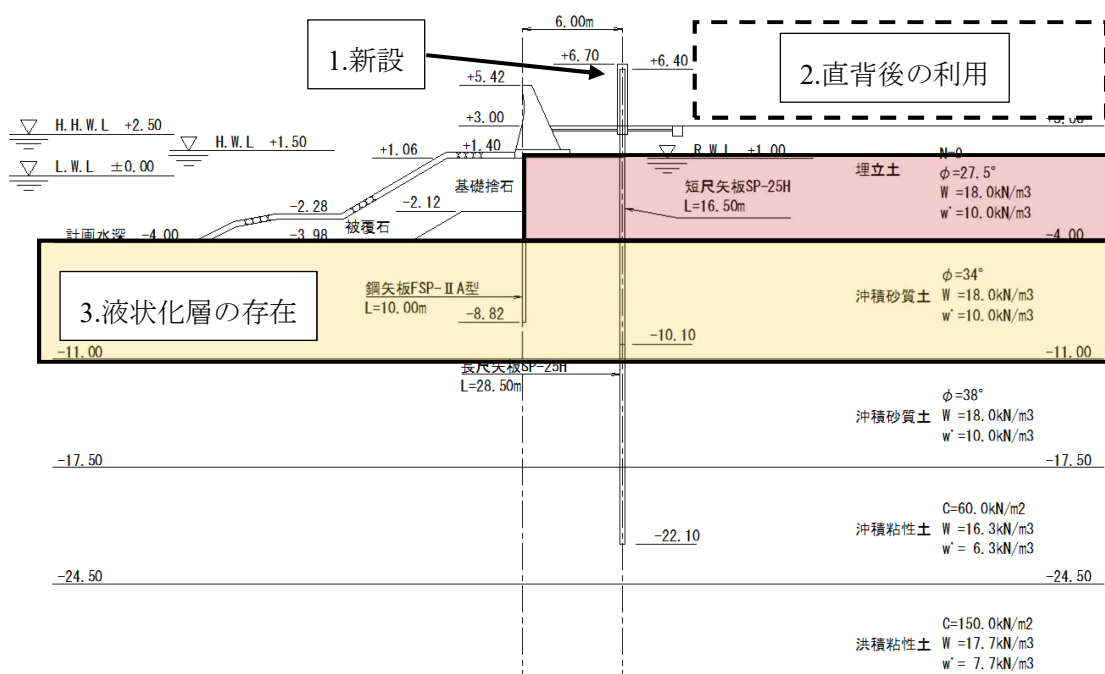


図 1-5 本事例の楕形鋼矢板壁工法の標準断面図

本事例は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」と「海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成30年8月）」に基づき設計を行う。ただし、本事例で設定する要求性能や性能規定は、本事例の施設に対応したものであるため、実務設計では、設計地点に相応しい要求性能や性能規定を設定する必要がある。

また、津波および波浪に対する海岸保全施設としては、楕形鋼矢板壁工法以外の対策工法もいくつか想定される。実務設計では、複数の対策工法の経済性や施工性、維持管理性等を十分に吟味したうえで、設計地点に相応しい対策工法を選定する必要がある。楕形鋼矢板壁工法と他の対策工法の例を表1-1に示す。

表 1-1 海岸保全施設の対策工法の例

	重力式胸壁（盛土も含む）	杭式胸壁	楕形鋼矢板壁
断面図			
メリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本体工の施工費が，他工法と比べて安価となる傾向にある。</li> <li>・ 維持管理が，他工法と比べて容易となる傾向にある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 護岸の占有範囲が小さい。</li> <li>・ 変位が小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 護岸の占有範囲が小さい。</li> <li>・ 液状化層が存在する場合，流動土圧を逃がす構造であるため有利である。</li> </ul>
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 変位が大きく，地盤改良が必要となる場合も生じる。</li> <li>・ 護岸の占有範囲が非常に大きくなる（特に盛土）。</li> <li>・ 別途，浸透流に対する対策が必要となる場合がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本体工の施工費が，他工法と比べて高価となる傾向にある。</li> <li>・ 液状化層が存在する場合，杭諸元が非常に大きくなる場合も生じる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 変位が大きい。</li> <li>・ 矢板の根入れ長が，他工法と比べて大きくなる傾向にある。</li> </ul>

## 1.2. 要求性能と性能規定

### 1.2.1. 要求性能

本事例における，楕形鋼矢板壁による護岸に対する要求性能を表 1-2 と表 1-3 に示す。

表 1-2 楕形鋼矢板壁工法に対する要求性能（その 1）

	状態	作用	要求性能	要求性能の内容
1	永続	自重・土圧等	短尺：使用性 地盤：使用性	常時の自重・土圧等に対して短尺矢板部が安定性を満足するとともに，地盤の円弧すべりに対して安定性を満足する。
1'		自重・土圧等 (偶発作用後)	長尺：使用性	常時（偶発作用後）の状態において，長尺矢板が楕形鋼矢板壁の自重を支持できる。
2	変動	レベル 1 地震動等	短尺：使用性 長尺：使用性	地震時に短尺矢板部・長尺矢板部ともに安定性を満足する。
3		H.H.W.L.+50 年確率波浪等	短尺：使用性 天端高：供用性	波浪による波力に対して短尺矢板部で抵抗でき，高潮による許容越波流量を満足する。
4		H.H.W.L.+50 年確率波浪等 (レベル 1 地震後)	短尺：使用性 天端高：供用性	地震による沈下後も，波浪による波力に対して短尺矢板部で抵抗でき，高潮による許容越波流量を満足する。
5		H.W.L.+10 年確率波浪等 (設計津波に先行する地震後)	短尺：使用性 天端高：供用性	地震による沈下後も，波浪による波力に対して短尺矢板部で抵抗でき，許容越波流量を満足する。
6		H.W.L.+10 年確率波浪等 (レベル 2 地震後※ 2)	短尺：使用性 天端高：供用性	地震による沈下後も，波浪による波力に対して短尺矢板部で抵抗でき，許容越波流量を満足する。

※ 1 偶発作用とは，設計津波と設計津波を超える規模の津波，設計津波に先行する地震動，レベル 2 地震動を対象とする。

※ 2 本事例では，レベル 2 地震動を設計津波を超える規模の津波に先行する地震動のみとしている。

表 1-3 楕形鋼矢板壁工法に対する要求性能 (その2)

	状態	作用	要求性能	要求性能の内容
7	偶発	設計津波等 (設計津波に先行する地震後)	短尺：使用性 天端高：供用性	地震による沈下後も、津波による波力に対して短尺矢板部で抵抗でき、津波が越流しない。
8		設計津波を超える規模の津波等 (設計津波を超える規模の津波に先行する地震後)	短尺：粘り強さ	地震による沈下後に、津波の越流は許容するが、津波による波力に対して短尺矢板部が倒壊しない。
9		設計津波に先行する地震動等	短尺：使用性 長尺：使用性	地震時に短尺矢板部・長尺矢板部ともに安定性を満足し、短尺矢板部は地震後の津波・波浪に対して抵抗できる状態である。長尺矢板部は、楕形鋼矢板壁の自重を支持できる状態である。
10		レベル2地震動等※	短尺：修復性 長尺：使用性	地震時に短尺矢板部・長尺矢板部ともに安定性を満足し、短尺矢板部は地震後の津波に対して倒壊せず、地震後の波浪に対して抵抗できる状態である。長尺矢板部は、楕形鋼矢板壁の自重を支持できる状態である。

※本事例では、レベル2地震動を設計津波を超える規模の津波に先行する地震動のみとしている。

本事例では、海岸保全施設としての楕円鋼矢板壁には、図 1-6 と図 1-7 に示す機能が想定されている。

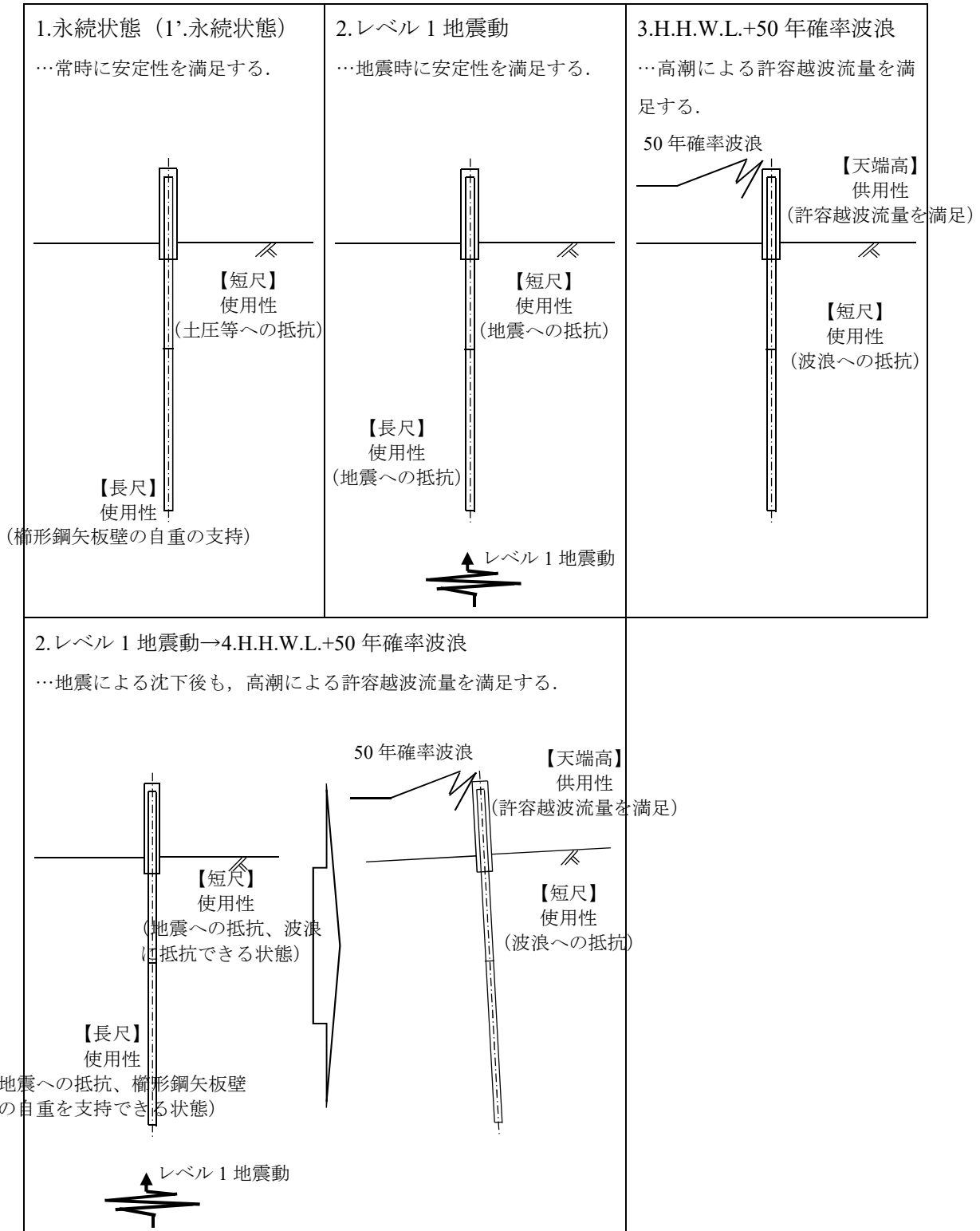


図 1-6 楕円鋼矢板壁工法に対して想定される機能 (その 1)

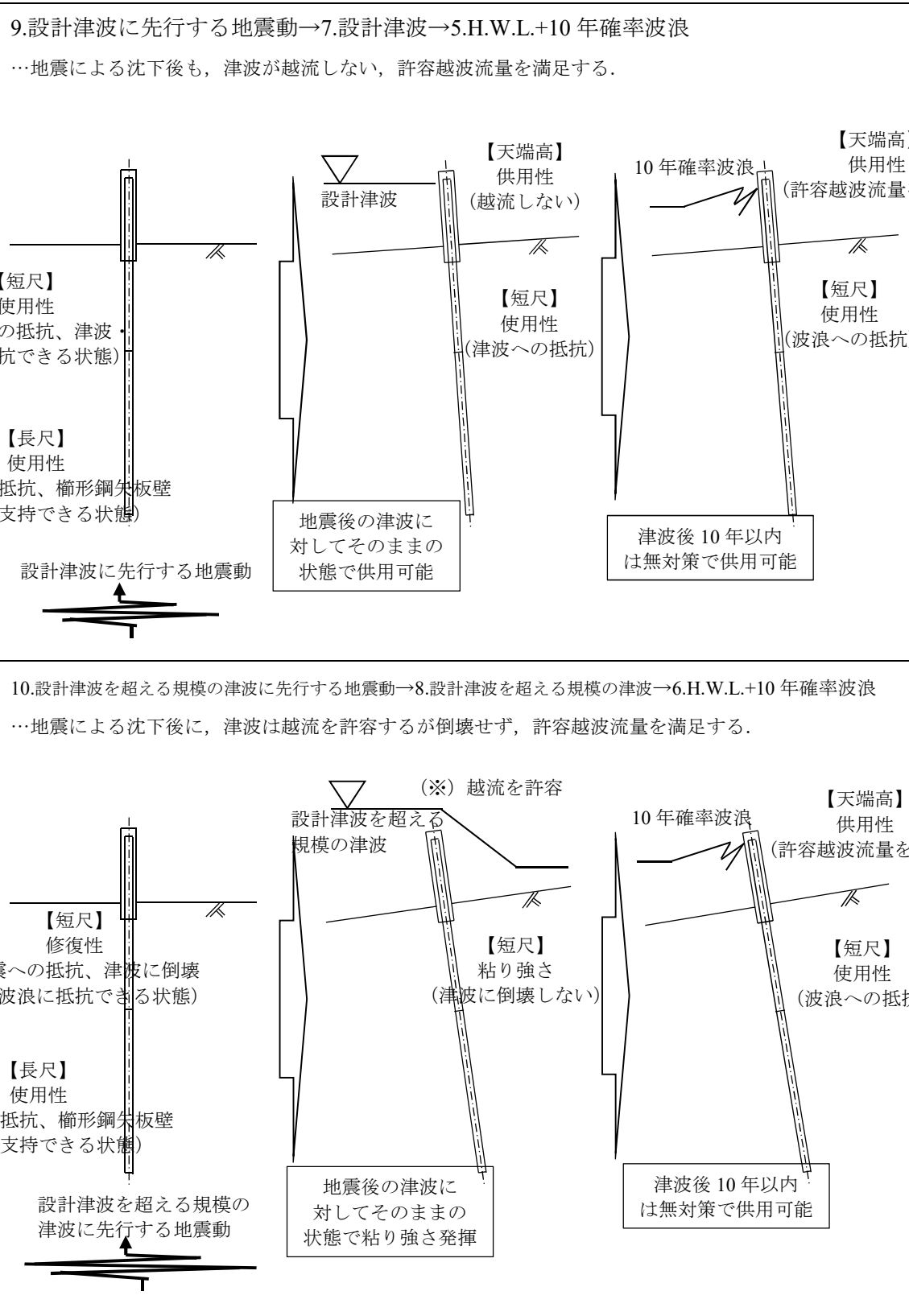


図 1-7 楕形鋼矢板壁工法に対して想定される機能 (その2)

## 1.2.2. 性能規定

本事例における，楕形鋼矢板壁による護岸に対する性能規定を表 1-4 と表 1-5 に示す．

表 1-4 楕形鋼矢板壁工法に対する性能規定（その 1：永続，変動状態）

	状態	作用	対象	性能規定
1	永続	自重・土圧等	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$ クリープ比 $\geq$ 土質ごとの規定値
			地盤	円弧すべり安全率 $\geq 1.0$
1'		自重・土圧等（偶発作用後）	長尺	周面抵抗力 $\geq$ 自重 座屈抵抗力 $\geq$ 自重
2		レベル 1 地震動等	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$ 発生曲率 $\leq$ 降伏モーメントに対応する曲率
			長尺	発生曲率 $\leq$ 降伏モーメントに対応する曲率
3		H.H.W.L.+50 年確率波浪等	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$ クリープ比 $\geq$ 土質ごとの規定値
			天端高	天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ
4	変動	H.H.W.L.+50 年確率波浪等 （レベル 1 地震後）	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$
			天端高	天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ
5		H.W.L.+10 年確率波浪等 （設計津波に先行する地震後）	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度（※ 2） 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$
			天端高	天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ
6		H.W.L.+10 年確率波浪等 （レベル 2 地震後（※ 1））	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度（※ 2） 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$
			天端高	天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ

※ 1 本事例では，レベル 2 地震動を設計津波を超える規模の津波に先行する地震動のみとしている．

※ 2 土圧計算式を用いて部分係数法で照査する場合は降伏応力度以内とするが，地震応答解析を用いて地震後の波浪・津波による波力作用を考える場合は全塑性モーメントに対応する曲率以内とすることができる．

表 1-5 楕形鋼矢板壁工法に対する性能規定（その 2：偶発状態）

	状態	作用	対象	性能規定
7		設計津波等 (設計津波に先行する地震後)	短尺	発生応力度 $\leq$ 降伏応力度（※2） 根入れ長 $\geq 1.5l_{m1}$ クリープ比 $\geq$ 土質ごとの規定値
			天端高	天端高 $\geq$ 津波高さ
8	偶発	設計津波を超える規模の津波等 (設計津波を超える規模の津波 に先行する地震後)	短尺	粘り強さ（応力，根入れ，パイピング）
			(天端高)	—（越流を許容）
9		設計津波に先行する地震動等	短尺	発生曲率 $\leq$ 全塑性モーメントに対応する曲率
			長尺	発生曲率 $\leq 0.2\sim 0.3$ 程度（※3）
10		レベル 2 地震動等（※1）	短尺	発生曲率 $\leq$ 全塑性モーメントに対応する曲率
			長尺	発生曲率 $\leq 0.2\sim 0.3$ 程度（※3）

※1 本事例では，レベル 2 地震動を設計津波を超える規模の津波に先行する地震動のみとしている。

※2 土圧計算式を用いて部分係数法で照査する場合は降伏応力度以内とするが，地震応答解析を用いて地震後の波浪・津波による波力作用を考える場合は全塑性モーメントに対応する曲率以内とすることができる。

※3 楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）では，ハット形鋼矢板 SP-45H と SP-50H に対する曲げ載荷試験結果および曲げ載荷試験の再現解析結果において，曲率 0.3 $\sim$ 0.4 程度まで破断しないことを確認している。本事例では，SP-25H を用いていることも勘案して，破断しない曲率として安全側に， $\phi_m=0.2\sim 0.3$  と設定した。

**【留意事項】**

※2 について，一般的には地震時の流動土圧と，地震後の波浪・津波波力の作用方向や作用深度が異なる。そのため，楕形鋼矢板壁に発生する曲げモーメントの発生方向や，曲げモーメントが最大となる深度は一致しないと考えられ，地震時と波浪・津波波力作用時を独立して照査しても問題ないと考えられる。しかし，曲げモーメントの発生方向や，曲げモーメントが最大となる深度が一致すると考えられる場合には，地震応答解析の中で地震後の状態に対して波浪・津波を作用させ，照査を行うことが望ましい。



### 1.3. 性能照査の手順

性能照査の手順フローを図 1-8 と図 1-9 に示す。動的解析プログラムには、有効応力法に基づく有限要素解析である FLIP を用いた。このプログラムでは、過剰間隙水圧の上昇に伴う液状化現象を考慮することができる。本事例では FLIP ROSE を用い、微小変形理論に基づいた解析を行う。

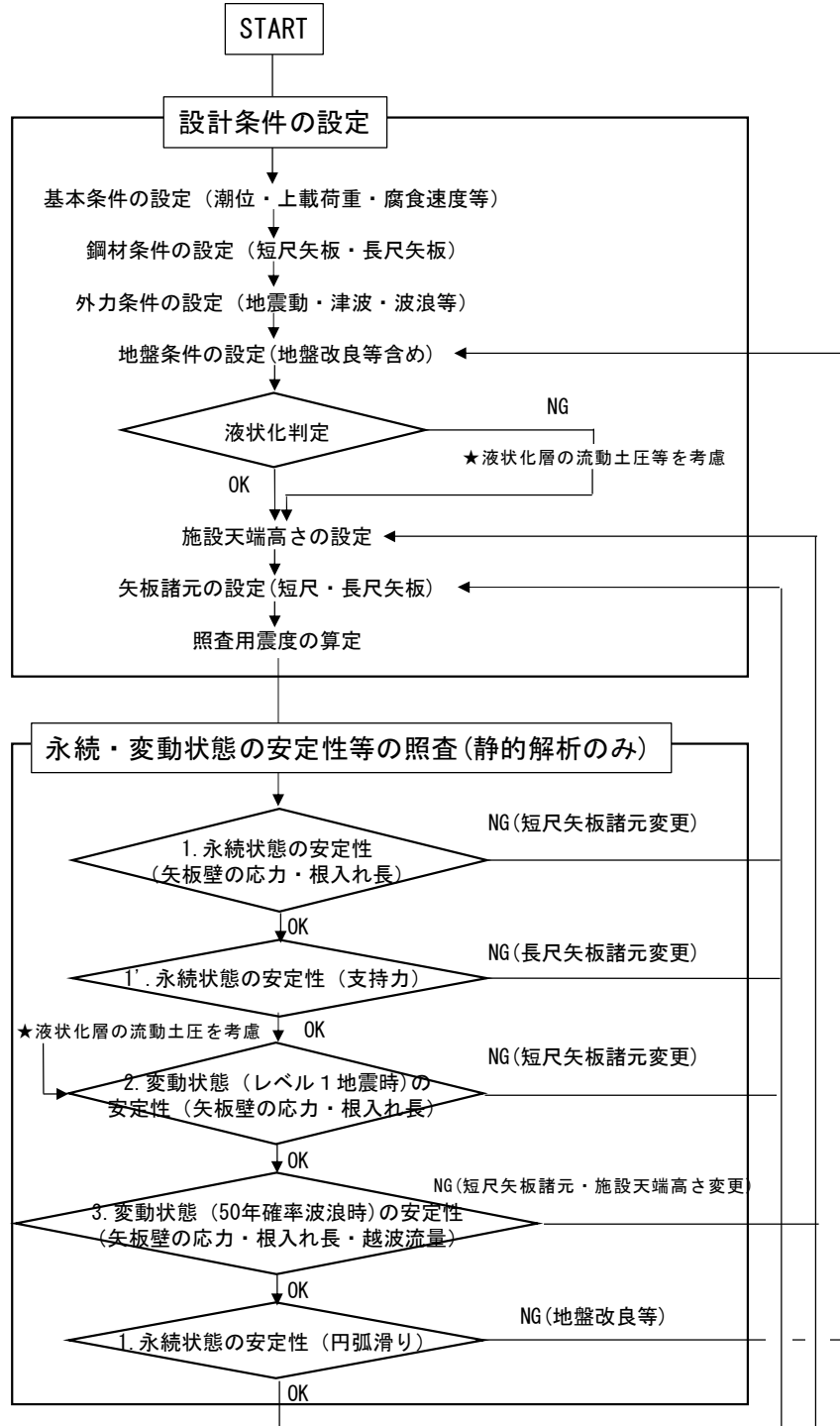


図 1-8 楯形鋼矢板壁工法の性能照査のフローチャート (その 1)

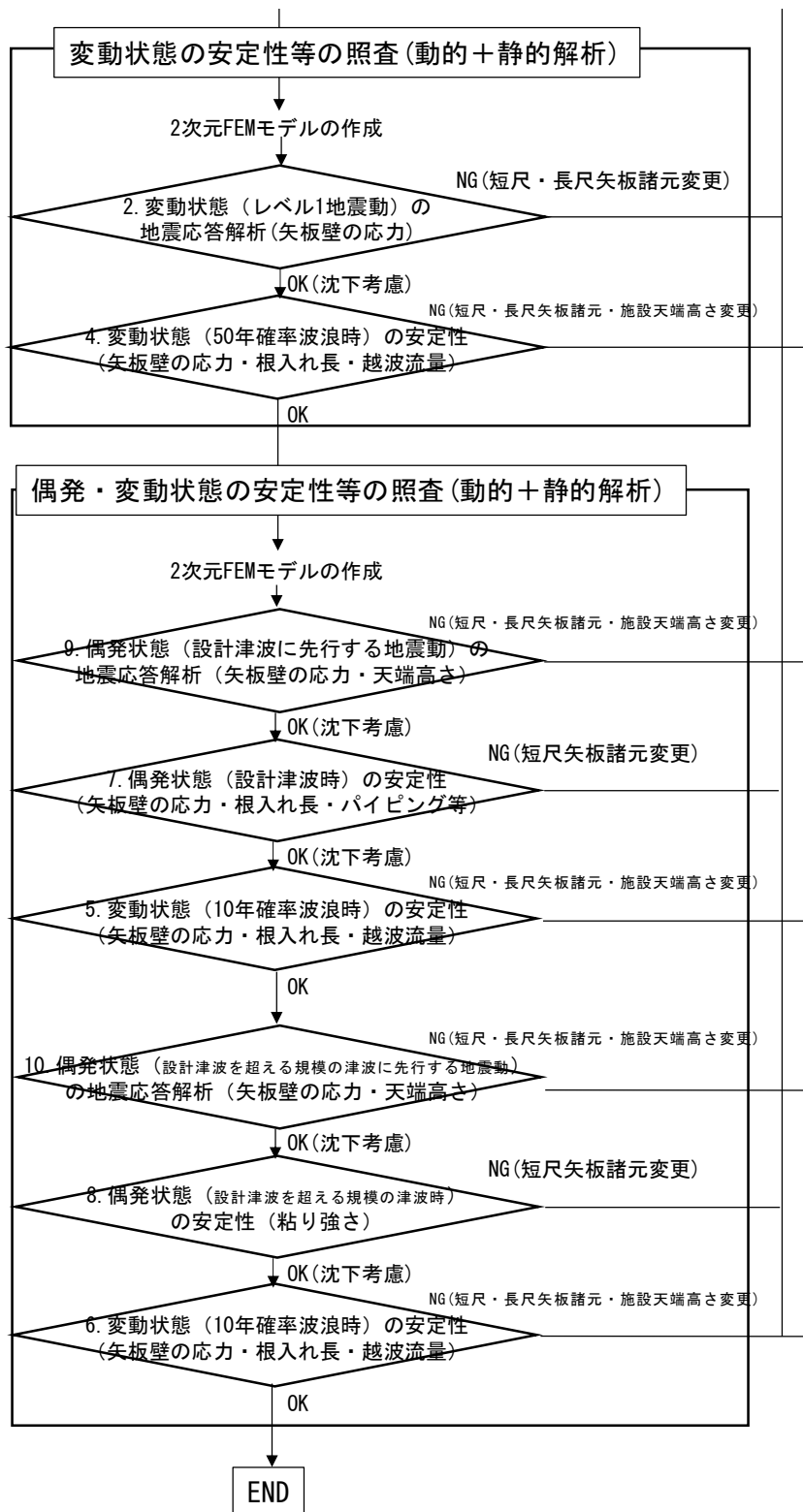


図 1-9 楕形鋼矢板壁工法の性能照査のフローチャート (その2)

#### 1.4. 主な照査項目と照査方法

楕形鋼矢板壁工法の性能照査における設計状態と作用の分類，照査項目と照査方法を示す。

##### 1.4.1. 設計状態と作用の分類

楕形鋼矢板壁工法の設計状態と作用の分類を，表 1-6 に示す。

表 1-6 楕形鋼矢板壁工法の設計状態と作用の分類

	状態	作用	作用の内容
1	永続	自重・土圧等	常時土圧，残留水圧，載荷重
1'		自重・土圧等（偶発作用後）	
2	変動	レベル 1 地震動等	地震時土圧，残留水圧，載荷重，慣性力，動水圧（レベル 1 地震動作用）
3		H.H.W.L.+50 年確率波浪等	常時土圧，残留水圧，載荷重，波浪による波力
4		H.H.W.L.+50 年確率波浪等（レベル 1 地震後）	常時土圧，残留水圧，載荷重，波浪による波力
5		H.W.L.+10 年確率波浪等（設計津波に先行する地震後）	常時土圧，残留水圧，載荷重，波浪による波力
6		H.W.L.+10 年確率波浪等（レベル 2 地震後※）	常時土圧，残留水圧，載荷重，波浪による波力
7	偶発	設計津波等（設計津波に先行する地震後）	常時土圧，残留水圧，載荷重，津波による波力
8		設計津波を超える規模の津波等（設計津波を超える規模の津波に先行する地震後）	常時土圧，残留水圧，載荷重，津波による波力
9		設計津波に先行する地震動等	設計津波に先行する地震動作用
10		レベル 2 地震動等※	レベル 2 地震動作用

※本事例では，レベル 2 地震動を設計津波を超える規模の津波に先行する地震動のみとしている。

#### 1.4.2. 照査項目と照査方法

楕形鋼矢板壁工法の照査項目と照査方法を，表 1-7 に示す．

表 1-7 楕形鋼矢板壁工法の照査項目と照査方法

	対象	照査項目	照査方法	設計状態 (表 1-6)
a	短尺矢板部 (壁体部)	応力	・ 部分係数法 (応力度の照査) ・ 有限要素解析による曲率の照査方法	(1)～(8) (2) (9) (10)
b		根入れ長	・ 港研方式による根入れ長の照査方法	(1)～(8)
c		パイピング	・ 浸透路長の照査方法	(1) (3) (7)
d	長尺矢板部	応力	・ 有限要素解析による曲率の照査方法	(2) (9) (10)
e	(単体部)	支持力	・ 部分係数法 (支持力の照査)	(1')
f	地盤	円弧すべり	・ 部分係数法 (修正フェレニウス法)	(1)
g	天端高	護岸天端高 ※	・ 越波流量に基づく必要天端高の照査方法 ・ 津波高さに対する必要天端高の照査方法	(3)～(6) (7)

※地殻変動による沈下量や有限要素解析により算定した沈下量を考慮する．

## 1.5. 性能照査式

短尺矢板部（壁体部）の応力，根入れ長，パイピング，長尺矢板部（単体部）の支持力，円弧すべり，必要天端高の照査式を示す。

### 1.5.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

#### ○部分係数法（応力度の照査）

鋼矢板の降伏応力度を基に，港研方式により得られる矢板壁の最大曲げモーメント  $M_{max}$  について照査を行う．照査式を(1.1)に示す．添え字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す．

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0, \quad R_d = \gamma_R R_k, \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (1.1)$$

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = \frac{M_{maxk}}{Z}$$

ここに，

$\sigma_y$ ：鋼矢板の曲げ降伏力度[N/mm<sup>2</sup>],

$M_{max}$ ：矢板壁に生じる最大曲げモーメント[N・mm/mm<sup>2</sup>],

$Z$ ：鋼矢板の断面係数[mm<sup>3</sup>/m],

$\gamma_R$ ：抵抗項に乗じる部分係数，

$\gamma_S$ ：荷重項に乗じる部分係数，

$m$ ：調整係数．

#### ○有限要素解析による曲率の照査方法

図 1-10 に示すとおり有限要素解析で得られる時間最大の曲率  $\phi_{max}$  が，性能規定  $\phi_d$  を下回っていることを確認することによって性能照査を行う．照査式を(1.2)に示す．

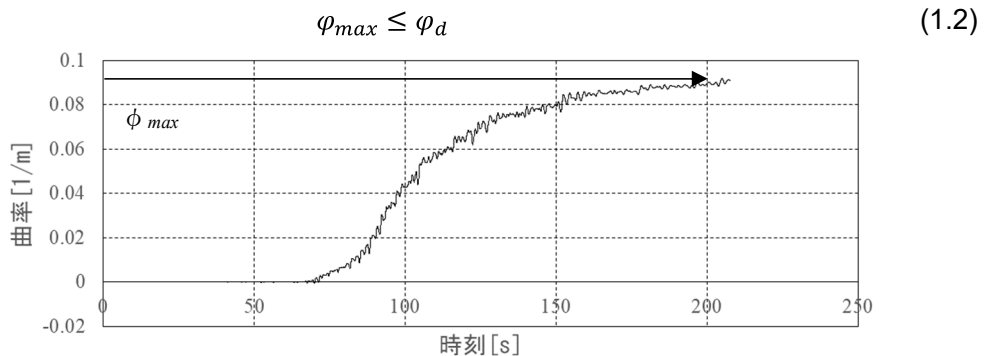


図 1-10 曲率の時刻歴の出力例

なお、性能規定  $\phi_d$  は設計状態により異なり、本事例で設定されている曲率の性能規定（短尺矢板部）を表 1-8 に示す。

表 1-8 曲率の性能規定（短尺矢板部）

表 1-6 の整理番号	設計状態	性能規定	算定式※
2	変動：レベル 1 地震動	降伏モーメントに対応する曲率	$\phi_y = M_y / EI$
9	偶発：設計津波に先行する地震動	全塑性モーメントに対応する曲率	$\phi_p = M_p / EI$
10	偶発：レベル 2 地震動	全塑性モーメントに対応する曲率	$\phi_p = M_p / EI$

※ $M_y$ ：降伏モーメント， $M_p$ ：全塑性モーメント， $EI$ ：曲げ剛性とする。

### 1.5.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

#### ○港研方式による根入れ長の照査方法

港研方式により得られる頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点の深さ  $l_{m1}$ [m]を基に、主働土圧と受働土圧が釣り合う仮想海底面からの根入れ長  $L$ [m]について照査を行う。照査式を(1.3)に示す。また、仮想海底面の設定を図 1-11 に示す。

$$L \geq 1.5l_{m1} \quad (1.3)$$

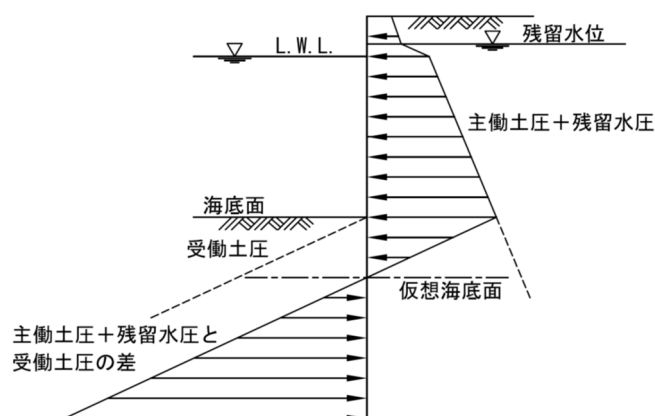


図 1-11 仮想海底面の設定

### 1.5.3. (c) 短尺矢板部（壁体部）のパイピング

#### ○浸透路長の照査方法

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 8 月）」に従い，浸透路長の照査を行う。最大水頭差（最大の内外水位差） $h$ [m]に対して，水平方向の浸透路長  $B$ [m]と鉛直方向の浸透路長  $\Sigma t$ [m]を設定した場合のクリープ比  $C_w$ が，表 1-9 の値を下回らないことを確認してパイピングの安定性を確認する。照査式を(1.4)に示す。

$$C_w = \frac{\frac{1}{3}B + \Sigma t}{h} \geq \text{表 1-9 の値} \quad (1.4)$$

表 1-9 クリープ比

堤体又は基礎地盤の土質	クリープ比( $C_w$ )
砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
中砂利	3.5
玉石を含む粗砂利	3.0

本事例で検討対象とする設計状態を，表 1-10 に示す。

表 1-10 パイピングの検討

表 1-6 の 整理番号	設計状態	水頭差の設定
1	永続	海側：H.W.L. →陸側：R.W.L. 陸側：R.W.L. →海側：L.W.L.
3	変動：H.H.W.L.+50年確率波浪	海側：H.H.W.L.→陸側：R.W.L.
7	偶発：設計津波	海側：津波水位→陸側：地表面

#### 【留意事項】

必要に応じて，模型実験や 2 次元または 3 次元の浸透流解析を行い，検討断面に対するパイピングの安定性を確認することが望ましい。

#### 1.5.4. (d) 長尺矢板部（単体部）の応力

##### ○有限要素解析による曲率の照査方法

1.5.1(a) 短尺矢板部（壁体部）の応力の有限要素解析による曲率の照査式(1.2)と同じである。ただし、性能規定 $\phi_d$ は設計状態により異なり、本事例で設定されている曲率の性能規定（長尺矢板部）を表 1-11 に示す。

表 1-11 曲率の性能規定（長尺矢板部）

表 1-6 の 整理番号	設計状態	性能規定	算定式※ 1
2	変動：レベル 1 地震動	降伏モーメントに対応する曲率	$\phi_y = M_y / EI$
9	偶発：設計津波に先行する地震動	破断しない曲率※ 2	$\phi_m = 0.2 \sim 0.3$
10	偶発：レベル 2 地震動	破断しない曲率※ 2	$\phi_m = 0.2 \sim 0.3$

※ 1  $M_y$ ：降伏モーメント， $EI$ ：曲げ剛性とする。

※ 2 楕円鋼矢板壁工法マニュアル（案）では、ハット形鋼矢板 SP-45H と SP-50H に対する曲げ載荷試験結果および曲げ載荷試験の再現解析結果において、曲率 0.3～0.4 程度まで破断しないことを確認している。本事例では、SP-25H を用いていることも勘案して、破断しない曲率として安全側に、 $\phi_m = 0.2 \sim 0.3$  と設定した。

#### 1.5.5. (e) 長尺矢板部（単体部）の支持力

##### ○部分係数法（支持力安定計算）

まず、周面抵抗に関して照査する。長尺矢板の周長  $U$ 、土層の周面抵抗力度  $r_i$ 、上部工・鋼矢板の重量  $W$  を基に、根入れ長（周面抵抗力を期待する土層の厚さ  $l_i$ ）について照査を行う。ただし、先端抵抗は見込まない。照査式を(1.5)に示す。添え字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0, \quad R_d = \gamma_R R_k, \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (1.5)$$

$$R_k = R_{fk} = U \Sigma (r_i \cdot l_i)$$

$$S_k = W_k$$

ここに、

$U$ ：長尺矢板 1 枚の周長[m]（図 1-12 の赤の点線），

$r_i$ ：各土層の周面抵抗力度の特性値[kN/m<sup>2</sup>],

$l_i$ ：周面抵抗力を期待する土層の厚さ[m],

$W$ ：長尺矢板 1 枚が負担する上部工と鋼矢板の重量[kN],



$\gamma_R$  : 抵抗項に乗じる部分係数,  
 $\gamma_S$  : 荷重項に乗じる部分係数,  
 $m$  : 調整係数.

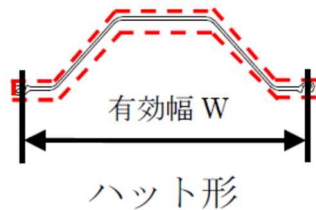


図 1-12 ハット形鋼矢板の周長（赤の点線）

（鋼矢板を用いた既設鉄道構造物基礎の耐震補強工法（シートパイル補強工法）設計・施工マニュアル（案）（第3版）平成28年11月公益財団法人鉄道総合技術研究所）

周面抵抗力度の特性値  $r_i$  は、鋼矢板の打設工法やウォータージェット（WJ）併用の有無により適切な値を用いる。本事例で用いる、楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）に記載の周面抵抗力度の特性値  $r_i$  を表 1-12 に示す。

表 1-12 周面抵抗力度の特性値

	油圧圧入工法		バイブロハンマ工法	
	単独工法	WJ 併用	単独工法	WJ 併用
周面	$0.55C(\leq 75)$	$0.36C(\leq 75)$	$0.50C(\leq 75)$	$0.36C(\leq 75)$
先端 1m 区間	$0.65C(\leq 75)$	$0.43C(\leq 75)$	$5.0N(\leq 75)$	$3.3N(\leq 75)$

※ $C$  : 粘性土の非排水せん断強さ[kN/m<sup>2</sup>],  $N$  :  $N$  値

【留意事項】

本事例では、偶発作用の地震後の液状化層の周面抵抗力は期待できないと考え、長尺矢板が根入れされている粘性土層の周面抵抗力のみに期待する。なお、周面抵抗力度の特性値については、必要に応じて現地押込み載荷試験を行い確認することが望ましい。

次に、座屈抵抗に関して照査を行う。長尺矢板の曲げ剛性  $EI$ 、上部工・鋼矢板の重量  $W$  を基に、長尺矢板部（単体部）の矢板長  $l$  について、オイラーの式に従い照査を行う。照査式を(1.6)に示す。添え字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$\begin{aligned}
m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0, \quad R_d = \gamma_R R_k, \quad S_d = \gamma_S S_k \\
R_k = \pi^2 EI / l^2 \\
S_k = W_k
\end{aligned}
\tag{1.6}$$

ここに,

$EI$  : 長尺矢板の曲げ剛性[kN/m<sup>2</sup>],

$l$  : 長尺矢板部 (単体部) の矢板長[m],

$W$  : 長尺矢板 1 枚が負担する上部工と鋼矢板の重量[kN],

$\gamma_R$  : 抵抗項に乗じる部分係数,

$\gamma_S$  : 荷重項に乗じる部分係数,

$m$  : 調整係数.

#### 1.5.6. (f) 円弧すべり

##### ○部分係数法 (修正フェレニウス法)

地盤強度, 重量に対する円弧すべりの安定性について照査を行う. 照査式を(1.7)に示す. 添え字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す.

$$\begin{aligned}
m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0, \quad R_d = \gamma_R R_k, \quad S_d = \gamma_S S_k \\
R_k = \Sigma \{ c_k s + (W'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \phi_k \} \sec \theta \\
S_k = \Sigma \{ (W_k + q_k) \sin \theta \}
\end{aligned}
\tag{1.7}$$

ここに,

$c$  : 粘性土地盤の場合においては非排水せん断強さ, 砂質土地盤の場合においては排水条件における見掛けの粘着力[kN/m<sup>2</sup>],

$\phi$  : 粘性土地盤の場合においてはゼロ, 砂質土地盤の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角[° ],

$W'$  : 単位長さ当たりの分割片の有効重量[kN/m],

$W$  : 単位長さ当たりの分割片の全重量[kN/m],

$q$  : 分割片上部からの鉛直作用[kN/m],

$\theta$  : 分割片底面が水平面となす角[° ],

$s$  : 分割片の幅[m],

$\gamma_R$  : 抵抗項に乗じる部分係数,

$\gamma_S$  : 荷重項に乗じる部分係数,

$m$  : 調整係数.

### 【留意事項】

円弧すべりの安定性に対して矢板の根入れ長を決定することは、設計上望ましくない。土圧や地震・波浪・津波等の安定性照査結果に基づき決定された矢板の根入れ長に対して、円弧すべりの安定性を満足しない場合には、地盤改良等の対策が必要となる。

### 1.5.7. (g) 必要天端高

#### ○越波流量に基づく必要天端高の照査方法

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」に従い、図 1-13 に示す越波流量推定図を用いて許容越波流量に対して必要となる天端高の照査を行う。必要に応じて、消波ブロックの越波流量推定図を用いる。照査式を(1.8)に示す。

$$\text{天端高} \geq H'_0 \cdot \frac{h_c}{H'_0} \left( \frac{h}{H'_0}, \frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} \right) \quad (1.8)$$

ここに、

$q$  : 許容越波流量[m<sup>3</sup>/s/m]

$g$  : 重力加速度[m/s<sup>2</sup>]

$H'_0$  : 換算沖波波高[m]

$L_0$  : 沖波の波長[m]

$h$  : 水深[m]

$h_c$  : 水面から天端高までの高さ[m]

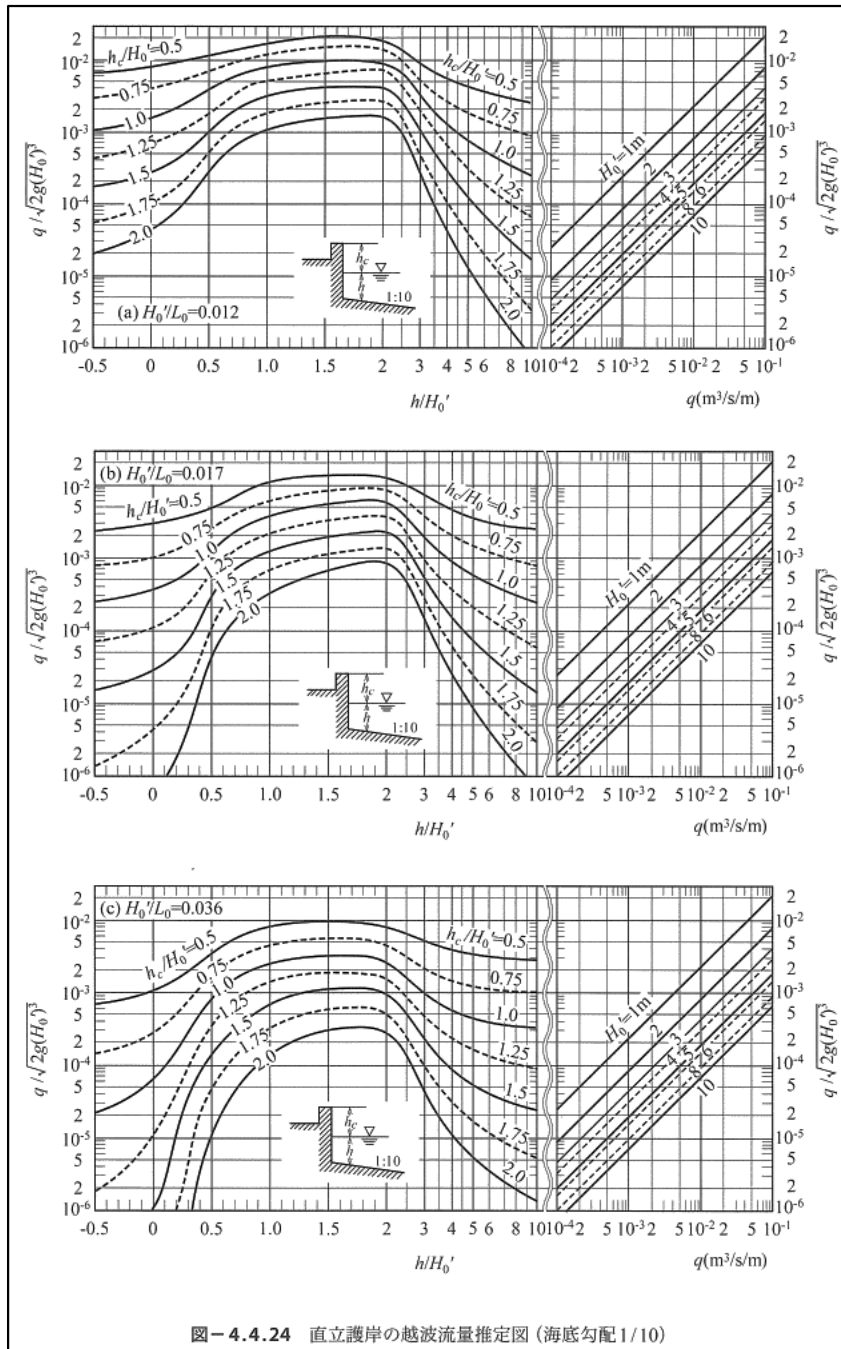


図 1-13 越波流量推定図（「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」）

**【留意事項】**

地震後の波浪に対する天端高を照査する際には、必要に応じて地殻変動により生じる沈下量，地震の揺れによる沈下量，過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮する。

必要に応じて，模型実験や 2 次元の波動水路解析または 3 次元の波動水槽解析を行い，検討断面に対する越波流量を確認することが望ましい。

○津波高さに対する必要天端高の照査方法

津波水位  $H$ [m]に対して必要となる天端高の照査を行う。照査式を(1.9)に示す。

$$\text{天端高} \geq H \quad (1.9)$$

【留意事項】

地震後の津波に対する天端高を照査する際には、必要に応じて地殻変動により生じる沈下量，地震の揺れによる沈下量，過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮する。

## 1.6. 標準的な部分係数

永続状態，変動状態，偶発状態における，楕形鋼矢板壁工法の各照査項目（短尺矢板部（壁体部）の応力，長尺矢板部（単体部）の支持力，円弧すべり）に対する，標準的な部分係数を示す。

### 1.6.1. 短尺矢板部（壁体部）の応力

1.5.1(a) 短尺矢板部（壁体部）の応力の照査に用いる部分係数を表 1-13 に示す。矢板壁の応力の部分係数（永続，変動：レベル 1 地震動）は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月版）」における栈橋杭の応力に対する部分係数を援用している。

表 1-13 短尺矢板部（壁体部）の応力照査に用いる部分係数

表 1-6 の 整理番号	照査対象とする 設計状態	抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 $m$
(1)	矢板壁の応力 (永続)	— (1.00)	— (1.00)	1.67
(2)	矢板壁の応力 (変動：レベル 1 地震動)	— (1.00)	— (1.00)	1.12
(3) (4) (5) (6)	矢板壁の応力 (変動：波浪※)	— (1.00)	— (1.00)	1.12
(7)	矢板壁の応力 (偶発：設計津波)	— (1.00)	— (1.00)	1.12
(8)	矢板壁の応力 (偶発：設計津波を 超える規模の津波)	— (1.00)	— (1.00)	1.00

※「—」と示された部分に関する値は，便宜上，（）内の数値を用いて照査できる。

※波浪：10 年確率波，50 年確率波

#### 【留意事項】

変動：波浪と偶発：設計津波では，変動：レベル 1 地震動と同様に使用性が要求されることから，変動：レベル 1 地震動の部分係数（調整係数 1.12）を援用している。偶発：設計津波を超える規模の津波では，粘り強さが要求されており，「港湾における防潮堤（胸壁）の耐津波設計ガイドライン（平成 25 年 11 月）」の滑動に対する部分係数（調整係数 1.00）を援用している。

### 1.6.2. 長尺矢板部（単体部）の支持力

1.5.5(e) 長尺矢板部（単体部）の支持力の照査に用いる部分係数を表 1-14 に示す。

表 1-14 長尺矢板部（単体部）の支持力照査に用いる部分係数

表 1-6 の 整理番号	照査対象とする 設計状態	抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 $m$
(1')	矢板壁の支持力 (永続)	— (1.00)	— (1.00)	1.00

※「—」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できる。

#### 【留意事項】

照査対象とする設計状態は永続状態であるが、矢板の支持力の安定性は偶発作用後の永続状態に対して要求され、発生確率が低い事象に対する照査であるため、調整係数 1.00 として差し支えないとした。なお、矢板の支持力が安定する根入れ長を確保できているかどうか、必要に応じて現地押込み載荷試験を行い確認することが望ましい。

### 1.6.3. 円弧すべり

1.5.6(f) 円弧すべりの照査に用いる部分係数を表 1-15 に示す。「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」の重力式係船岸の永続状態における円弧すべりに対する部分係数を援用している。

表 1-15 円弧すべり照査に用いる部分係数

表 1-6 の 整理番号	照査対象とする 設計状態	地盤の状態	抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 $m$
(1)	円弧すべり (永続)	円弧通過層に粘性土 が存在しない場合	0.83	1.01	1.00
		粘性土の変動係数 $CV$ 0.10 未満	0.86	1.05	1.00
		粘性土の変動係数 $CV$ 0.10 以上 0.15 未満	0.85	1.04	1.00
		粘性土の変動係数 $CV$ 0.15 以上 0.25 未満	0.80	1.02	1.00
		粘性土の変動係数 $CV$ 0.25 以上	— (1.00)	— (1.00)	1.30

※「—」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できる。

## 2. 設計条件の設定

### 2.1. 設計条件一覧

楕円鋼矢板壁工法の標準断面図を図 2-1 に、正面図を図 2-2 に示す。鋼矢板は、ハット形鋼矢板の継手が陸側に位置するように配置した。また、短尺矢板 4 枚に対して長尺矢板 1 枚（矢板 5 枚に 1 枚が長尺矢板となる）を配置した。

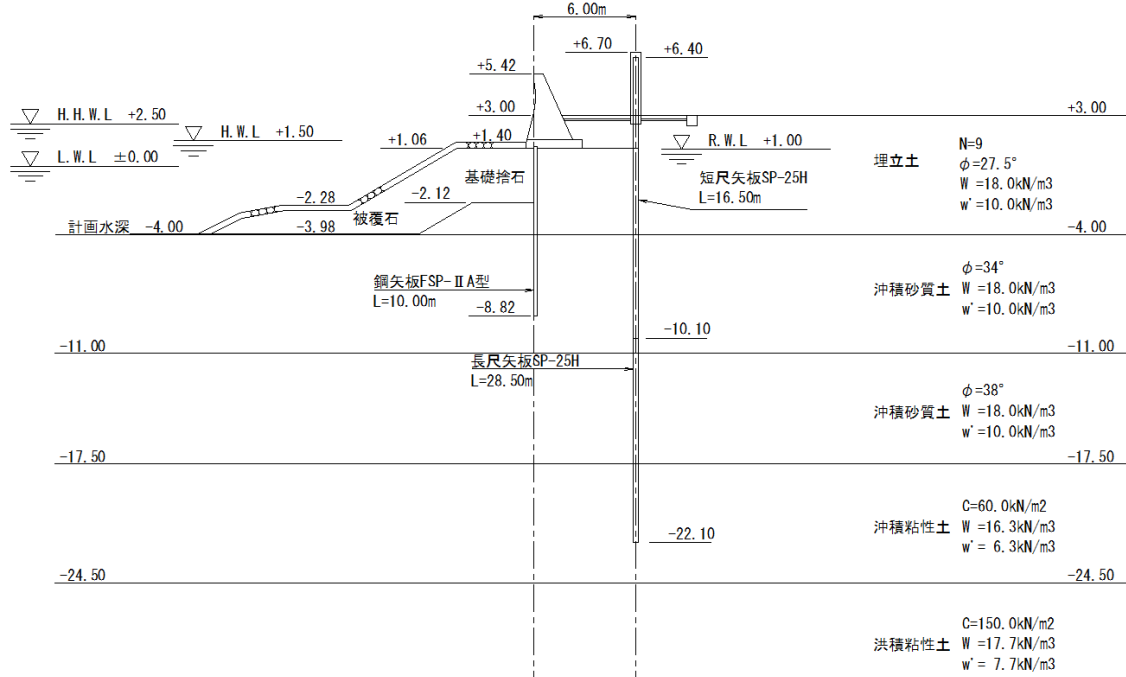


図 2-1 標準断面図

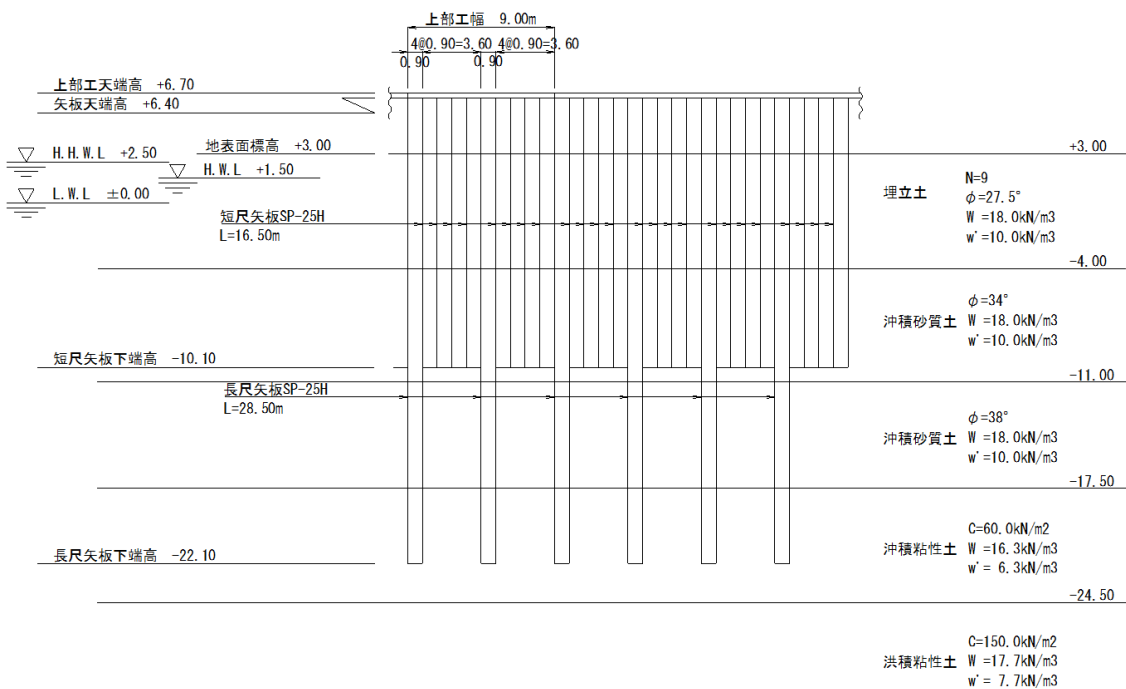


図 2-2 正面図



**【留意事項】**

本事例では、楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）に記載されている油圧圧入工法の圧入長の制限を考慮して長尺矢板の枚数を設定した。なお、長尺矢板が多い場合には経済的にならない可能性が考えられ、少ない場合には矢板壁が法線方向にたわむことで安定性に欠ける可能性が考えられる。そのため、実務設計においては、適切な長尺矢板の枚数について十分検討することが望ましい。

設計条件の一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1 設計条件の一覧

設計条件		内容
利用条件	上載荷重	常時 : 5.0[kN/m <sup>2</sup> ] 地震時 : 2.5[kN/m <sup>2</sup> ] 波浪時 : 0.0[kN/m <sup>2</sup> ] 津波時 : 0.0[kN/m <sup>2</sup> ]
	設計供用年数	50[年]
	許容越波流量	0.01[m <sup>3</sup> /sec/m]
自然条件	潮位	H.H.W.L.+2.5[m] H.W.L.+1.5[m] L.W.L.+0.0[m]
	残留水位	R.W.L.+1.0[m]
	水深	-4.0[m]
	海底勾配	1/10
	地盤高	+3.0[m]
外力条件	地震動	<ul style="list-style-type: none"> <li>レベル 1 地震動 (再現期間 75 年の地震動) 最大加速度 : 99.4[cm/s<sup>2</sup>] 速度 PSI 値 : 40.2[cm/s<sup>0.5</sup>] 地殻変動による沈下量 : 0.00[m]</li> <li>設計津波に先行する地震動 最大加速度 : 136.4[cm/s<sup>2</sup>] 速度 PSI 値 : 73.0[cm/s<sup>0.5</sup>] 地殻変動による沈下量 : 0.05[m]</li> <li>レベル 2 地震動 (設計津波を超える規模の津波に先行する地震動) 最大加速度 : 179.2[cm/s<sup>2</sup>] 速度 PSI 値 : 90.3[cm/s<sup>0.5</sup>] 地殻変動による沈下量 : 0.10[m]</li> </ul>
	照査用震度	$k_h=0.21$
	液状化	レベル 1 地震動では液状化しない
	津波	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計津波 津波水位 : 6.4[m]</li> <li>設計津波を超える規模の津波 津波水位 : 7.0[m]</li> </ul>
	波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>50 年確率波 <math>H_{1/3}=2.0</math>[m] <math>T_{1/3}=6.0</math>[s] <math>\beta=0^\circ</math> ] (<math>K_s=0.95</math>)</li> <li>10 年確率波 <math>H_{1/3}=1.5</math>[m] <math>T_{1/3}=5.0</math>[s] <math>\beta=0^\circ</math> ] (<math>K_s=0.95</math>)</li> </ul>
鋼材条件	降伏応力度	<ul style="list-style-type: none"> <li>ハット形鋼矢板 (曲げ) SYW295 : 295[N/mm<sup>2</sup>] SYW390 : 390[N/mm<sup>2</sup>]</li> </ul>
	単位体積重量	77.0[kN/m <sup>3</sup> ]
	ヤング係数	$2.0 \times 10^8$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	ポアソン比	0.30
	腐食速度	地下水位上 : 0.03[mm/年], 地下水位下 : 0.02[mm/年]
コンクリート条件	降伏強度	鉄筋 Co : 24[N/mm <sup>2</sup> ], 無筋 Co : 18[N/mm <sup>2</sup> ]
	単位体積重量	鉄筋 Co : 24.0[kN/m <sup>3</sup> ], 無筋 Co : 22.6[kN/m <sup>3</sup> ]
	ヤング係数	鉄筋 Co : $2.5 \times 10^7$ [kN/m <sup>2</sup> ], 無筋 Co : $2.2 \times 10^7$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	ポアソン比	0.20 (鉄筋 Co, 無筋 Co とも)

レベル1地震動（再現期間75年の地震動），設計津波に先行する地震動，レベル2地震動（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）の加速度時刻歴とフーリエ・スペクトルを図2-3～図2-5に示す．必要に応じて，法線直角方向に角度補正した地震動を用いる．

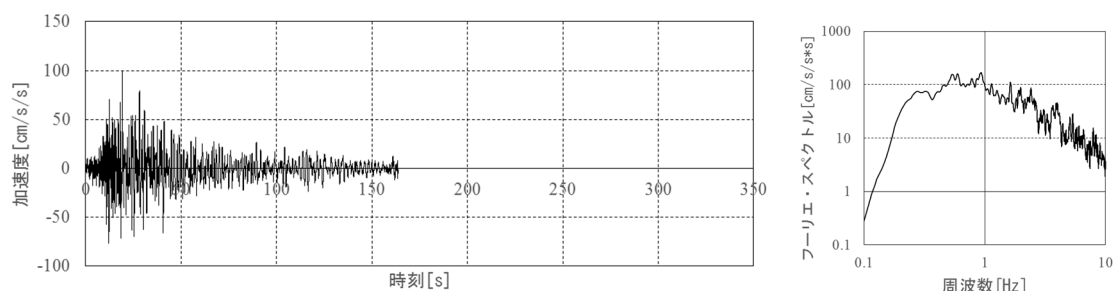


図 2-3 レベル1地震動（再現期間75年の地震動）

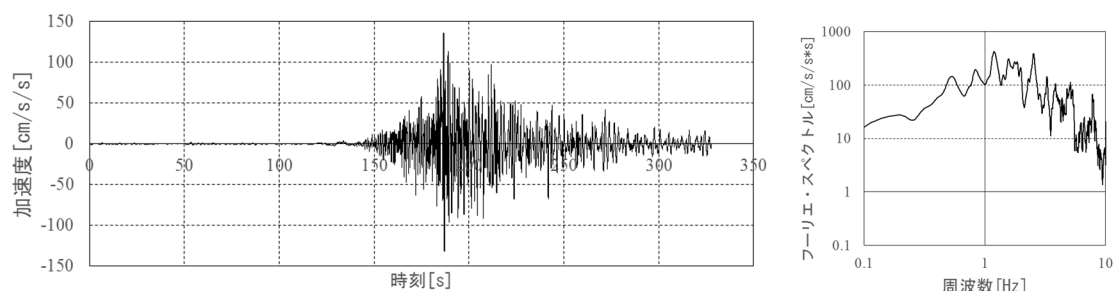


図 2-4 設計津波に先行する地震動

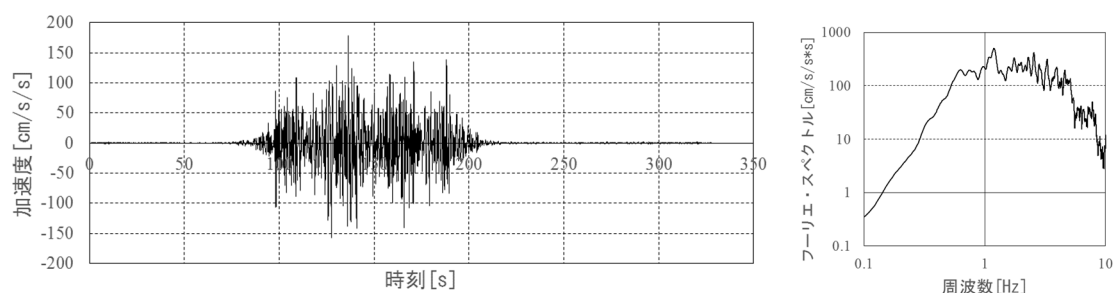


図 2-5 レベル2地震動（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

地盤条件を以下に整理する．静的解析に用いる地盤条件を表2-2に，照査用震度の算定・地震応答液状化の判定・動的解析に用いる地盤条件を表2-3に，動的解析に用いる液状化パラメータ等の地盤条件を表2-4に示す．液状化パラメータは，繰り返し三軸試験が実施されていない状況を踏まえて，N値と細粒分含有率から設定する簡易設定法（改訂版）を用いて設定した（※）．

表 2-2 地盤条件（静的解析）

	標高[m]	単位体積重量 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]		N 値		地盤強度	
	上端	気中	水中	平均 N 値	等価 N 値	内部摩擦 角 $\phi$ [°]	粘着力 C[kN/m <sup>2</sup> ]
B1(気中)	3.0	18.0	10.0	9	8.6	27.5	0
B2(水中)	1.0	18.0	10.0	9	8.6	27.5	0
As1	-4.0	18.0	10.0	13(6)	8.8	34	0
As2	-11.0	18.0	10.0	35(21)	21.4	38	0
Ac	-17.5	16.3	6.3	6(3)	1.7	0	60
Dc	-24.5	17.7	7.7	50(40)	21.6	0	150
基盤	-50.0						

※ ( ) 内は B1 層・B2 層の築堤前の N 値

表 2-3 地盤条件（照査用震度の算定・動的解析）

	密度	地盤剛性					地盤強度		
	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_{ma}'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$mG, mK$	$\nu$	$\phi_f$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$h_{max}$
B1(気中)	1.837	98	77400	201800	0.5	0.33	39	0	0.24
B2(水中)	2.041	98	77400	201800	0.5	0.33	39	0	0.24
As1	2.041	98	78100	203700	0.5	0.33	39	0	0.24
As2	2.041	98	137300	358100	0.5	0.33	42	0	0.24
Ac(陸側)	1.663	182.3	31000	80800	0.5	0.33	30	0	0.20
Ac(海側)	1.663	53.3	20400	53200	0.5	0.33	0	60	0.20
Dc	1.806	98	162600	424000	0	0.33	0	150	0.20
基盤	1.806	$V_s$ [m/s]	300	$V_p$ [m/s]	1600				

表 2-4 地盤条件（動的解析（液状化パラメータ等））

	液状化強度			変相線	液状化パラメータ				
	$N_{65}$	$F_c$ [%]	$N_a$	$\phi_p$	$SI$	$WI$	$PI$	$P2$	$CI$
B2(水中)	8.6	14	17.44	28	0.005	6.3	0.5	0.93	2.9
As1	8.6	14	17.60	28	0.005	6.3	0.5	0.92	2.9
As2	21.4	14	33.10	28	0.005	17.8	0.5	0.67	7.7

(※) 第 2 期 FLIP 研究会高度利用技術の研究：FLIP の解析における解析精度向上に関する検討，成果報告書(非公開)，平成 16 年 6 月 7 日。

## 2.2. 鋼矢板の断面性能

### 2.2.1. 断面性能一覧

ハット形鋼矢板 SP-10H, SP-25H の断面性能の一覧を表 2-5 と表 2-6 に示す。「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで（2014 年 10 月改訂）」に基づき設定した。

表 2-5 鋼矢板の断面性能一覧（その 1）

	寸法			鋼矢板 1 枚あたり				
	有効幅 $W$ [mm]	有効高さ $h$ [mm]	厚さ $t$ [mm]	断面積 $A$ [cm <sup>2</sup> ]	断面 2 次モーメント $I$ [cm <sup>4</sup> ]	断面係数 $Z$ [cm <sup>3</sup> ]	単位質量 $w$ [kg/m]	周長 $U$ [m]
SP-10H	900	230	10.8	110	9430	812	86.4	2.42
SP-25H	900	300	13.2	144.4	22000	1450	113	2.73

表 2-6 鋼矢板の断面性能一覧（その 2）

	鋼矢板 1m あたり				単体利用の低減係数※		その他
	断面積 $A$ [cm <sup>2</sup> /m]	断面 2 次モーメント $I$ [cm <sup>4</sup> /m]	断面係数 $Z$ [cm <sup>3</sup> /m]	単位質量 $w$ [kg/m/m]	正曲げ	負曲げ	塑性断面係数 / 断面係数
SP-10H	122.2	10500	902	96	0.97	0.76	1.16
SP-25H	160.4	24400	1610	126	0.97	0.76	1.15

※単体利用の低減係数は、単体の鋼矢板が曲げ変形時に開いて断面形状が変化し、断面性能が低下することにより抵抗モーメントが低減することを見込んだ係数である。本事例では、楕形鋼矢板壁工法マニュアル（案）に記載されている、ハット形鋼矢板 SP-45H に対する曲げ載荷試験結果および曲げ載荷試験の再現計算結果に基づき設定された値を SP-10H と SP-25H に設定した。

### 2.2.2. 腐食時の断面性能の低減

ハット形鋼矢板 SP-10H, SP-25H の腐食時の断面性能の算定方法について、「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで（2014 年 10 月改訂）」に基づき、以下の手順で設定する。腐食代は  $t_1$ ,  $t_2$  とし、それぞれの腐食が生じる面の定義を図 2-6 に示す。

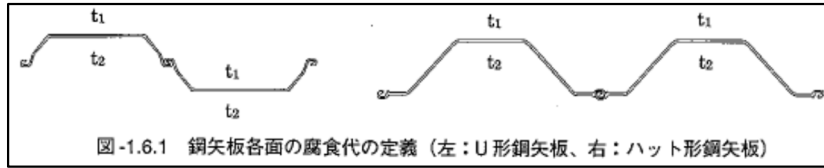


図-1.6.1 鋼矢板各面の腐食代の定義 (左:U形鋼矢板、右:ハット形鋼矢板)

図 2-6 ハット形鋼矢板の腐食代の定義

(「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで (2014 年 10 月改訂)」)

①断面性能低減率  $\eta$  の読み取り

該当する鋼矢板型式の算定図 (図 2-7) を用いて、横軸の腐食代より垂線を上げ、該当する  $a$  の斜線との交点から縦軸の断面性能低減率  $\eta$  (%) を読み取る。なお  $\eta$  (%) は、小数点以下を四捨五入して丸める。

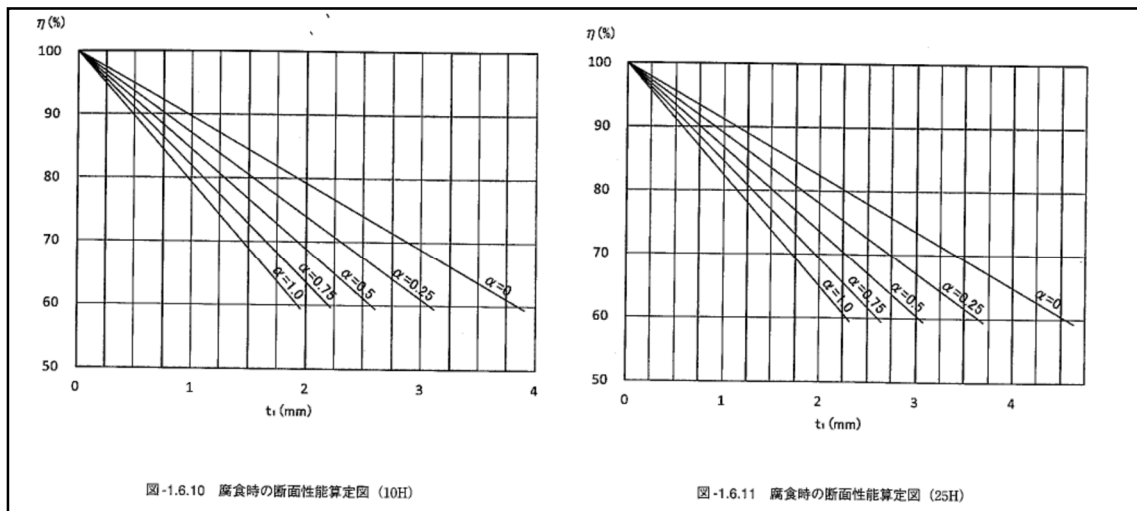


図-1.6.10 腐食時の断面性能算定図 (10H)

図-1.6.11 腐食時の断面性能算定図 (25H)

図 2-7 ハット形鋼矢板の腐食時の断面性能算定図 (左図: SP-10H, 右図: SP-25H)

(「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで (2014 年 10 月改訂)」)

ここに、

$t_1, t_2$ : 鋼矢板の各面の腐食代[mm],

$a$ :  $t_1$ と $t_2$ の比,  $a = t_2/t_1$ ,

$\eta$ : 腐食時の鋼矢板の断面性能低減率[%].

②腐食代を考慮した場合の断面性能  $I, Z$  の算定

①によって得られた断面性能低減率  $\eta$  を、公称断面性能 ( $I_0, Z_0$ ) に乗じて、腐食代を考慮した場合の断面性能 ( $I, Z$ ) を算定する。得られた断面性能は 4 桁目を四捨五入して、有効数字 3 桁に丸める。算定式を(2.1)に示す。

$$I = I_o \cdot (\eta/100) \quad Z = Z_o \cdot (\eta/100) \quad (2.1)$$

ここに,

$I$ : 壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板壁の断面二次モーメント[m<sup>4</sup>/m],  
 $I_o$ : 壁幅 1m あたりの腐食前の鋼矢板壁の断面二次モーメント[m<sup>4</sup>/m],  
 $Z$ : 壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板壁の断面係数[m<sup>3</sup>/m],  
 $Z_o$ : 壁幅 1m あたりの腐食前の鋼矢板壁の断面係数[m<sup>3</sup>/m].

### 2.3. 液状化判定

地下水位以深の液状化の可能性のある砂質土について、等価 N 値と等価加速度による液状化の予測・判定を行う。なお、等価加速度を算定する際の 1 次元地震応答解析には、等価線形解析 SHAKE を用いた。この際、地盤の剛性は照査用震度の算定・動的解析と同じ値（表 2-3）を設定し、動的変形特性は「埋立地の液状化対策ハンドブック（平成 9 年改訂版）」に基づき設定した。

#### ○等価加速度

1 次元地震応答解析で得られた最大せん断応力から(2.2)と(2.3)を用いて等価加速度を求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \cdot 1/C_\alpha \quad (2.2)$$

$$C_\alpha = 5^{-d_1} \cdot n_{ef}^{d_1} \quad (2.3)$$

ここに,

$\alpha_{eq}$ : 等価加速度[cm/s<sup>2</sup>],  
 $\tau_{max}$ : 最大せん断応力[kN/m<sup>2</sup>],  
 $\sigma'_v$ : 有効上載圧力[kN/m<sup>2</sup>],  
 $g$ : 重力加速度 (=980[cm/s<sup>2</sup>]),  
 $C_\alpha$ : 波形補正係数,  
 $d_1$ : べき指数,  
 $n_{ef}$ : 有効波数.

### ○等価N値と等価加速度による予測・判定

対象土層の等価N値と等価加速度が、図 2-8 に示す I～IVのどの範囲にあるかを判定する。但し、細粒分（粒径が 75[μm]以下の成分）を 5%以上含むものについては、等価N値の補正を行い、補正後の等価N値を用いて対象土層が図 2-8 に示す I～IVのどの範囲にあるかを判定する。等価N値の補正は、表 2-7 に示す 3 ケースの場合に分けて行う。

表 2-7 等価N値の補正方法の一覧

ケース 1	塑性指数が 10 未満又は得られていない場合、あるいは細粒分含有率が 15[%] 未満
ケース 2	塑性指数が 10 以上 20 未満、かつ、細粒分含有率が 15[%]以上
ケース 3	塑性指数が 20 以上、かつ、細粒分含有率が 15[%]以上

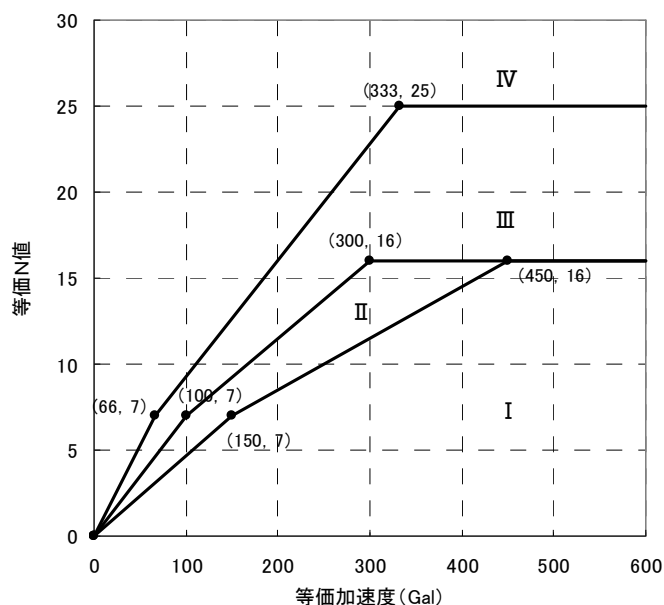


図 2-8 等価N値と等価加速度による土層の区分

本事例では、ケース 1 のみが対象となるため、他のケースの説明は省略する。ケース 1 の場合、等価N値（補正後） $= (N_{65})/C_N$ とする。補正係数  $C_N$ は図 2-9 で与えられる。



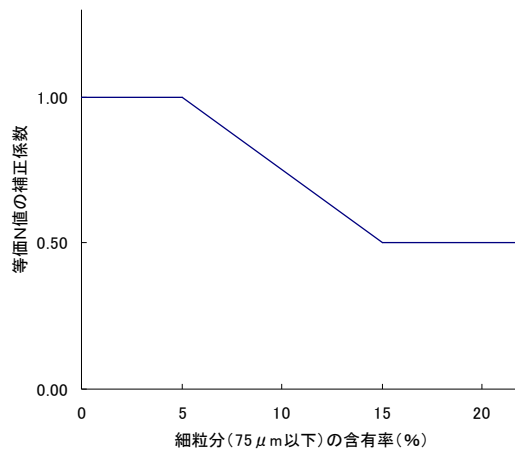


図 2-9 細粒分含有率に応じた等価N値の補正係数

③ 予測・判定結果

得られた等価 N 値（補正後）と等価加速度から図 2-8 を用いて判定する。液状化の予測・判定の結果は、表 2-8 と図 2-10 に示すとおり、地下水位以下の砂質土はどの土層についても液状化しないことが確認できた。

表 2-8 等価N値と等価加速度による液状化の予測・判定結果

対象層			地盤物性値				地震応答解析結果			液状化判定					
土層	深度 z [m]	層厚 H [m]	湿潤単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	飽和単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	N値	細粒分含有率 F <sub>c</sub> [%]	塑性指数 I <sub>p</sub> [%]	最大加速度 A [Gal]	最大ひずみ ε [%]	最大せん断応力 τ [kN/m <sup>2</sup> ]	有効上載圧 σ <sub>v</sub> ' [kN/m <sup>2</sup> ]	等価N値	せん断応力 τ [kN/m <sup>2</sup> ]	等価加速度	判定
B1	1	1	18	20	9	14	0	62.6074	0.0034	0.58	9	0	0.6	0	—
B1	2	1	18	20	9	14	0	62.0529	0.0062	1.74	27	0	1.7	0	—
B2	3	1	18	20	9	14	0	61.2792	0.0087	2.95	41	19.069	2.9	44.1	IV
B2	4	1	18	20	9	14	0	60.299	0.0116	4.2	51	17.873	4.2	51.1	IV
B2	5	1	18	20	9	14	0	59.1619	0.0141	5.44	61	16.777	5.4	55.7	IV
B2	6	1	18	20	9	14	0	57.8485	0.0166	6.65	71	15.768	6.7	59	IV
B2	7	1	18	20	9	14	0	56.4011	0.0188	7.84	81	14.838	7.8	61.3	IV
As1	8	1	18	20	13	14	0	55.0319	0.0206	8.99	91	20.548	9	60.7	IV
As1	9	1	18	20	13	14	0	53.7582	0.0227	10.11	101	19.513	10.1	63.9	IV
As1	10	1	18	20	13	14	0	53.054	0.0242	11.2	111	18.549	11.2	64.6	IV
As1	11	1	18	20	13	14	0	53.0491	0.0257	12.24	121	17.649	12.2	65.1	IV
As1	12	1	18	20	13	14	0	53.3092	0.027	13.26	131	16.808	13.3	65.3	IV
As1	13	1	18	20	13	14	0	53.5517	0.0284	14.24	141	16.019	14.2	65.4	IV
As1	14	1	18	20	13	14	0	53.7758	0.0293	15.2	151	15.278	15.2	65.4	IV
As2	15	1	18	20	34.6	14	0	53.8119	0.0139	16.15	161	42.762	16.1	60.4	—
As2	15.9	0.9	18	20	34.6	14	0	53.7899	0.0142	17.02	170.5	41.37	17	60.4	—
As2	16.8	0.9	18	20	34.6	14	0	53.7179	0.0145	17.86	179.5	40.12	17.9	60.4	—
As2	17.7	0.9	18	20	34.6	14	0	53.5968	0.0149	18.69	188.5	38.93	18.7	60.4	—
As2	18.6	0.9	18	20	34.6	14	0	53.4294	0.0151	19.52	197.5	37.798	19.5	60.4	—
As2	19.5	0.9	18	20	34.6	14	0	53.217	0.0155	20.36	206.5	36.719	20.4	60.4	—
As2	20.5	1	18	20	34.6	14	0	52.9748	0.0159	21.25	216	35.633	21.2	60.5	—

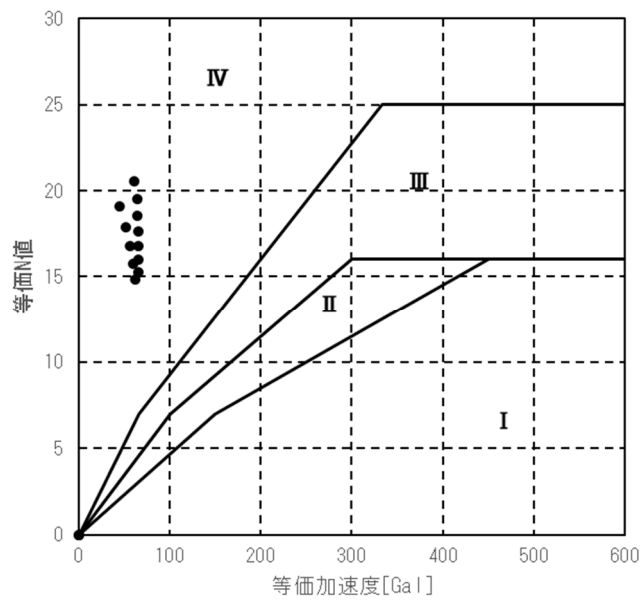


図 2-10 等価N値と等価加速度による液状化の予測・判定結果

**【留意事項】**

本事例ではレベル1地震動で液状化しない結果が得られたが、液状化する場合においては、矢板に作用する流動土圧や受働土圧の低減を適切に考慮して、楕形鋼矢板壁の設計を行う必要がある。楕形鋼矢板壁工法は液状化を許容する設計方法であるため、地盤改良等による液状化対策は必須ではないが、破壊モード等によっては液状化対策を実施した方が良い場合もあると考えられる。

## 2.4. 照査用震度の算定

以下の 2 通りの方法に基づき算定し、大きい方の値を採用する。照査用震度の算定結果を表 2-9 に示す。

表 2-9 照査用震度の算定結果

算定方法	照査用震度	採用	出典
自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度	0.21	○	国総研資料 No.454
動的応答特性を考慮した胸壁の照査用震度	0.12		港空研資料 No.1343

築地健太郎，田川辰也，長尾毅：レベル 1 地震動に対する自立矢板式および二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法，国土技術政策総合研究所資料，No.454，2008.

小濱英司，夏坂亮太，府川裕史：動的応答特性を考慮した胸壁の照査用震度と耐震性能照査への適応性，港湾空港技術研究所資料，No.1343，2018.

### 2.4.1. 自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度

照査用震度を算定するにあたって、まず、背後地盤について 1 次元地震応答解析を実施する。次に、1 次元地震応答解析で得られる地表面の加速度波形をもとに、地震動及び地盤の周波数特性を考慮したフィルター処理と、地震動の継続時間に関する補正を行う。最後に、照査用震度を算定する。算定フローを図 2-11 に示す。なお、1 次元地震応答解析には有効応力解析の FLIP プログラムを用い、非液状化の条件で解析を実施した。

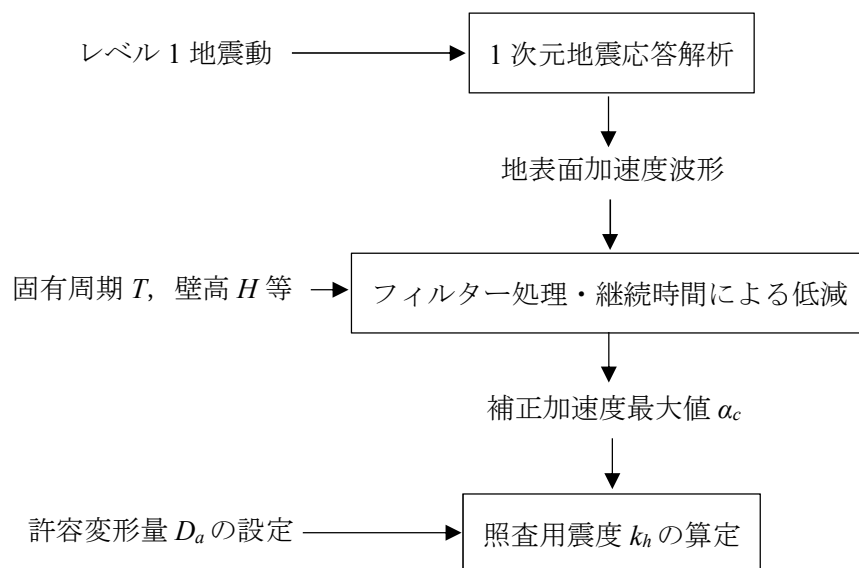


図 2-11 自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の算定フロー

### ○地表面の加速度波形

背後地盤について1次元地震応答解析を実施した結果を図 2-12 に示す。なお、レーレー減衰  $\beta$  は、背後地盤の固有周期  $T_g=0.970[s]$  に対して減衰定数  $h=1[\%]$  となるよう、(2.4) に基づき算定した。

$$\beta = h \frac{T_g}{\pi} = 0.01 \frac{0.630}{3.1416} = 0.002 \quad (2.4)$$

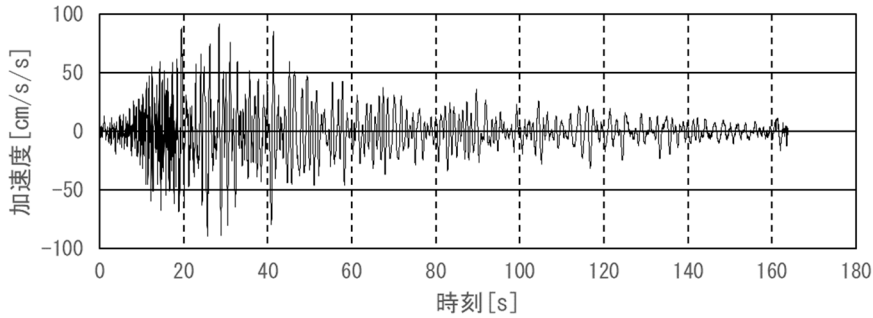


図 2-12 地表面の加速度波形

### ○フィルター処理

#### ・地盤の固有周期

背後地盤と堤体下の地盤の固有周期を(2.5)により計算する。

$$T_g = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_i} \quad (2.5)$$

ここに、

$T_g$  : 地盤の固有周期[s],

$H_i$  : 土層の層厚[m],

$V_i$  : S波の速度[m/s].

背後地盤と堤体下の地盤の固有周期の算定結果を表 2-10 と表 2-11 に示す。Dc 層上端より上の地盤の固有周期を算定する。

表 2-10 堤体下の地盤の固有周期

土層	層厚 $H_i$ [m]	$V_{s_i}$ [m/s]	$H_i/V_i$ [s]	固有周期 $T[s]$
As1	7.0	192	0.036	0.442
As2	6.5	284	0.023	
Ac	7.0	137	0.051	

表 2-11 背後地盤の固有周期

土層	層厚 $H_i$ [m]	$V_{s_i}$ [m/s]	$H_i/V_i$ [s]	固有周期 $T_i$ [s]
B1(気中)	2.0	125	0.016	0.630
B2(水中)	5.0	161	0.031	
As1	7.0	192	0.036	
As2	6.5	284	0.023	
Ac	7.0	137	0.051	

・ 地表面時刻歴加速度波形のフィルター処理

(2.6)~(2.8)に示すフィルターと  $b$  値の制限式を用いて、地表面の加速度波形のフーリエスペクトルを処理する。

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.5\text{Hz}) \\ \frac{b}{1 - g(f)^2 + 4.5g(f)i} & (f > 1.5\text{Hz}) \end{cases} \quad (2.6)$$

$$g(f) = 0.34(f - 1.5)$$

$$b = 2.97 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} + 0.32 \frac{k_C}{k_R} - 1.18$$

$$= 2.97 \frac{7.0}{8.0} - 0.88 \frac{0.630}{0.80} + 0.96 \frac{0.442}{0.40} + 0.32 \frac{2243}{1000} - 1.18 = 2.504 \quad (2.7)$$

$$0.35H - 0.47 \leq b \leq 0.35H + 0.59$$

$$1.98 \leq b \leq 3.04 \rightarrow b = 2.504 \quad (2.8)$$

ここに、

$H$  : 壁高 (本事例では,  $H = 7.0$ [m]) ,

$H_R$  : 基準壁高 (=8.0[m]) ,

$T_b$  : 背後地盤の初期固有周期[s],

$T_{bR}$  : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.8[s]) ,

$T_u$  : 海底面下地盤の初期固有周期[s],

$T_{uR}$  : 海底面下地盤の基準初期固有周期 (=0.4[s]) ,

$k_C$  : 地盤の横抵抗係数 (本事例では, B2 層の N 値 9 より  $k_C = 2243$ [kN/m<sup>2.5</sup>]) ,

$k_R$  : 地盤の基準横抵抗係数 (C 型地盤 : 1000[kN/m<sup>2.5</sup>]) .

次に、フィルター処理後の加速度フーリエスペクトルに対し、逆フーリエ変換を行い、フィルター処理後の(2.9)に示す値が算定される。フィルター処理前後の加速度フーリエスペクトルを図 2-13 に、フィルター処理後の加速度波形を図 2-14 に示す。

$$\begin{aligned}\alpha_f &= 220.19 \text{ [cm/s}^2\text{]} \\ S &= 5767.75 \text{ [cm/s}^2\text{]}\end{aligned}\tag{2.9}$$

ここに,

$\alpha_f$ : フィルター処理後の加速度最大値[cm/s<sup>2</sup>],

$S$ : フィルター処理後の加速度二乗和平方根[cm/s<sup>2</sup>].

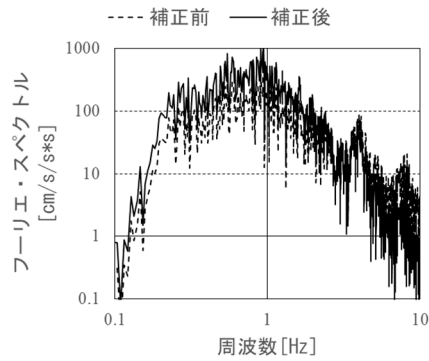


図 2-13 フィルター処理前後の加速度フーリエスペクトル

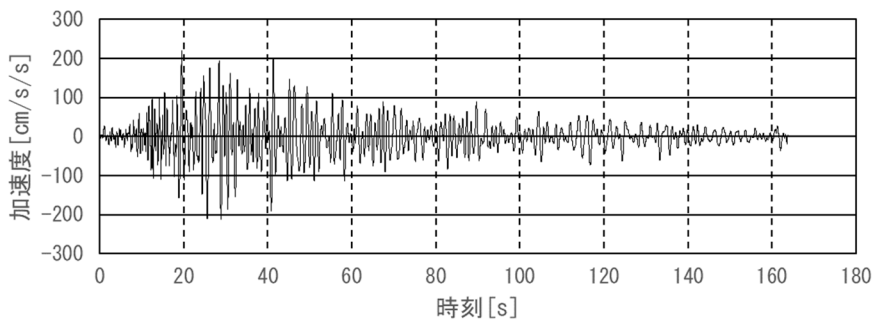


図 2-14 フィルター処理後の加速度波形

・ 最大加速度の補正

低減率  $p$  を(2.10)により計算する.

$$\begin{aligned}p &= 0.39 \times \ln(S/\alpha_f) - 0.42 \\ &= 0.39 \times \ln(5767.75/220.19) - 0.42 \\ &= 0.85 \quad (\leq 1.0)\end{aligned}\tag{2.10}$$

補正後の最大加速度  $\alpha_c$  を(2.11)により計算する.

$$\alpha_c = p \times \alpha_f = 0.85 \times 220.19 = 187.95 \text{ [cm/s}^2\text{]}\tag{2.11}$$

### ○照査用震度の決定

照査用震度は(2.12)により算出する.

$$\begin{aligned} k_h &= 1.40 \left( \frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.86} \frac{\alpha_c}{g} + 0.06 \\ &= 1.40 \left( \frac{20.0}{10.0} \right)^{-0.86} \frac{187.95}{980} + 0.06 \\ &= 0.207 \quad \rightarrow \quad 0.21 \end{aligned} \tag{2.12}$$

ここに,

$k_h$  : 照査用震度,

$D_a$  : 変形量許容値 (=20[cm]) ,

$D_r$  : 基準変形量 (=10[cm]) ,

$g$  : 重力加速度 (=980 [cm/s<sup>2</sup>]) ,

$\alpha_c$  : 地表面における補正加速度最大値[cm/s<sup>2</sup>].

#### 2.4.2. 動的応答特性を考慮した胸壁の照査用震度

照査用震度を算定するにあたって、まず、背後地盤について 1 次元地震応答解析を実施する。次に、1 次元地震応答解析で得られる地表面の加速度波形をもとに、減衰定数 40% の加速度応答スペクトルを算定する。続いて、胸壁に対する骨組み解析を実施し、胸壁の固有周期を算定する。最後に、胸壁の固有周期に対応する最大加速度応答値から、照査用震度を算定する。算定フローを図 2-15 に示す。なお、1 次元地震応答解析には、有効応力解析の FLIP プログラムを用い、非液状化の条件で解析を実施した。

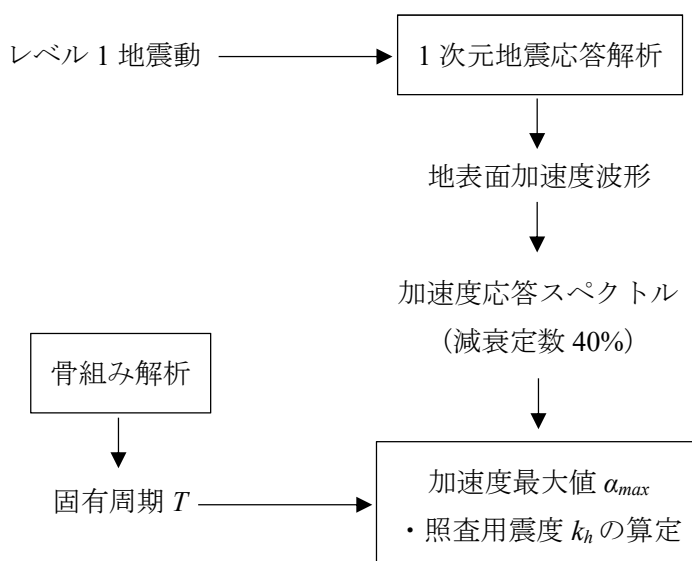


図 2-15 胸壁の照査用震度算定フロー

### ○加速度応答スペクトル

背後地盤について 1 次元地震応答解析を実施した結果は、2.4.1 自立矢板式係船岸の耐震性能照査用震度と同じである（図 2-12）。この地表面の加速度波形を基に算定した加速度応答スペクトル（減衰定数 40%）を図 2-16 に示す。

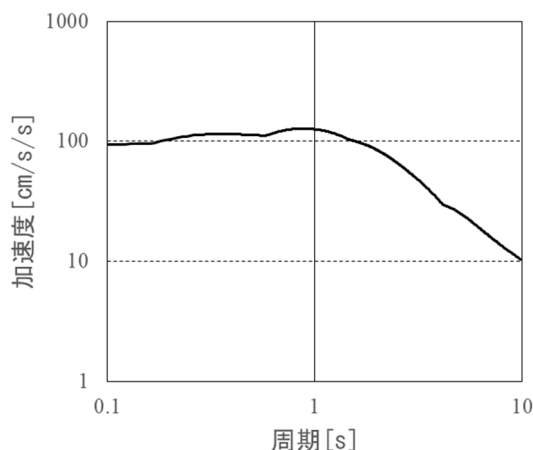


図 2-16 加速度応答スペクトル（減衰定数 40%）

### ○骨組み解析による胸壁の固有周期の算定

奥行幅 4.5[m]（短尺矢板 4 枚＋長尺矢板 1 枚）を対象として、楕形鋼矢板壁の重量とばね係数を設定する。

#### ・地盤反力係数の設定

地盤反力係数  $k_{ch}$ [kN/m<sup>3</sup>]は N 値より  $k_{ch}=1500N$  として設定する。ただし、地震時の考慮として地盤反力係数を 2 倍にし、更に鋼矢板についての計算であるため地盤反力係数を 0.75 倍する。地盤反力係数の算定結果を表 2-12 に示す。

表 2-12 地盤反力係数の設定

矢板	土層	N 値	地盤反力係数		奥行 $D$ [m]	断面 2 次モーメント $I$ [m <sup>4</sup> ]		ヤング係数 $E$ [kN/m <sup>2</sup> ]
			$k_{ch}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_{ch}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		腐食前	腐食後	
短尺	B1	9	20250	91125	4.5	0.001098	0.0008015	$2.0 \times 10^8$
	B2	9	20250	91125			0.0009004	
	As1	13	29250	131625				
長尺	As1	13	29250	26325	0.9	0.0002196	0.0001801	
	As2	35	78750	70875				
	Ac	6	13500	12150				



- ・上部工部自重の設定

以下の式より，上部工自重  $W$ [kN]を算定する．

$$W=24.0[\text{kN/m}^3]\times(\text{幅 } 0.65[\text{m}]\times\text{高さ } 4.2[\text{m}]\times\text{奥行 } 4.5[\text{m}])=294.84[\text{kN}]$$

- ・骨組み解析の実施

骨組み解析のモデル図を図 2-17 に，ばね係数  $K$ ，固有周期  $T$ ，加速度応答値の算定結果を表 2-13 に示す．なお，護岸上部工は剛としてモデル化した．

表 2-13 骨組み解析結果

	荷重 $P$ [kN]	変位 $\delta$ [mm]	ばね係数 $K$ [kN/m]	固有周期 $T$ [s]	加速度応答 値[cm/s <sup>2</sup> ]
腐食前	100	7.75294	12898	0.303	114.386
腐食後	100	9.16800	10908	0.330	(※)

(※) 固有周期の幅の中で最大

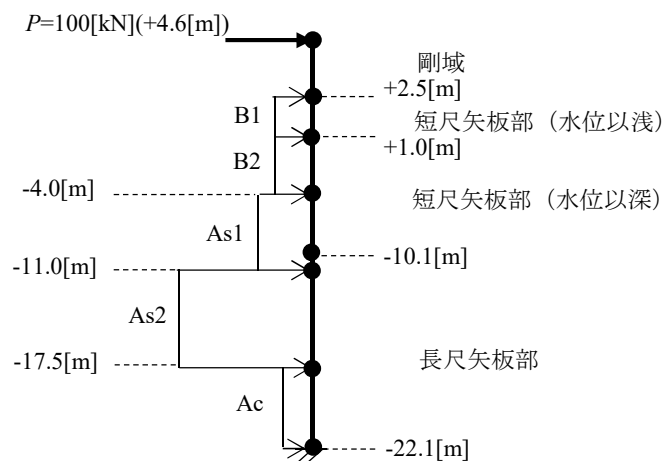


図 2-17 骨組み解析のモデル

### ○照査用震度の算定

照査用震度は(2.13)により算出する．

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} = \frac{114.386}{980} = 0.116 \quad \rightarrow \quad 0.12 \quad (2.13)$$

ここに，

$k_h$  : 照査用震度，

$g$  : 重力加速度 (=980[ cm/s<sup>2</sup>]) ，

$\alpha_{max}$  : 胸壁の固有周期に対応する加速度応答値[cm/s<sup>2</sup>].

### 3. 静的解析による照査

#### 3.1. 土圧の計算式

##### 3.1.1. 永続状態・変動状態（波浪）・偶発状態（津波）における土圧計算

###### ○砂質土の土圧

永続状態・変動状態（波浪）・偶発状態（津波）において、矢板壁に作用する常時の砂質土の土圧は、(3.1)～(3.6)によって算定することができる。

###### ・主働土圧

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum w_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (3.1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) &= -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \\ &+ \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cos(\phi_i - \beta)}} \end{aligned} \quad (3.3)$$

###### ・受働土圧

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum w_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (3.4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) &= \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \\ &+ \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \end{aligned} \quad (3.6)$$

ここに、

$p_{ai}$  :  $i$  層下面に働く主働土圧[kN/m<sup>2</sup>],

$p_{pi}$  :  $i$  層下面に働く受働土圧[kN/m<sup>2</sup>],

$\phi_i$  :  $i$  層の土のせん断抵抗角[° ],

$w_i$  :  $i$  層の土の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],

$h_i$  :  $i$  層の土層の厚さ[m],

$K_{ai}$  :  $i$  層の主働土圧強度係数,

$K_{pi}$  :  $i$  層の受働土圧強度係数,

$\Psi$  : 壁面が鉛直となす角度[° ],

$\beta$  : 地表面が水平となす角度[° ],

$\delta$  : 壁面摩擦角[°] (主働=+15°, 受働=-15°),  
 $\zeta_i$  :  $i$ 層の崩壊面が水平となす角度[°],  
 $\omega$  : 地表面単位面積あたり載荷重[kN/m<sup>2</sup>].

### ○粘性土の土圧

永続状態・変動状態(波浪)・偶発状態(津波)において, 矢板壁に作用する常時の粘性土の土圧は, (3.7)(3.8)によって算定することができる.

・主働土圧

$$p_{ai} = \sum w_i h_i + \omega - 2c_i \quad (3.7)$$

・受働土圧

$$p_{pi} = \sum w_i h_i + \omega + 2c_i \quad (3.8)$$

ここに,  
 $c_i$  :  $i$ 層の土の粘着力[kN/m<sup>2</sup>].

### ○残留水圧

永続状態・変動状態(波浪)・偶発状態(津波)において, 矢板壁の背面水位と前面水位の間に水位差が生じる場合の残留水圧は, (3.9)(3.10)によって算定することができる.

・ $y$ が $h_w$ 未満の場合

$$p_w = w_w y \quad (3.9)$$

・ $y$ が $h_w$ 以上の場合

$$p_w = w_w h_w \quad (3.10)$$

ここに,  
 $p_w$  : 残留水圧[kN/m<sup>2</sup>],  
 $w_w$  : 海水の単位体積重量 (=10.1[kN/m<sup>3</sup>]),  
 $h_w$  : 背面水位と前面水位の間の水位差[m],  
 $y$  : 残留水位から残留水圧を求める点までの深さ[m].

### 3.1.2. 変動状態（レベル1地震動）における土圧計算

#### ○砂質土の土圧

変動状態（レベル1地震動）において、矢板壁に作用する地震時の砂質土の土圧は、(3.11)～(3.16)によって算定することができる。

#### ・主働土圧

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum w_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (3.11)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) &= -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \\ &+ \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \psi + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \end{aligned} \quad (3.13)$$

#### ・受働土圧

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum w_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (3.14)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.15)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) &= \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \\ &+ \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \end{aligned} \quad (3.16)$$

ここに、

$\theta$  : 地震合成角[°] (水上 :  $\theta = \tan^{-1}(k)$ , 水中 :  $\theta = \tan^{-1}(k')$ ),  
 $k, k'$  : 震度, 水中の見掛けの震度.

### ○粘性土の土圧

変動状態（レベル 1 地震動）において、矢板壁に作用する地震時の粘性土の土圧は、(3.17)～(3.19)によって算定することができる。

#### ・主働土圧

$$p_{ai} = \frac{(\sum w_i h_i + \omega) \sin(\zeta_{ai} + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_{ai}} - \frac{c_i}{\cos \zeta_{ai} \sin \zeta_{ai}} \quad (3.17)$$

$$\zeta_{ai} = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left( \frac{\sum w_i h_i + 2\omega}{2c} \right) \tan \theta} \quad (3.18)$$

#### ・受働土圧（永続状態の算定式を利用する）

$$p_{pi} = \sum w_i h_i + \omega + 2c_i \quad (3.19)$$

### ○見掛けの震度の計算式

変動状態（レベル 1 地震動）において、水面下の土の土圧に関する見掛けの震度は(3.20)によって算定することができ、地震時の土圧算定に用いる。

$$k' = \frac{2(\sum w_i h_i + \sum w h_j + \omega) + w h}{2(\sum w_i h_i + \sum (w-10) h_j + \omega) + (w-10) h} \times k \quad (3.20)$$

ここに、

$k'$ ：水中の見掛けの震度、

$w_i$ ：残留水位上の土の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],

$h_i$ ：残留水位上の  $i$  層の土の厚さ[m],

$w$ ：飽和した土の空気中の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>] ,

$h_j$ ：残留水位下において、土圧を算定する層より上の  $j$  層の土の厚さ[m],

$\omega$ ：地表面単位面積あたり載荷重[kN/m<sup>2</sup>],

$h$ ：残留水位下に、土圧を算定する層の厚さ[m],

$k$ ：震度。

### ○残留水圧

変動状態（レベル 1 地震動）においても、永続状態・変動状態（波浪）・偶発状態（津波）における残留水圧の算定と同じである。

## 3.2. その他の外力の算定

### 3.2.1. 波浪による波力

#### ○合田式

波浪による波力は、直立壁の前面に作用する波浪による波力の算定式である合田式に従い算定する。算定式を(3.21)に示す。

$$\begin{aligned} \eta^* &= 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_D \\ p_1 &= 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) w_w H_D \\ p_2 &= \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \\ p_3 &= \alpha_3 p_1 \end{aligned} \quad (3.21)$$

ここに、

$\eta^*$  : 静水面上で波圧強度が 0 となる高さ[m],

$p_1$  : 静水面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],

$p_2$  : 海底面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],

$p_3$  : 直立壁の底面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],

$w_w$  : 海水の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],

$\beta$  : 波の主方向から±15° の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線がなす角度[° ],

$\lambda_1$  : 波圧の補正係数 (標準は 1.0) ,

$\lambda_2$  : 波圧の補正係数 (標準は 1.0) ,

$h$  : 直立壁の前面における水深[m],

$L$  : 水深  $h$  における最高波の、有義波浪周期  $T_{1/3}$  に対応する波長[m],

$H_D$  : 最高波の波高[m] (有義波高  $H_{1/3}$  の 1.8 倍) ,

$\alpha_1$  : (3.22)によって表される数値,

$\alpha_2$  : (3.22)によって表される数値,

$\alpha_3$  : (3.22)によって表される数値.

$\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ の算定式を(3.22)に示す.

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\} \\ \alpha_2 &= \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \\ \alpha_3 &= 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \end{aligned} \quad (3.22)$$

ここに、

$h_b$  : 直立壁の前面から沖側へ有義波高の 5 倍の距離の地点における水深[m],

$d$  : マウンドの根固め工または被覆工の天端のうち、いずれか浅い水深[m],

$h'$  : 直立壁の底面の水深[m],

合田式による波浪による波力の算定方法を図 3-1 に示す。

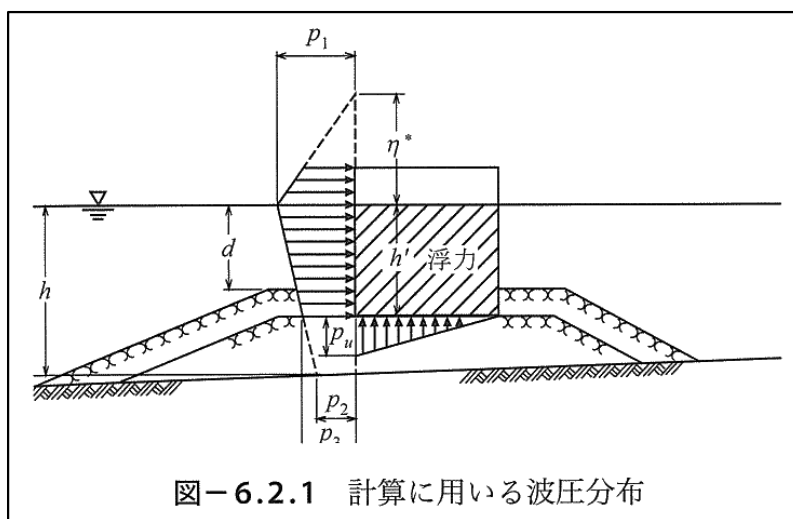


図-6.2.1 計算に用いる波圧分布

図 3-1 合田式による波浪による波力の算定方法  
(「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」)

### ○衝撃砕波力係数

必要に応じて、衝撃砕波力係数を考慮する。「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」では、以下に示す条件に該当する場合、衝撃砕波力係数を考慮することが望ましいとされている。

- ・ 構造物法線の垂線と波向との交角  $\beta$  が  $20^\circ$  以内
- ・ 海底勾配が 1/30 程度より急
- ・ 換算沖波波形勾配が 0.03 程度以下

衝撃砕波力係数の算定式を(3.23)に示す。算定された  $\alpha_1$  と合田式の  $\alpha_2$  を比較し、大きい方を合田式の  $\alpha_2$  に適用すればよい。

$$\alpha_1 = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \quad (3.23)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_D/d & (H_D/d \leq 2) \\ 2 & (H_D/d > 2) \end{cases}$$

$\alpha_{I1}$  の算定図を図 3-2 に示す。マウンド前肩幅  $B_M$  と波長  $L$  の比  $B_M/L$  を基に算定することができる。

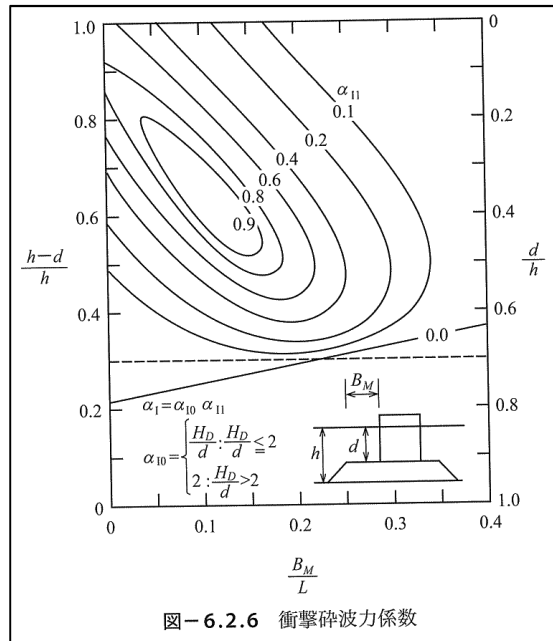


図-6.2.6 衝撃碎波力係数

図 3-2 衝撃碎波力係数の算定

(「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」)

【留意事項】

消波ブロックが設置されている場合、護岸法線が海岸線から陸側に大きく控えている場合など、技術基準に従い適切に波浪による波力の算定方法を選定し、波浪による波力を算定する必要がある。

必要に応じて、模型実験や2次元波動水路解析または3次元波動水槽解析を行い、検討断面に対する波浪による波力を確認することが望ましい。

3.2.2. 津波による波力

○谷本式

津波による波力は、直立壁の前面に作用する津波による波力の算定式のうち、非越流時には谷本式に従い算定する。谷本式の算定式を(3.24)に示す。

$$\begin{aligned} \eta^* &= 3.0\alpha_I \\ p_1 &= 2.2w_w\alpha_I \end{aligned} \tag{3.24}$$

ここに、

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ[m],

$\alpha_I$  : 入射津波の静水面上の高さ(振幅) [m],

$w_w$  : 海水の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],

$p_1$  : 静水面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>].



谷本式・修正谷本式による津波による波力の算定方法を図 3-3 に示す。

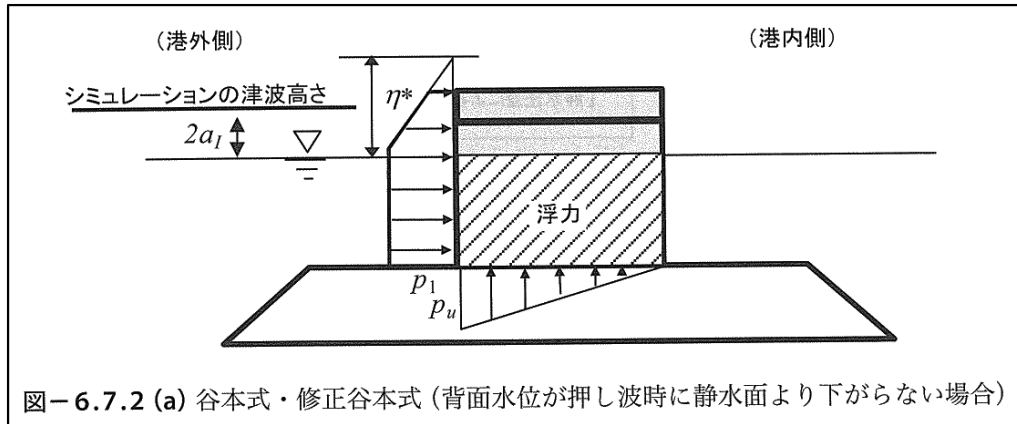


図 3-3 谷本式・修正谷本式による津波による波力の算定方法  
 (「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 30 年 5 月)」)

#### ○静水圧差による算定式

津波による波力は、直立壁の前面に作用する津波による波力の算定式のうち、越流時には静水圧差による算定式に従い算定する。静水圧差による算定式を(3.25)に示す。

$$\begin{aligned}
 p_1 &= \alpha_f w_w (\eta_f + h') \\
 p_2 &= \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1 \\
 p_3 &= \alpha_c w_w (\eta_r + h')
 \end{aligned}
 \tag{3.25}$$

ここに、

- $p_1$  : 直立壁前面の底面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],
- $p_2$  : 直立壁前面の天端面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],
- $p_3$  : 直立壁背面の底面における波圧強度[kN/m<sup>2</sup>],
- $a_l$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) [m],
- $w_w$  : 海水の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>],
- $h'$  : 直立壁の底面の水深[m],
- $h_c$  : 静水面から直立壁天端までの高さ[m],
- $\eta_f$  : 直立壁前面の静水面からの津波高さ[m],
- $\eta_c$  : 直立壁背面の静水面からの津波高さ[m],
- $\alpha_f$  : 直立壁前面の静水圧補正係数(=1.05),
- $\alpha_c$  : 直立壁背面の静水圧補正係数(=0.9).

静水圧差による算定式による津波による波力の算定方法を図 3-4 に示す。

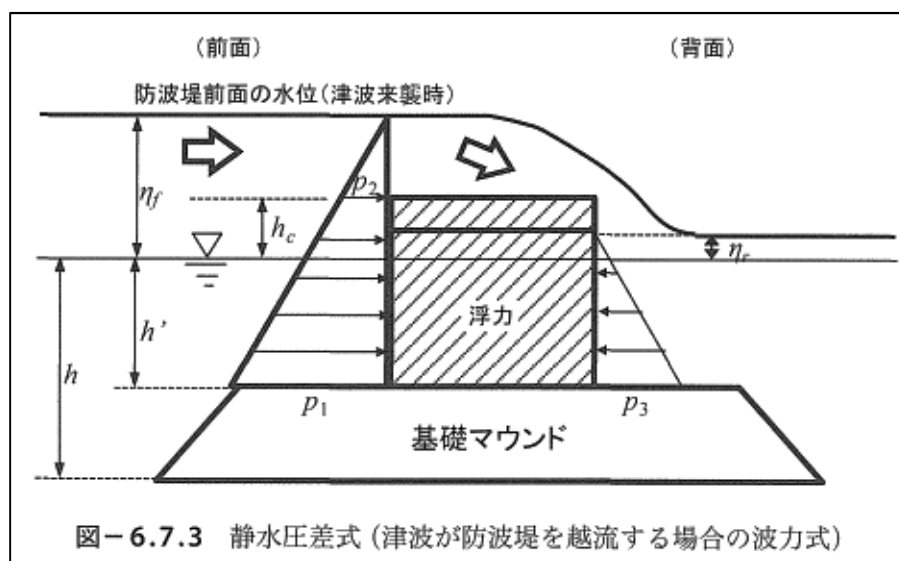


図 3-4 静水圧差による算定式による津波による波力の算定方法  
(「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」)

#### ○修正谷本式

必要に応じて、波状段波の発生が懸念される場合には修正谷本式に従い算定する。「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成 30 年 5 月)」では、以下に示す条件に該当する場合、修正谷本式を採用することが望ましいとされている。

- ・津波高さが水深の 60%程度以上
- ・海底勾配 1/100 程度以下

#### 【留意事項】

防潮ラインが陸側に大きく控えている場合には、越流の発生の有無により適切な波力算定式に基づき、津波による波力を算定する必要がある。

必要に応じて、模型実験や 2 次元波動水路解析または 3 次元波動水槽解析を行い、検討断面に対する津波による波力を確認することが望ましい。

### 3.3. (1) 永続状態：矢板壁の性能照査【(1)-(a)(b)(c)】

#### 3.3.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

##### ○設計水深の設定

受働崩壊角 $\alpha=21.6[^\circ]$ で、新設護岸法線における水深-4.00[m]から捨石上端（被覆石下端）まで立ち上げた範囲が土塊として、受働土圧が作用すると考えられる。この標高は図3-5より+0.53[m]となる。それより上の土等は上載荷重として見込む。永続状態の上載荷重の重量合計は $W=415.31[\text{kN/m}]$ 、載荷長さ $B=11.43[\text{m}]$ より、上載荷重 $w=W/B=36.33[\text{kN/m}^2]$ となる。

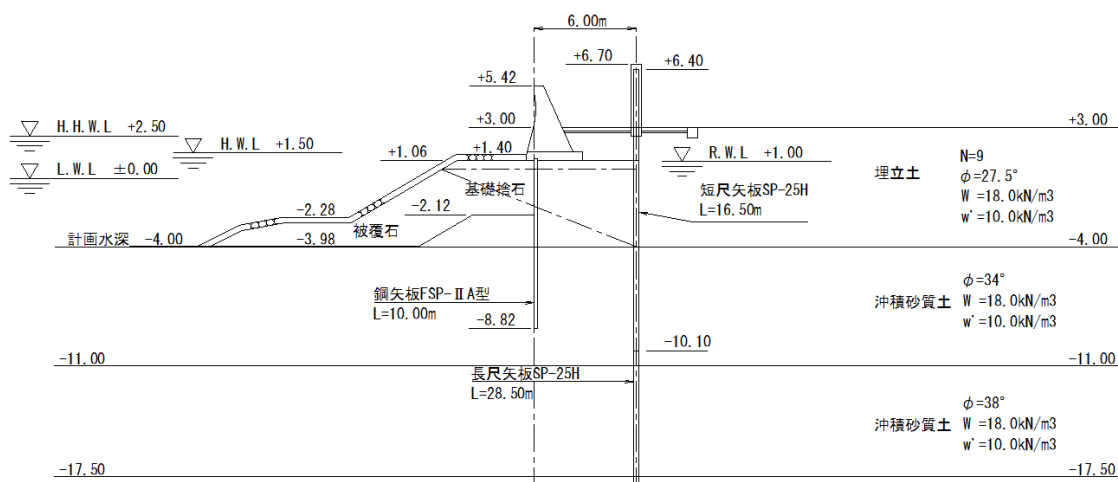


図 3-5 受働崩壊角と設計水深の設定

##### ○外力の算定

##### ・土圧強度

永続状態の土質定数を表 3-1 と表 3-2 に、設計状態を表 3-3 に、土圧強度の算定結果を表 3-4 と表 3-5 に示す。永続状態では、陸側が主働側、海側が受働側である。

表 3-1 主働側（陸側）の土質定数（永続状態）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [ $^\circ$ ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
3 1	2.00	27.5		18.0	36.0
1 0.53	0.47	27.5		10.0	4.7
0.53 -4	4.53	27.5		10.0	45.3
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0

表 3-2 受働側（海側）の土質定数（永続状態）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.53 0	0.53	27.5		18.0	9.5
0 -4	4.00	27.5		10.0	40.0
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0

表 3-3 設計状態（永続状態）

	標高[m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	3	5	0	15	0
受働側	0.53	36.33	0	-15	0

表 3-4 主働土圧強度（永続状態）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ [°]	$k \cos(\delta + \psi)$	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
3	0.0	5.00	55.2	0.3199	1.600
1	36.0	5.00	55.2	0.3199	13.116
0.53	40.7	5.00	55.2	0.3199	14.619
0.53	40.7	5.00	55.2	0.3199	14.619
-4	86.0	5.00	55.2	0.3199	29.111
-4	86.0	5.00	59.5	0.2491	22.668
-11	156.0	5.00	59.5	0.2491	40.105
-11	156.0	5.00	61.9	0.2115	34.052
-17.5	221.0	5.00	61.9	0.2115	47.799

表 3-5 受働土圧強度（永続状態）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ [°]	$k \cos(\delta + \psi)$	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
0.53	0.0	36.33	21.6	4.2216	153.371
0	9.5	36.33	21.6	4.2216	193.645
0	9.5	36.33	21.6	4.2216	193.645
-4	49.5	36.33	21.6	4.2216	362.509
-4	49.5	36.33	19.1	5.9805	513.546
-11	119.5	36.33	19.1	5.9805	932.181
-11	119.5	36.33	17.4	7.5633	1178.892
-17.5	184.5	36.33	17.4	7.5633	1670.506

・ 残留水圧

永続状態では、潮位（受働側）L.W.L.±0.00m に対する残留水位（主働側）R.W.L.+1.00m について、以下に示す残留水圧  $P_w$ [kN/m<sup>2</sup>]を作用させる。

$$P_w = 10.10 \times (1.00 - 0.00) = 10.100 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-6 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+0.53[m]である。

表 3-6 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（永続状態）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
3	1.600	0.000	0.000	1.600
1	13.116	0.000	0.000	13.116
1	13.116	0.000	0.000	13.116
0.53	14.619	4.747	0.000	19.366
0.53	14.619	4.747	153.371	-134.005
0	16.315	10.100	193.645	-167.230
0	16.315	10.100	193.645	-167.230
-4	29.111	10.100	362.509	-323.298
-4	22.668	10.100	513.546	-480.778
-11	40.105	10.100	932.181	-881.976
-11	34.052	10.100	1178.892	-1134.740
-17.5	47.799	10.100	1670.506	-1612.607

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力および作用位置を表 3-7 に示す。

表 3-7 土圧・水圧の合力および作用位置（永続状態）

番号	算定				水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	1.600 ×		2	1.6	1.803	2.885
2	1/2 ×	13.116 ×		2	13.116	1.137	14.913
3	1/2 ×	13.116 ×	0.47		3.082	0.313	0.965
4	1/2 ×	19.366 ×	0.47		4.551	0.157	0.715
	合計				22.349		19.478

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-8 に示す。

表 3-8 全外力の合力および作用位置（永続状態）

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
—	土圧・水圧	22.349		19.478
	合計	22.349		19.478

合力の作用位置を求める.

$$h_0 = \frac{19.478}{22.349} = 0.872[\text{m}](\text{合力の作用位置})$$

### ○港研方式による計算

港研方式 (C型地盤) に基づき, 矢板の応力度と必要根入れ長を算定する.

#### ・断面性能

ハット形鋼矢板 SP-25H を用いた矢板壁の断面性能の一覧を表 3-9 に示す. また, 腐食時の断面性能低減率算定を図 3-6 に示す.

表 3-9 矢板壁の断面性能

SP-25H	腐食量		断面性能 低減率 $\eta$ [%]	断面性能	
	$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]		断面二次モーメント $I$ [ $\text{cm}^4/\text{m}$ ]	断面係数 $Z$ [ $\text{cm}^3/\text{m}$ ]
残留水位 以浅	1.50 =0.02×50	1.50 =0.02×50	73	17812 =24400×0.73	1175 =1610×0.73
残留水位 以深	1.00 =0.02×50	1.00 =0.02×50	82	20008 =24400×0.82	1320 =1610×0.82

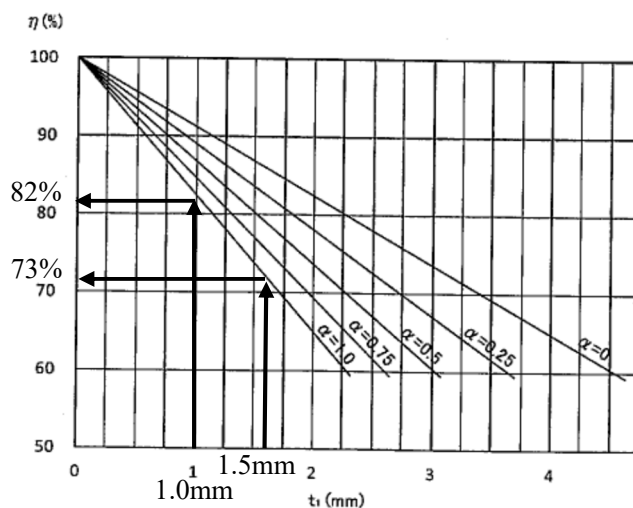


図-1.6.11 腐食時の断面性能算定図 (25H)

図 3-6 腐食時の断面性能低減率

・横抵抗定数

C型地盤の横抵抗定数  $k_c$  [kN/m<sup>2.5</sup>] は、図 3-7 に基づき以下の式より算定する。なお、N 値は(0.5~1.0)  $l_{ml}$  の平均 N 値として、B2 層の N 値 9 を用いた。

$$k_c = 540N^{0.648} = 540 \times 9^{0.648} = 2243 \text{ [kN/m}^{2.5}\text{]}$$

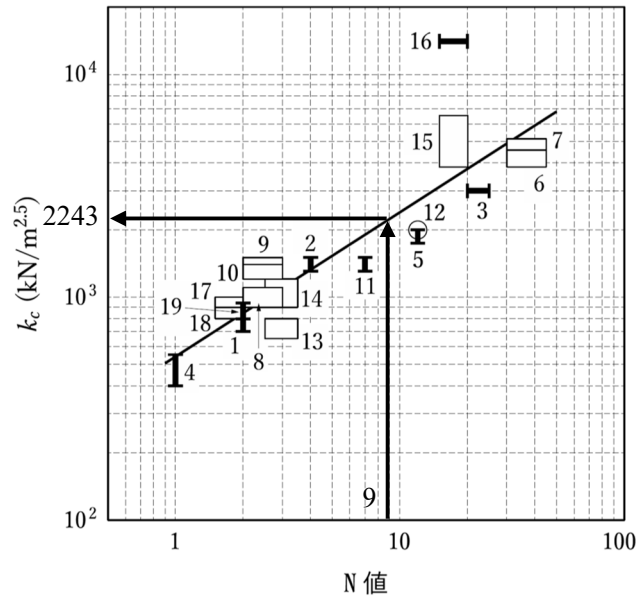


図 3-7 N 値と横抵抗定数  $k_c$  との関係

・港研方式

(i) 基準杭と矢板壁の諸元の比較

基準杭と矢板壁（壁幅  $B=1.00\text{m}$ ）の諸元の比較を表 3-10 に示す。

表 3-10 基準杭と矢板壁の諸元の比較

項目	基準杭(s)	矢板壁(p)	$R=p/s$	$\log R$	
作用高 $h$ [m]	1.0	0.872	0.872	-0.059	
剛性 $E$ [kNm <sup>2</sup> ]	10000.0	腐食前	48800	4.880	0.688
		腐食後	40020	4.002	0.602
横抵抗係数 $Bk_c$ [kN/m <sup>1.5</sup> ]	1000.0	2242.6	2.243	0.351	

(ii) 基準杭と矢板壁の諸元比

基準杭と矢板壁の諸元比を算出する。

(腐食前)

$$\log R_T = 5 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 5 \times (-0.059) - 0.688 + 2 \times 0.351 = -0.281$$

$$\log R_M = 6 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 6 \times (-0.059) - 0.688 + 2 \times 0.351 = -0.340$$

$$\log R_i = 7 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 7 \times (-0.059) - 2 \times 0.688 + 2 \times 0.351 = -1.087$$

$$\log R_y = 8 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 8 \times (-0.059) - 2 \times 0.688 + 2 \times 0.351 = -1.146$$

(腐食後)

$$\log R_T = 5 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 5 \times (-0.059) - 0.602 + 2 \times 0.351 = -0.195$$

$$\log R_M = 6 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 6 \times (-0.059) - 0.602 + 2 \times 0.351 = -0.254$$

$$\log R_i = 7 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 7 \times (-0.059) - 2 \times 0.602 + 2 \times 0.351 = -0.915$$

$$\log R_y = 8 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 8 \times (-0.059) - 2 \times 0.602 + 2 \times 0.351 = -0.974$$

### (iii) 基準杭の諸量

はじめに、地上部から伝達される水平力  $T_p$  ( $= 22.349[\text{kN/m}]$ ) より、基準杭の荷重を算出する。

(腐食前)

$$\log T_S = \log T_p - \log R_T = \log(22.349) - 0.281 = 1.630$$

(腐食後)

$$\log T_S = \log T_p - \log R_T = \log(22.349) - 0.195 = 1.544$$

続いて、表 3-11 に示す基準曲線表の値を比例配分することにより、 $\log T_S$  から基準杭の諸量を算定する。

表 3-11 基準曲線表の値

	$\log T$	$\log M_{max}$	$\log l_{m1}$	$\log y_0$	$\log i_0$
1	2.0	2.1256	0.5498	-1.5512	-1.5783
2	1.5	1.5955	0.4520	-2.2898	-2.2100
$\Delta(1-2)$	0.5	0.5301	0.0978	0.7386	0.6317

(腐食前)

$$\log(M_{max})_S = 1.5955 + (1.630 - 1.5) \times 0.5301 / 0.5 = 1.733$$

$$\log(l_{m1})_S = 0.4520 + (1.630 - 1.5) \times 0.0978 / 0.5 = 0.477$$

$$\log(y_0)_S = -2.2898 + (1.630 - 1.5) \times 0.7386 / 0.5 = -2.098$$

$$\log(i_0)_S = -2.2100 + (1.630 - 1.5) \times 0.6317 / 0.5 = -2.046$$



(腐食後)

$$\begin{aligned}\log(M_{\max})_S &= 1.5955 + (1.544 - 1.0) \times 0.5240 / 0.5 = 1.642 \\ \log(l_{m1})_S &= 0.45202 + (1.544 - 1.0) \times 0.0968 / 0.5 = 0.461 \\ \log(\gamma_0)_S &= -2.2898 + (1.544 - 1.0) \times 0.7312 / 0.5 = -2.225 \\ \log(i_0)_S &= -2.2100 + (1.544 - 1.0) \times 0.6255 / 0.5 = -2.154\end{aligned}$$

(iv) 矢板壁の諸量の計算

基準杭の諸量を矢板壁の諸量に変換する.

(腐食前)

$$\begin{aligned}\log(M_{\max}) &= \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.642 - 0.340 = 1.393 \rightarrow M_{\max} = 24.717 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.477 - 0.059 = 0.418 \rightarrow l_{m1} = 2.618 \text{ m} \\ \log(\gamma_0) &= \log(\gamma_0)_S + \log R_\gamma = -2.098 - 1.146 = -3.244 \rightarrow \gamma_0 = 0.057 \text{ cm} \\ \log(i_0) &= \log(i_0)_S + \log R_i = -2.046 - 1.087 = -3.133 \rightarrow i_0 = 0.736 \times 10^{-3} \text{ rad}\end{aligned}$$

(腐食後)

$$\begin{aligned}\log(M_{\max}) &= \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.642 - 0.254 = 1.388 \rightarrow M_{\max} = 24.434 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.461 - 0.059 = 0.402 \rightarrow l_{m1} = 2.523 \text{ m} \\ \log(\gamma_0) &= \log(\gamma_0)_S + \log R_\gamma = -2.225 - 0.974 = -3.199 \rightarrow \gamma_0 = 0.063 \text{ cm} \\ \log(i_0) &= \log(i_0)_S + \log R_i = -2.154 - 0.915 = -3.069 \rightarrow i_0 = 0.853 \times 10^{-3} \text{ rad}\end{aligned}$$

・ 応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.67 \times \frac{1.00 \times (24.717 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.066 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.67 \times \frac{1.00 \times (24.434 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.089 < 1.0$$

### 3.3.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は、仮想海底面（+0.53m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる。

（腐食前）

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 2.618 = 3.927\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +0.53 - 3.927 = -3.397\text{m}$$

（腐食後）

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 2.523 = 3.784\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +0.53 - 3.784 = -3.254\text{m}$$

### 3.3.3. (c) 短尺矢板部（壁体部）のパイピング

図 3-8 に示す断面図より，陸側の水位 R.W.L.+1.0m に対する海側の水位 L.W.L.+0.0m の水頭差  $h$ [m]を求めることができ，浸透路長  $\Sigma t$ [m]より，クリープ比  $C_w$  は以下に示すとおり算定することができる．中砂に対して必要なクリープ比 6.0 を確保できており，パイピングに対して性能規定を満足する．

$$C_w = \frac{\Sigma t}{h} = \frac{10.1 + 11.1}{1.0 - 0.0} = 21.2 > 6.0$$

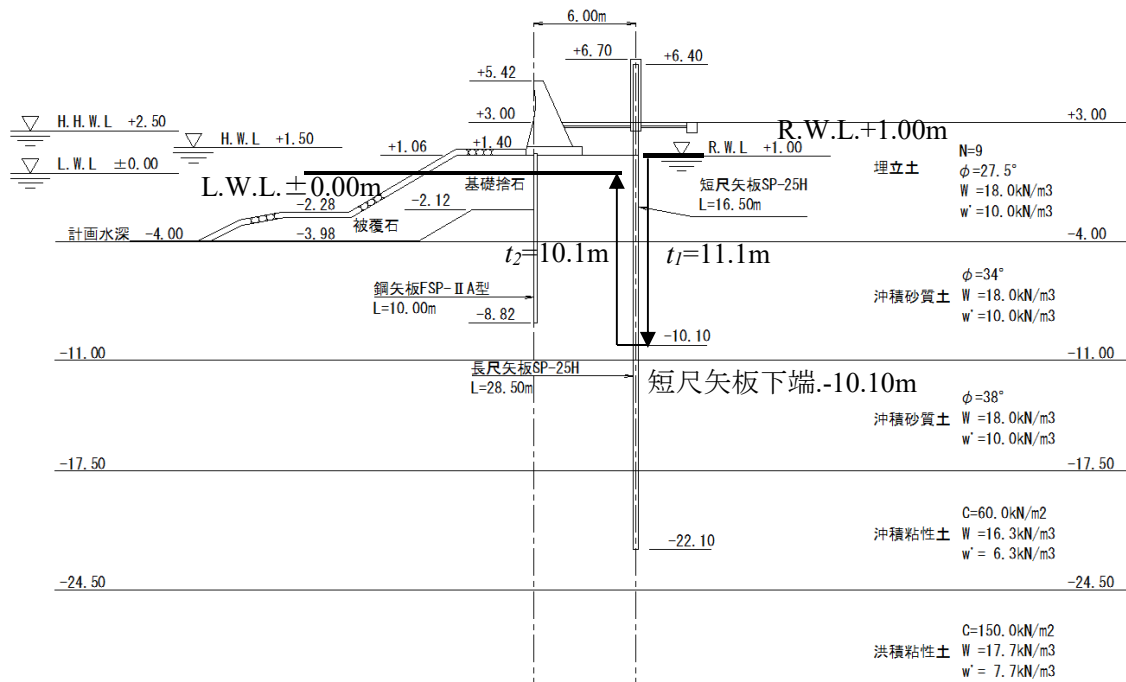


図 3-8 浸透路長の設定

なお，海側の水位 H.W.L.+1.5m，陸側の水位 R.W.L.+1.0m に対しては，明らかに性能規定を満足する．

### 3.4. (1) 永続状態：円弧すべりに関する性能照査【(1)-(f)】

#### 3.4.1. (f) 円弧すべり

照査結果を以下に示す。最小安全率となる円弧中心・半径に対して照査を行う。ただし、粘性土の変動係数 CV は 0.25 以上として、また、短尺矢板部は円弧が通過しないようにして、部分係数法により照査を行う。結果として、長尺矢板下端を通過する円弧すべりの安全率が最も小さくなった。

#### ・荷重（起動モーメント）の特性値

図 3-9 に示す起動モーメントの算定結果を以下に示す。

$$S_k = 38524.8[\text{kNm/m}]$$

#### ・荷重（抵抗モーメント）の特性値

図 3-9 に示す起動モーメントの算定結果を以下に示す。

$$R_k = 98758.4[\text{kNm/m}]$$

#### ・照査結果

作用耐力比が 1.0 以下となり、性能規定を満足する。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = 1.30 \times \frac{1.00 \times 38524.8}{1.00 \times 98758.4} = 0.507 < 1.0$$

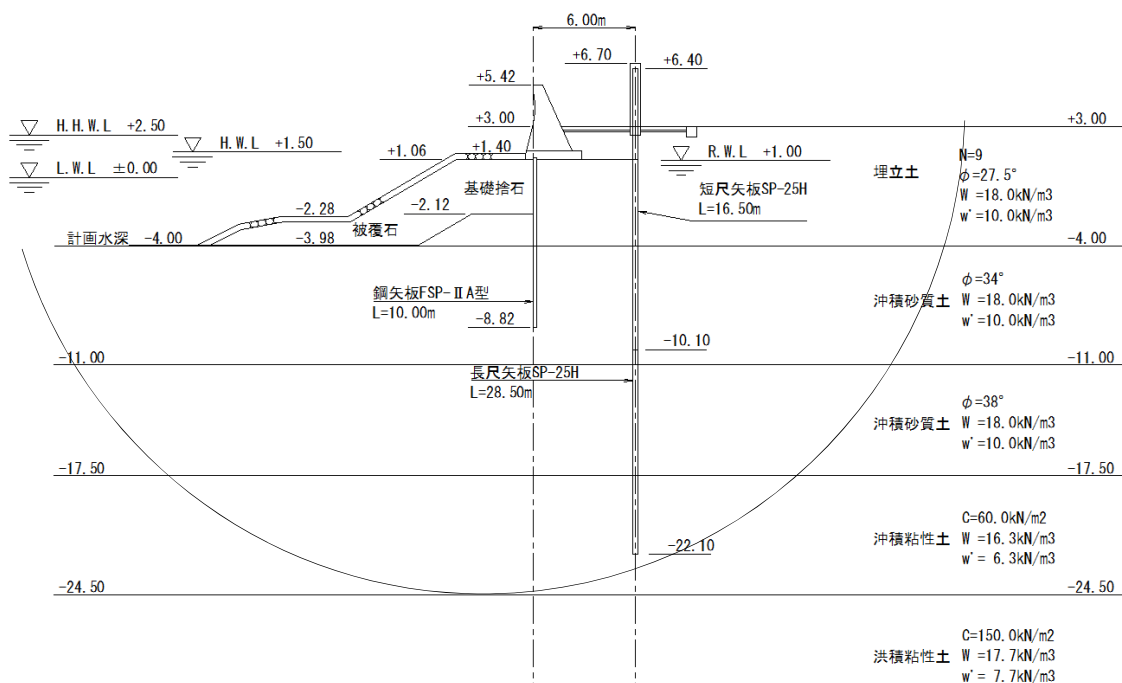


図 3-9 円弧滑りの照査結果

### 3.5. (1') 永続状態：支持力に関する性能照査【(1)-(e)】

#### 3.5.1. (e) 長尺矢板部（単体部）の支持力

本事例では、矢板 5 枚に 1 枚の割合で長尺矢板を設定する楕円鋼矢板壁とし、油圧圧入工法による長尺矢板の打設を想定する。照査結果を以下に示す。

#### ○周面抵抗

##### ・荷重（上部工＋矢板の重量）の特性値

上部工と矢板の諸元の一覧を表 3-12 に示す。また、標準断面図を図 3-10 に再掲する。周面抵抗は、腐食前の状態で照査を行う。

表 3-12 上部工と矢板の諸元の一覧

		単位体積重量 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	奥行幅 $L$ [m]	上部工幅 $B$ [m] or 矢板 1m あたりの面積 $A$ [m <sup>2</sup> /m]	高さ $H$ [m]
上部工	—	24.0	4.5	0.65	4.2(=6.7-2.5)
短尺矢板	上部工内	77.0	4.5	0.01604(SP-25H)	3.9(=6.4-2.5)
	地盤内	77.0	4.5	0.01604(SP-25H)	12.6(=2.5-(-10.1))
長尺矢板	非支持層	77.0	0.9(5枚に1枚)	0.01604(SP-25H)	7.4(=-10.1-(-17.5))
	支持層	77.0	0.9(5枚に1枚)	0.01604(SP-25H)	4.6(=-17.5-(-22.1))

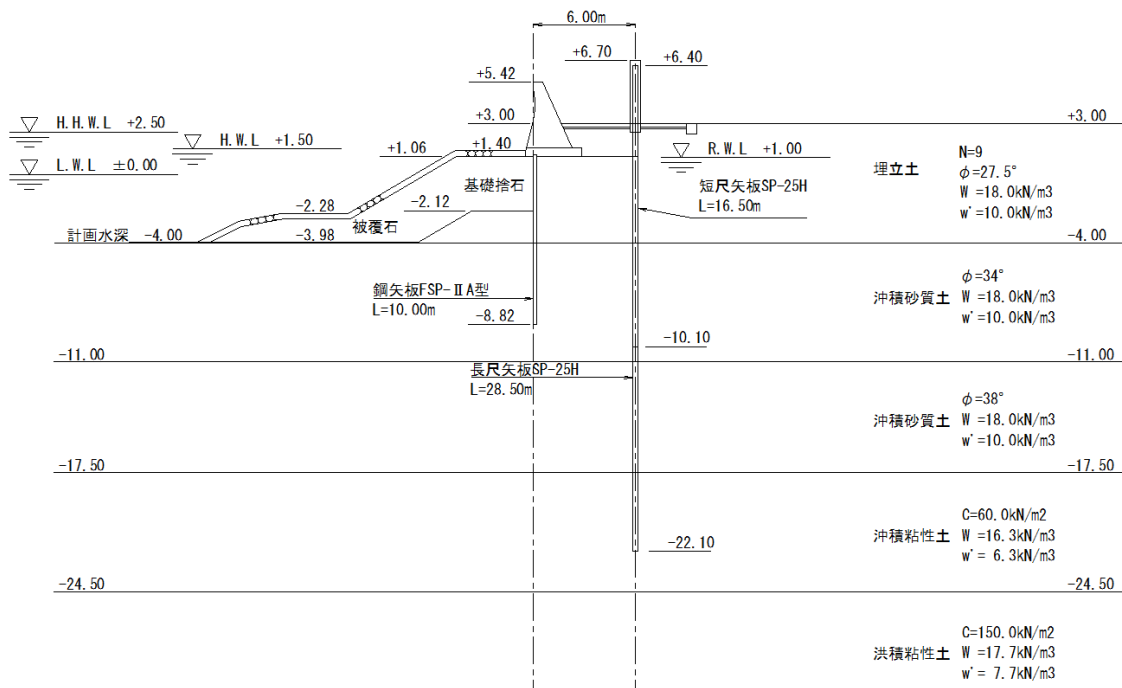


図 3-10 標準断面図（再掲）

表 3-12 より算定される上部工重量  $W_k$  を以下に示す.

$$W_k = \gamma_{rc}(BH - AH)L = 24.0 \times (0.65 \times 4.2 - 0.01604 \times 3.9) \times 4.5 = 288.084[\text{kN}]$$

表 3-12 より算定される短尺矢板と長尺矢板の重量の和  $W'_k$  を以下に示す.

$$W'_k = \gamma_s \sum AHL = 77.0 \times 0.01604 \times (3.9 \times 4.5 + 12.6 \times 4.5 + 7.4 \times 0.9 + 4.6 \times 0.9) \\ = 105.044[\text{kN}]$$

・抵抗（周面抵抗力）の特性値

SP-25H の周長  $U=2.73[\text{m}]$  , 周面抵抗を期待する Ac1 層への根入れ長  $L=4.6[\text{m}]$  , Ac1 層の粘着力  $c=60[\text{kN/m}^2]$  より算定される, 周面抵抗力を以下に示す.

$$R_k = \sum \gamma \cdot UL = (0.55 \times 60) \times (2.73 \times 3.6) + (0.65 \times 60) \times (2.73 \times 1.0) = 430.794[\text{kN}]$$

・照査結果

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

$$m \cdot \frac{W_d}{R_d} = 1.00 \times \frac{1.00 \times (288.084 + 105.044)}{1.00 \times 430.794} = 0.913 < 1.0$$

○座屈抵抗

・荷重（上部工+矢板の重量）の特性値

上部工重量  $W_k$  , 短尺矢板と長尺矢板の重量の和  $W'_k$  を以下に示す.

$$W_k = 288.084[\text{kN}]$$

$$W'_k = 105.044[\text{kN}]$$

・抵抗（周面抵抗力）の特性値

座屈抵抗を期待する長尺矢板部の長さ  $L=12.0=7.4+4.6[\text{m}]$  , 腐食時の断面性能低減係数 82[%] を考慮した SP-25H の 1 枚当たりの断面二次モーメント  $I=1.804 \times 10^{-4}=0.82 \times 2.2 \times 10^{-4} [\text{m}^4]$  , 鋼材のヤング係数  $E=2.0 \times 10^8 [\text{kN/m}^2]$  より算定される. 座屈抵抗力を以下に示す.

$$R_k = \pi^2 \frac{EI}{l^2} = 3.14159^2 \times \frac{(2.0 \times 10^8) \times (1.804 \times 10^{-4})}{12.0^2} = 2472.880[\text{kN}]$$

・照査結果

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

$$m \cdot \frac{W_d}{R_d} = 1.00 \times \frac{1.00 \times (288.084 + 105.044)}{1.00 \times 2472.880} = 0.159 < 1.0$$

### 3.6. (2) 変動状態：レベル1地震動に関する性能照査【(2)-(a)(b)】

#### 3.6.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

##### ○設計水深の設定

受働崩壊角 $\zeta=17.4[^\circ]$ で、新設護岸法線における水深-4.00[m]から捨石上端（被覆石下端）まで立ち上げた範囲が土塊として、受働土圧が作用すると考えられる。この標高は図3-11より-0.06[m]となる。それより上の土等は上載荷重として見込む。変動状態（レベル1地震時）の上載荷重の重量合計は $W=519.82[\text{kN/m}]$ 、載荷長さ $B=12.44[\text{m}]$ より、上載荷重 $w=W/B=41.80[\text{kN/m}^2]$ となる。

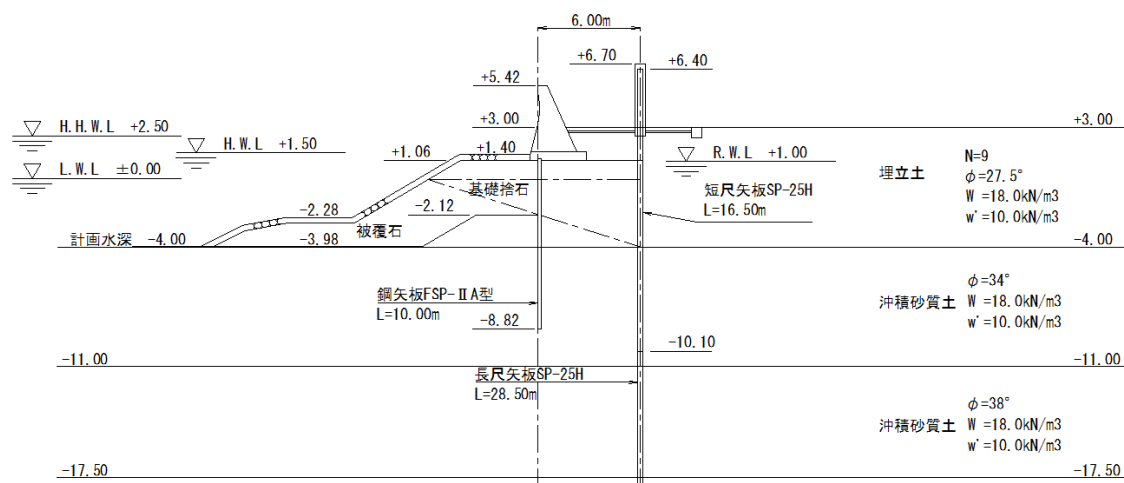


図 3-11 受働崩壊角と設計水深

##### ○外力の算定

##### ・土圧強度

変動状態（レベル1地震動）の土質定数を表3-13と表3-14に、設計状態を表3-15に、見掛けの震度の算定結果を表3-16と表3-17に、土圧強度の算定結果を表3-18と表3-19に示す。変動状態（レベル1地震動）では、陸側が主働側、海側が受働側である。

表 3-13 主働側（陸側）の土質定数（変動状態：レベル1地震動）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [ $^\circ$ ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k or k'	$\theta$ [ $^\circ$ ]
3 1	2.00	27.5		18.0	36.0	0.21	11.9
1 -0.06	1.06	27.5		10.0	10.6	0.29	16.2
-0.06 -4	3.94	27.5		10.0	39.4	0.29	16.2
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0	0.35	19.3
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0	0.38	20.8

表 3-14 受働側（海側）の土質定数（変動状態：レベル1地震動）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k or k'	$\theta$ [°]
-0.06 -4	3.94	27.5		10.0	39.4	0.28	15.6
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0	0.34	18.8
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0	0.37	20.3

表 3-15 設計状態（変動状態：レベル1地震動）

	標高[m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]	k
主働側	3	2.5	0	15	0	0.21
受働側	-0.06	41.8	0	-15	0	0.21

表 3-16 見掛けの震度（主働側）

土層 [m]	h [m]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sum \gamma_t h_j$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sum \gamma h_j$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	k	k'	$\theta$ [°]
3 1	2.00	18.0	18.0	0.0	0.0	2.5	0.21	0.00	11.9
1 -4	5.00	20.0	10.0	0.0	0.0	2.5	0.21	0.29	16.2
-4 -11	7.00	20.0	10.0	100.0	50.0	2.5	0.21	0.35	19.3
-11 -17.5	6.50	20.0	10.0	240.0	120.0	2.5	0.21	0.38	20.8

※  $\sum \gamma h_i = (\gamma_t - 10) h_i$

表 3-17 見掛けの震度（受働側）

土層 [m]	h [m]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sum \gamma_t h_j$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sum \gamma h_j$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	k	k'	$\theta$ [°]
-0.06 -4	3.94	20.0	10.0	0.0	0.0	41.8	0.21	0.28	15.6
-4 -11	7.00	20.0	10.0	78.8	39.4	41.8	0.21	0.34	18.8
-11 -17.5	6.50	20.0	10.0	218.8	109.4	41.8	0.21	0.37	20.3

※  $\sum \gamma h_i = (\gamma_t - 10) h_i$

表 3-18 主働土圧強度（変動状態：レベル1地震動）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ [°]	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
3	0.0	2.50	41.9	0.4875	1.219
1	36.0	2.50	41.9	0.4875	18.769
-0.06	46.6	2.50	35.3	0.5824	22.422
-0.06	46.6	2.50	35.3	0.5824	28.596
-4	86.0	2.50	35.3	0.5824	51.542
-4	86.0	2.50	38.9	0.5281	46.737
-11	156.0	2.50	38.9	0.5281	83.704
-11	156.0	2.50	41.5	0.4905	77.744
-17.5	221.0	2.50	41.5	0.4905	109.627



表 3-19 受働土圧強度（変動状態：レベル1地震動）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
-0.06	0.0	41.80	17.4	3.1228	130.533
-4	39.4	41.80	17.4	3.1228	253.571
-4	39.4	41.80	15.9	4.3617	354.170
-11	109.4	41.80	15.9	4.3617	659.489
-11	109.4	41.80	14.9	5.5429	838.086
-17.5	174.4	41.80	14.9	5.5429	1198.375

・ 残留水圧

変動状態（レベル1地震動）では、潮位（受働側）L.W.L.±0.00m に対する残留水位（主働側）R.W.L.+1.00m について、以下に示す残留水圧を作用させる。

$$P_w = 10.10 \times (1.00 - 0.00) = 10.100 [\text{kN/m}^2]$$

・ 上部工の慣性力

支持力算定時の諸元に基づき（表 3-12），照査用震度  $k_h=0.21$  を用いて，上部工自重  $W[\text{kN/m}]$  に作用する慣性力  $P[\text{kN/m}]$  と，慣性力を作用させる重心位置  $y[\text{m}]$  を以下に示すとおり算定する。

$$W = 24.0 \times (0.65 \times 4.2 - 0.01604 \times 3.9) + 77.0 \times (0.01604 \times 3.9) = 68.835 [\text{kN/m}]$$

$$P = 0.21 \times W = 14.455 [\text{kN/m}]$$

$$y = \{24.0 \times (0.65 \times 4.2 \times 4.60 - 0.01604 \times 3.9 \times 4.45) + 77.0 \times (0.01604 \times 3.9 \times 4.45)\} \div W$$

$$= 4.593 [\text{m}]$$

○ 仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・ 水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-20 に示す。このとき，主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は-0.06[m]である。

表 3-20 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面

(変動状態：レベル1地震動)

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
3	1.219	0.000	0.000	1.219
1	18.769	0.000	0.000	18.769
1	22.422	0.000	0.000	22.422
0	28.247	10.100	0.000	38.347
0	28.247	10.100	0.000	38.347
-0.06	28.596	10.100	0.000	38.696
-0.06	28.596	10.100	130.533	-91.837
-4	51.542	10.100	253.571	-191.929
-4	46.737	10.100	354.170	-297.333
-11	83.704	10.100	659.489	-565.685
-11	77.744	10.100	838.086	-750.242
-17.5	109.627	10.100	1198.375	-1078.648

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力および作用位置を表 3-21 に示す。

表 3-21 土圧・水圧の合力および作用位置 (変動状態：レベル1地震動)

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	1.219 ×	2	1.219	2.393	2.917
2	1/2 ×	18.769 ×	2	18.769	1.727	32.414
3	1/2 ×	22.422 ×	1	11.211	0.727	8.15
4	1/2 ×	38.347 ×	1	19.174	0.393	7.535
5	1/2 ×	38.347 ×	0.06	1.15	0.04	0.046
6	1/2 ×	38.696 ×	0.06	1.161	0.02	0.023
合計				52.684		51.085

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-22 に示す。

表 3-22 全外力の合力および作用位置 (変動状態：レベル1地震動)

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	上部工慣性力	14.455	4.653	67.259
—	土圧・水圧	52.684		51.085
合計		67.139		118.344

合力の作用位置を求める。

$$h_0 = \frac{118.34}{67.139} = 1.763[\text{m}](\text{合力の作用位置})$$

○港研方式による計算

港研方式（C型地盤）に基づき、矢板の応力度と必要根入れ長を算定する。

・断面性能

ハット形鋼矢板 SP-25H を用いた矢板壁の断面性能の一覧を表 3-23 に示す。また、腐食時の断面性能低減率算定を図 3-12 に示す。

表 3-23 矢板壁の断面性能

SP-25H	腐食量		断面性能 低減率 $\eta$ [%]	断面性能	
	$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]		断面二次モーメント $I$ [cm <sup>4</sup> /m]	断面係数 $Z$ [cm <sup>3</sup> /m]
残留水位 以浅	1.50 =0.02×50	1.50 =0.02×50	73	17812 =24400×0.73	1175 =1610×0.73
残留水位 以深	1.00 =0.02×50	1.00 =0.02×50	82	20008 =24400×0.82	1320 =1610×0.82

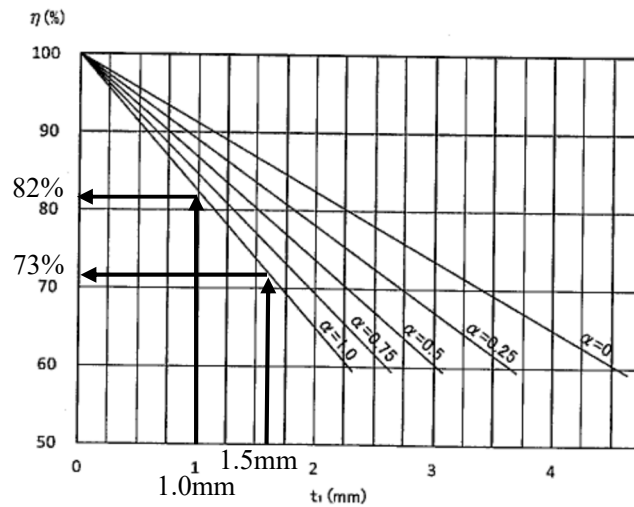


図-1.6.11 腐食時の断面性能算定図 (25H)

図 3-12 腐食時の断面性能低減率

・横抵抗定数

C型地盤の横抵抗定数  $k_C$ [kN/m<sup>2.5</sup>]は、図 3-13 に基づき以下の式より算定する。なお、N値は(0.5~1.0) $l_{m1}$ の平均N値として、B2層のN値9を用いた。

$$k_C = 540N^{0.648} = 540 \times 9^{0.648} = 2243[\text{kN/m}^{2.5}]$$

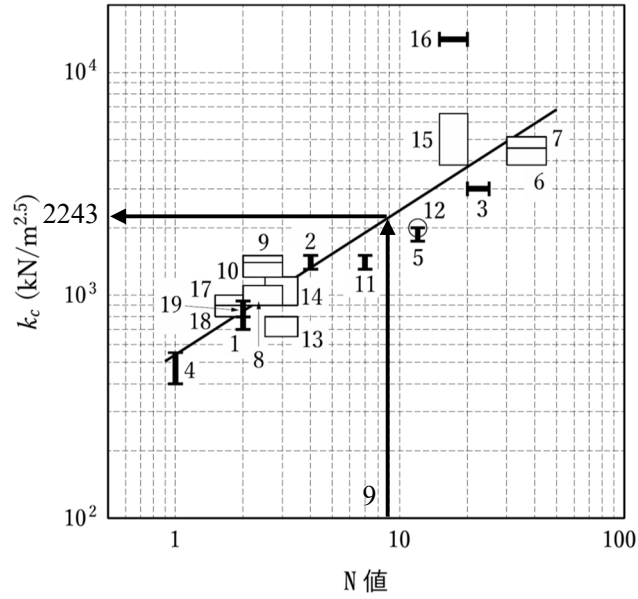


図 3-13 N 値と横抵抗定数  $k_c$  との関係

・ 港研方式

(i) 基準杭と矢板壁の諸元の比較

基準杭と矢板壁（壁幅  $B=1.00\text{m}$ ）の諸元の比較を表 3-24 に示す。

表 3-24 基準杭と矢板壁の諸元の比較

項目	基準杭( $s$ )	矢板壁( $p$ )	$R=p/s$	$\log R$
作用高 $h[\text{m}]$	1.0	1.763	1.763	0.246
剛性 $EI[\text{kNm}^2]$	10000.0	腐食前	48800	4.880
		腐食後	40020	4.002
横抵抗係数 $Bk_c[\text{kN/m}^{1.5}]$	1000.0	2242.6	2.243	0.351

(ii) 基準杭と矢板壁の諸元比

基準杭と矢板壁の諸元比を算出する。

(腐食前)

$$\log R_T = 5 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(k_c) = 5 \times 0.246 - 0.688 + 2 \times 0.351 = 1.244$$

$$\log R_M = 6 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(k_c) = 6 \times 0.246 - 0.688 + 2 \times 0.351 = 1.490$$

$$\log R_i = 7 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(k_c) = 7 \times 0.246 - 2 \times 0.688 + 2 \times 0.351 = 1.048$$

$$\log R_y = 8 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(k_c) = 8 \times 0.246 - 2 \times 0.688 + 2 \times 0.351 = 1.294$$

(腐食後)

$$\log R_T = 5 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 5 \times 0.241 - 0.602 + 2 \times 0.351 = 1.330$$

$$\log R_M = 6 \log R(h) - \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 6 \times 0.241 - 0.602 + 2 \times 0.351 = 1.576$$

$$\log R_i = 7 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 7 \times 0.241 - 2 \times 0.602 + 2 \times 0.351 = 1.220$$

$$\log R_y = 8 \log R(h) - 2 \log R(EI) + 2 \log R(kc) = 8 \times 0.241 - 2 \times 0.602 + 2 \times 0.351 = 1.466$$

### (iii) 基準杭の諸量

はじめに、地上部から伝達される水平力  $T_p$  (= 65.137 [kN/m]) より、基準杭の荷重を算出する。

(腐食前)

$$\log T_S = \log T_p - \log R_T = \log(67.139) - 1.244 = 0.583$$

(腐食後)

$$\log T_S = \log T_p - \log R_T = \log(67.139) - 1.330 = 0.497$$

続いて、表 3-25 に示す基準曲線表の値を比例配分することにより、 $\log T_S$  から基準杭の諸量を算定する。

表 3-25 基準曲線表の値

	$\log T$	$\log M_{max}$	$\log l_{m1}$	$\log y_0$	$\log i_0$
1	1.5	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.8355
2	1.0	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.4555
$\Delta(1-2)$	0.5	0.5188	0.0957	0.7241	0.6200

(腐食前)

$$\log(M_{max})_S = 0.5527 + (0.583 - 0.5) \times 0.5188 / 0.5 = 0.639$$

$$\log(l_{m1})_S = 0.2595 + (0.583 - 0.5) \times 0.0957 / 0.5 = 0.275$$

$$\log(y_0)_S = -3.7451 + (0.583 - 0.5) \times 0.7241 / 0.5 = -3.625$$

$$\log(i_0)_S = -3.4555 + (0.583 - 0.5) \times 0.6200 / 0.5 = -3.353$$

(腐食後)

$$\log(M_{max})_S = 0.5527 + (0.497 - 0.0) \times 0.5143 / 0.5 = 0.550$$

$$\log(l_{m1})_S = 0.2595 + (0.497 - 0.0) \times 0.0945 / 0.5 = 0.259$$

$$\log(y_0)_S = -3.7451 + (0.497 - 0.0) \times 0.7171 / 0.5 = -3.749$$

$$\log(i_0)_S = -3.4555 + (0.497 - 0.0) \times 0.6148 / 0.5 = -3.459$$

#### (iv) 矢板壁の諸量の計算

基準杭の諸量を矢板壁の諸量に変換する.

(腐食前)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 0.639 + 1.490 = 2.129 \rightarrow M_{\max} = 134.586 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.275 + 0.246 = 0.521 \rightarrow l_{m1} = 3.319 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -3.625 + 1.294 = -2.331 \rightarrow y_0 = 0.467 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -3.353 + 1.048 = -2.305 \rightarrow i_0 = 4.955 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

(腐食後)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 0.550 + 1.576 = 2.126 \rightarrow M_{\max} = 133.660 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.259 + 0.246 = 0.505 \rightarrow l_{m1} = 3.199 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -3.749 + 1.466 = -2.283 \rightarrow y_0 = 0.521 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -3.459 + 1.220 = -2.239 \rightarrow i_0 = 5.768 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

#### ・応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (134.586 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.240 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (133.660 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.327 < 1.0$$

#### 3.6.2. (b) 短尺矢板部 (壁体部) の根入れ長

根入れ長は, 仮想海底面 (-0.06m) から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる.

(腐食前)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.319 = 4.978 \text{ m} \rightarrow \text{根入れ深度} : -0.06 - 4.978 = -5.038 \text{ m}$$

(腐食後)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.199 = 4.798 \text{ m} \rightarrow \text{根入れ深度} : -0.06 - 4.798 = -4.858 \text{ m}$$

### 3.7. (3) 変動状態：50年確率波に関する性能照査【(3)-(a)(b)(c)(g)】

#### 3.7.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

##### ○外力の算定

##### ・土圧強度

変動状態（50年確率波）の土質定数を表 3-26 と表 3-27 に、設計状態を表 3-28 に、土圧強度の算定結果を表 3-29 と表 3-30 に示す。変動状態（50年確率波）では、海側が主働側、陸側が受働側である。

表 3-26 主働側（海側）の土質定数（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
3 2.5	0.50	27.5		18.0	9.0
2.5 1	1.50	27.5		10.0	15.0
1 -4	5.00	27.5		10.0	50.0
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0

表 3-27 受働側（陸側）の土質定数（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
3 1	2.00	27.5		18.0	36.0
1 -4	5.00	27.5		10.0	50.0
-4 -11	7.00	34		10.0	70.0
-11 -17.5	6.50	38		10.0	65.0

表 3-28 設計状態（変動状態：50年確率波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	3	0	0	15	0
受働側	3	0	0	-15	0

表 3-29 主働土圧強度（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	$k\alpha\cos(\delta+\psi)$	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
3	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
2.5	9.0	0.00	55.2	0.3199	2.879
2.5	9.0	0.00	55.2	0.3199	2.879
1	24.0	0.00	55.2	0.3199	7.678
1	24.0	0.00	55.2	0.3199	7.678
-4	74.0	0.00	55.2	0.3199	23.673
-4	74.0	0.00	59.5	0.2491	18.433
-11	144.0	0.00	59.5	0.2491	35.870
-11	144.0	0.00	61.9	0.2115	30.456
-17.5	209.0	0.00	61.9	0.2115	44.204

表 3-30 受働土圧強度（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	$k\beta\cos(\delta+\psi)$	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
3	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
1	36.0	0.00	21.6	4.2216	151.978
1	36.0	0.00	21.6	4.2216	151.978
-4	86.0	0.00	21.6	4.2216	363.058
-4	86.0	0.00	19.1	5.9805	514.323
-11	156.0	0.00	19.1	5.9805	932.958
-11	156.0	0.00	17.4	7.5633	1179.875
-17.5	221.0	0.00	17.4	7.5633	1671.489

・ 残留水圧

変動状態（50年確率波）では，残留水位（受働側）R.W.L.+1.00m に対する潮位（主働側）H.H.W.L.+2.50m について，以下に示す残留水圧  $P_w$ [kN/m<sup>2</sup>]を作用させる。

$$P_w = 10.10 \times (2.50 - 1.00) = 15.150 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

・ 波浪による波力

既設護岸法線の位置における波浪による波力を算定する。ただし，楕形鋼矢板壁の前面側の地表面より上の波力についてのみ考慮する。

(i) 衝撃碎波力係数の考慮の判定

まず，衝撃碎波力係数に関する考慮の有無について判定する。3つの条件全てには該当しないため，衝撃碎波力係数は考慮しない。

- ・ 構造物法線の垂線と波向との交角  $\beta$  が 20° 以内 → 0° であるため該当する。
- ・ 海底勾配が 1/30 程度より急 → 1/10 であるため該当する。
- ・ 換算沖波波形勾配が 0.03 程度以下 → 以下の式により該当しない。

$$H'_0/L_0 = \frac{H_{1/3}/K_s}{1.56T_{1/3}^2} = \frac{2.0/0.95}{1.56 \times 6^2} = 0.0375$$



(ii) 合田式による波力の算定

続いて、合田式に基づき波浪による波力を算定する。算定条件を表 3-31 に示す。

表 3-31 合田式による波圧の算定条件

$H_{1/3}$ [m]	$T_{1/3}$ [s]	$\beta$ [°]	$h$ [m]	$h_b$ [m]	$d$ [m]	$h'$ [m]	$\lambda_l$	$\lambda_2$
2.0	6	0	6.50	6.50	1.10	4.62	1.0	1.0

最高波高  $H_{max}$ [m]と波長  $L$ [m]の算定結果を以下に示す。

$$H_{max} = 1.8H_{1/3} = 1.8 \times 2.0 = 3.6[\text{m}] = H_D$$

$$L = T_{1/3} \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} = 6.0 \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \times 6.50}{L}} \rightarrow 42.1[\text{m}]$$

$\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  の算定結果を以下に示す。

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\} = 0.6 + \frac{4\pi \times 6.50/42.1}{2 \times \sinh(4\pi \times 6.50/42.1)} = 0.762$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} = \min \left\{ \frac{6.50 - 1.10}{3 \times 6.50} \left( \frac{3.6}{1.10} \right)^2, \frac{2 \times 1.10}{3.6} \right\} = 0.611$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} = 1 - \frac{4.62}{6.50} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi \times 6.50/42.1)} \right\} = 0.760$$

作用高さ  $\eta^*$ [m], 波圧強度  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$ [kN/m<sup>2</sup>]の算定結果を以下に示す。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_D = 0.75 \times (1 + \cos 0) \times 1.0 \times 3.0 = 5.40[\text{m}]$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) w_w H_D$$

$$= 0.5 \times (1 + \cos 0)(0.762 \times 1.0 + 0.611 \times 1.0 \times \cos^2 0) \times 10.1 \times 3.6$$

$$= 49.93[\text{kN/m}^2]$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} = \frac{49.93}{\cosh(2\pi \times 6.50/42.1)} = 33.10[\text{kN/m}^2]$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 = 0.760 \times 49.93 = 37.96[\text{kN/m}^2]$$

(iii) 合力の算定

最後に、波浪による波力の合力の算定結果を表 3-32 と図 3-14 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{467}{104.34} = 4.476[\text{m}] \text{ (波浪波力の作用標高)}$$

表 3-32 波浪による波力の算定

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	11.095 ×	3.7	20.526	5.467	112.216
2	1/2 ×	45.305 ×	3.7	83.814	4.233	354.785
合計				104.34		467.001

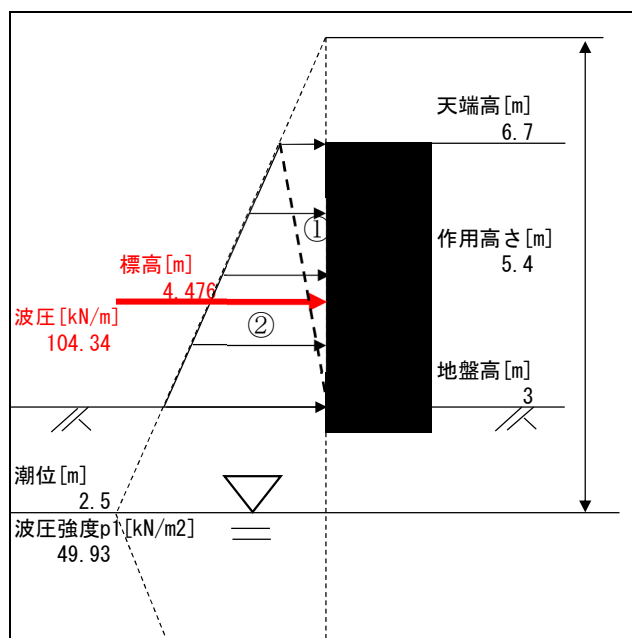


図 3-14 波浪による波力の算定

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-33 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+3.00[m]である。

表 3-33 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
3	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	2.879	0.000	37.995	-35.116
2.5	2.879	0.000	37.995	-35.116
1	7.678	15.150	151.978	-129.150
1	7.678	15.150	151.978	-129.150
-4	23.673	15.150	363.058	-324.235
-4	18.433	15.150	514.323	-480.740
-11	35.870	15.150	932.958	-881.938
-11	30.456	15.150	1179.875	-1134.269
-17.5	44.204	15.150	1671.489	-1612.135

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力は0である。

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-34 に示す。

表 3-34 全外力の合力および作用位置（変動状態：50年確率波）

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	波浪波力	104.34	1.476	154.006
—	土圧・水圧	0		0
	合計	104.34		154.006

合力の作用位置を求める。

$$h_0 = \frac{154.01}{104.34} = 1.476[\text{m}] (\text{合力の作用位置})$$

○港研方式による計算

港研方式（C型地盤）に基づき，矢板の応力度と必要根入れ長を算定する。なお，計算方法は永続状態と同じであるため，計算過程を省略する。

・矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す。

（腐食前）

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.238 + 1.028 = 2.266 \rightarrow M_{\max} = 184.502 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.386 + 0.169 = 0.555 \rightarrow l_{m1} = 3.589 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.788 + 0.678 = -2.110 \rightarrow y_0 = 0.0776 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.637 + 0.509 = -2.128 \rightarrow i_0 = 7.447 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

（腐食後）

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.148 + 1.114 = 2.262 \rightarrow M_{\max} = 182.810 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.369 + 0.169 = 0.538 \rightarrow l_{m1} = 3.451 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.914 + 0.850 = -2.064 \rightarrow y_0 = 0.863 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.744 + 0.681 = -2.063 \rightarrow i_0 = 8.650 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### ・応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり，性能規定を満足する．

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{maxk}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (184.502 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.329 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{maxk}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (182.810 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.447 < 1.0$$

### 3.7.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は，仮想海底面（+3.000m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる．

(腐食前)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.589 = 5.384\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +3.000 - 5.384 = -2.384\text{m}$$

(腐食後)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.451 = 5.176\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +3.000 - 5.176 = -2.176\text{m}$$

### 3.7.3. (c) 短尺矢板部（壁体部）のパイピング

図 3-15 に示す断面図より，海側の水位 H.H.W.L.+2.5m に対する陸側の水位 R.W.L.+1.0m の水頭差  $h$ [m]を求めることができ，浸透路長  $\Sigma t$ [m]より，クリープ比  $C_w$  は以下に示すとおり算定することができる．中砂に対して必要なクリープ比 6.0 を確保できており，パイピングに対して性能規定を満足する．

$$C_w = \frac{\Sigma t}{h} = \frac{(2.5 + 10.1) + (1.0 + 10.1)}{2.5 - 1.0} = 15.8 > 6.0$$

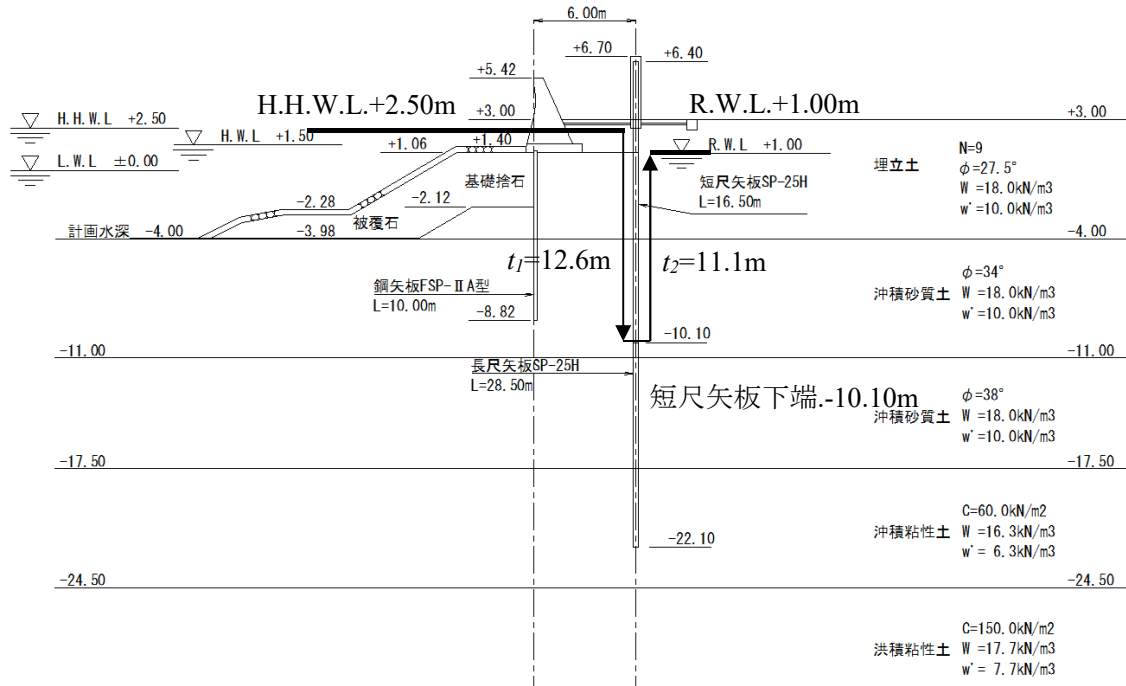


図 3-15 浸透路長の設定

### 3.7.4. (g) 必要天端高

許容越波流量  $0.01[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$ とする天端高を以下に算定した。

$$H'_0/L_0 = \frac{H_{1/3}/K_s}{1.56T_{1/3}^2} = \frac{2.0/0.95}{1.56 \times 6.0^2} = 0.037$$

$$h/H'_0 = \frac{6.50}{2.0/0.95} = 3.09$$

$$\frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} = \frac{0.01}{\sqrt{2 \times 9.81 \times (2.0/0.95)^3}} = 7.4 \times 10^{-4}$$

図 3-16 より、静水面からの必要天端高は以下に示すとおり算定できる。

$$h_c = H'_0 \cdot \frac{h_c}{H'_0} \left( \frac{h}{H'_0}, \frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} \right) = \frac{2.0}{0.95} \times 1.1 = 2.32[\text{m}]$$

$$\text{必要天端高} = \text{H.H.W.L.} + h_c = +2.5 + 2.32 = +4.82[\text{m}]$$

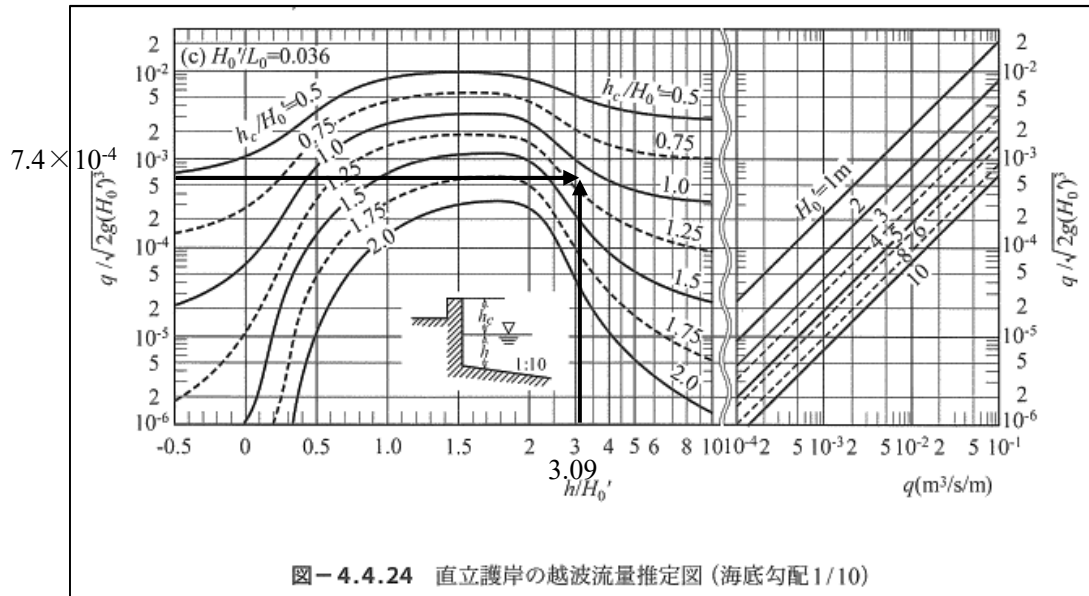


図 3-16 必要天端高の推定

必要天端高は+4.82[m]である。初期の天端高は+6.70[m]であるため、以下の照査式より性能規定を満足する。

$$\text{天端高}+6.70[\text{m}] \geq \text{必要天端高}+4.82[\text{m}]$$

3.8. (4) 変動状態：50年確率波に関する性能照査（レベル1地震後）【(4)-(a)(b)(g)】

3.8.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

○外力の算定

・土圧強度

変動状態（50年確率波）の土質定数を表 3-35 と表 3-36 に、設計状態を表 3-37 に、土圧強度の算定結果を表 3-38 と表 3-39 に示す。変動状態（50年確率波）では、海側が主働側、陸側が受働側である。

表 3-35 主働側（海側）の土質定数（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.98 2.5	0.48	27.5		18.0	8.6
2.5 0.98	1.52	27.5		10.0	15.2
0.98 -4.02	5.00	27.5		10.0	50.0
-4.02 -11.01	6.99	34		10.0	69.9
-11.01 -17.5	6.49	38		10.0	64.9

表 3-36 受働側（陸側）の土質定数（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.97 1	1.97	27.5		18.0	35.5
1 0.98	0.02	27.5		10.0	0.2
0.98 -4.02	5.00	27.5		10.0	50.0
-4.02 -11.01	6.99	34		10.0	69.9
-11.01 -17.5	6.49	38		10.0	64.9

表 3-37 設計状態（変動状態：50年確率波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	2.98	0	0	15	0
受働側	2.97	0	0	-15	0

表 3-38 主働土圧強度（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
2.98	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
2.5	8.6	0.00	55.2	0.3199	2.764
2.5	8.6	0.00	55.2	0.3199	2.764
0.98	23.8	0.00	55.2	0.3199	7.626
0.98	23.8	0.00	55.2	0.3199	7.626
-4.02	73.8	0.00	55.2	0.3199	23.621
-4.02	73.8	0.00	59.5	0.2491	18.394
-11.01	143.7	0.00	59.5	0.2491	35.806
-11.01	143.7	0.00	61.9	0.2115	30.401
-17.5	208.6	0.00	61.9	0.2115	44.127

表 3-39 受働土圧強度（変動状態：50年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.97	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
1	35.5	0.00	21.6	4.2216	149.698
1	35.5	0.00	21.6	4.2216	149.698
0.98	35.7	0.00	21.6	4.2216	150.542
0.98	35.7	0.00	21.6	4.2216	150.542
-4.02	85.7	0.00	21.6	4.2216	361.622
-4.02	85.7	0.00	19.1	5.9805	512.290
-11.01	155.6	0.00	19.1	5.9805	930.327
-11.01	155.6	0.00	17.4	7.5633	1176.547
-17.5	220.5	0.00	17.4	7.5633	1667.405

・ 残留水圧

変動状態（50年確率波）では、残留水位（受働側）R.W.L.+1.00m に対する潮位（主働側）H.H.W.L.±2.50m について、以下に示す残留水圧  $P_w$ [kN/m<sup>2</sup>] を作用させる。

$$P_w = 10.10 \times (2.50 - 1.00) = 15.150 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

・ 波浪による波力

変動状態：50年確率波の波圧強度より算定した、波浪による波力の合力の算定結果を表 3-40 と図 3-17 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{469.01}{105.14} = 4.461 \text{ [m]} \text{ (波浪波力の作用標高)}$$

表 3-40 波浪による波力の算定

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]		
1	1/2	×	11.187	×	3.71	20.753	5.453	113.166
2	1/2	×	45.49	×	3.71	84.383	4.217	355.843
合計				105.136		469.009		



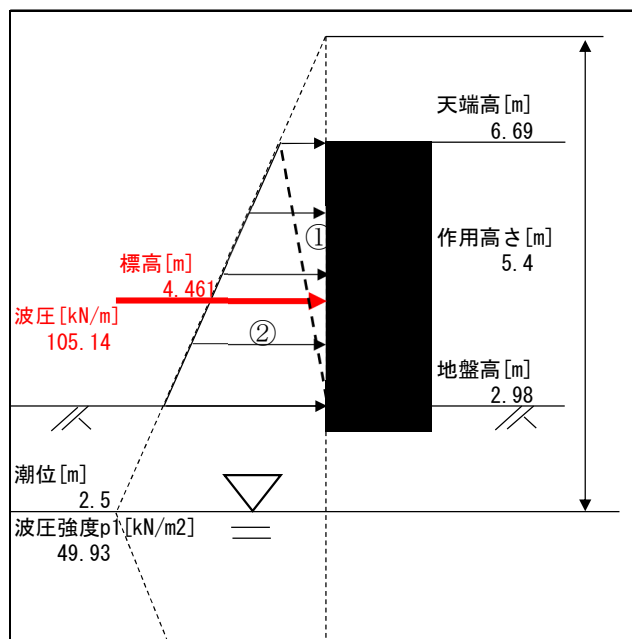


図 3-17 波浪による波力の算定

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-41 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+2.969[m]である。

表 3-41 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（変動状態：50 年確率波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.98	0.000	0.000	0.000	0.000
2.97	0.058	0.000	0.000	0.058
2.97	0.058	0.000	0.000	0.058
2.969	0.063	0.000	0.063	0.000
2.5	2.764	0.000	35.715	-32.951
2.5	2.764	0.000	35.715	-32.951
1	7.562	15.150	149.698	-126.986
1	7.562	15.150	149.698	-126.986
0.98	7.626	15.150	150.542	-127.766
0.98	7.626	15.150	150.542	-127.766
-4.02	23.621	15.150	361.622	-322.851
-4.02	18.394	15.150	512.290	-478.746
-11.01	35.806	15.150	930.327	-879.371
-11.01	30.401	15.150	1176.547	-1130.996
-17.5	44.127	15.150	1667.405	-1608.128

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力および作用位置を表 3-42 に示す。

表 3-42 土圧・水圧の合力および作用位置（変動状態：50 年確率波）

番号	算定				水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	0.000 ×	0.01		0	0.007	0
2	1/2 ×	0.058 ×	0.01		0	0.004	0
3	1/2 ×	0.058 ×	0.0008		0	0.001	0
4	1/2 ×	0.000 ×	0.0008		0	0	0
合計					0		0

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-43 に示す。

表 3-43 全外力の合力および作用位置（変動状態：50 年確率波）

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	波浪波力	105.14	1.492	156.863
—	土圧・水圧	0		0
合計		105.136		156.863

合力の作用位置を求める。

$$h_0 = \frac{156.86}{105.14} = 1.492[\text{m}] (\text{合力の作用位置})$$

○港研方式による計算

港研方式（C 型地盤）に基づき，矢板の応力度と必要根入れ長を算定する。なお，計算方法は永続状態と同じであるため，計算過程を省略する。

・矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す。

（腐食前）

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.216 + 1.058 = 2.274 \rightarrow M_{\max} = 187.932 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.382 + 0.174 = 0.556 \rightarrow l_{m1} = 3.597 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.819 + 0.718 = -2.101 \rightarrow y_0 = 0.0793 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.663 + 0.544 = -2.119 \rightarrow i_0 = 7.603 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

(腐食後)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.126 + 1.144 = 2.270 \rightarrow M_{\max} = 186.209 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.365 + 0.174 = 0.539 \rightarrow l_{m1} = 3.459 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.945 + 0.890 = -2.055 \rightarrow y_0 = 0.881 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.770 + 0.716 = -2.054 \rightarrow i_0 = 8.831 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

#### ・応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり，性能規定を満足する。

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (187.932 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.335 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (186.209 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.455 < 1.0$$

#### 3.8.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は，仮想海底面（+2.969m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる。

(腐食前)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.597 = 5.396 \text{ m} \rightarrow \text{根入れ深度} : +2.969 - 5.396 = -2.427 \text{ m}$$

(腐食後)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.459 = 5.188 \text{ m} \rightarrow \text{根入れ深度} : +2.969 - 5.188 = -2.219 \text{ m}$$

#### 3.8.3. (g) 必要天端高

必要天端高は，変動状態：50 年確率波と同じく +4.82[m] である。レベル 1 地震動による沈下量を表 3-44 に示す。初期の天端高は +6.70[m] であるため，沈下後の天端高は +6.69[m] となるため，以下の照査式より性能規定を満足する。

$$\text{沈下後の天端高} + 6.69[\text{m}] \geq \text{必要天端高} + 4.82[\text{m}]$$

表 3-44 レベル 1 地震動による沈下量

	地殻変動による沈下量	地震の揺れによる沈下量		水圧の発散に伴う沈下量	合計
		残留値	補正量		
沈下量[m]	0.000	0.009	0.000	0.000	0.01

3.9. (5) 変動状態：10年確率波に関する性能照査（設計津波に先行する地震後）【(5)-(a)(b)(g)】

3.9.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

○外力の算定

・土圧強度

変動状態（10年確率波）の土質定数を表 3-45 と表 3-46 に、設計状態を表 3-47 に、土圧強度の算定結果を表 3-48 と表 3-49 に示す。変動状態（10年確率波）では、海側が主働側、陸側が受働側である。

表 3-45 主働側（海側）の土質定数（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36 1.5	0.86	27.5		18.0	15.5
1.5 0.52	0.98	27.5		10.0	9.8
0.52 -4.1	4.62	27.5		10.0	46.2
-4.1 -11.06	6.96	34		10.0	69.6
-11.06 -17.56	6.50	38		10.0	65.0

表 3-46 受働側（陸側）の土質定数（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.27 1	1.27	27.5		18.0	22.9
1 0.36	0.64	27.5		10.0	6.4
0.36 -4.2	4.56	27.5		10.0	45.6
-4.2 -11.06	6.86	34		10.0	68.6
-11.06 -17.55	6.49	38		10.0	64.9

表 3-47 設計状態（変動状態：10年確率波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	2.36	0	0	15	0
受働側	2.27	0	0	-15	0

表 3-48 主働土圧強度（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
1.5	15.5	0.00	55.2	0.3199	4.952
1.5	15.5	0.00	55.2	0.3199	4.952
0.52	25.3	0.00	55.2	0.3199	8.087
0.52	25.3	0.00	55.2	0.3199	8.087
-4.1	71.5	0.00	55.2	0.3199	22.866
-4.1	71.5	0.00	59.5	0.2491	17.806
-11.06	141.1	0.00	59.5	0.2491	35.143
-11.06	141.1	0.00	61.9	0.2115	29.838
-17.56	206.1	0.00	61.9	0.2115	43.586

表 3-49 受働土圧強度（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	$\sum \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.27	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
1	22.9	0.00	21.6	4.2216	96.506
1	22.9	0.00	21.6	4.2216	96.506
0.36	29.3	0.00	21.6	4.2216	123.524
0.36	29.3	0.00	21.6	4.2216	123.524
-4.2	74.9	0.00	21.6	4.2216	316.029
-4.2	74.9	0.00	19.1	5.9805	447.700
-11.06	143.5	0.00	19.1	5.9805	857.963
-11.06	143.5	0.00	17.4	7.5633	1085.031
-17.55	208.4	0.00	17.4	7.5633	1575.889

・ 残留水圧

変動状態（10年確率波）では，残留水位（受働側）R.W.L.+1.00m に対する潮位（主働側）H.W.L.+1.50m について，以下に示す残留水圧  $P_w$ [kN/m<sup>2</sup>] を作用させる．

$$P_w = 10.10 \times (1.50 - 1.00) = 5.050 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

・ 波浪による波力

既設護岸法線の位置における波浪による波力を算定する．ただし，楕円鋼矢板壁の前面側の地表面より上の波力についてのみ考慮する．

(i) 衝撃碎波力係数

まず，衝撃碎波力係数に関する考慮の有無について判定する．3つの条件全てには該当しないため，衝撃碎波力係数は考慮しない．

- ・ 構造物法線の垂線と波向との交角  $\beta$  が 20° 以内 → 0° であるため該当する．
- ・ 海底勾配が 1/30 程度より急 → 1/10 であるため該当する．
- ・ 換算沖波波形勾配が 0.03 程度以下 → 以下の式により該当しない．

$$H'_0/L_0 = \frac{H_{1/3}/K_s}{1.56T_{1/3}^2} = \frac{1.5/0.95}{1.56 \times 5^2} = 0.0405$$

(ii) 合田式による波力の算定

続いて、合田式に基づき波浪による波力を算定する。算定条件を表 3-50 に示す。

表 3-50 合田式による波圧の算定条件

$H_{1/3}$ [m]	$T_{1/3}$ [s]	$\beta$ [°]	$h$ [m]	$h_b$ [m]	$d$ [m]	$h'$ [m]	$\lambda_l$	$\lambda_2$
1.5	5	0	6.50	6.50	1.10	4.62	1.0	1.0

最高波高  $H_{max}$ [m]と波長  $L$ [m]の算定結果を以下に示す。

$$H_{max} = 1.8H_{1/3} = 1.8 \times 1.5 = 2.7[\text{m}] = H_D$$

$$L = T_{1/3} \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} = 5.0 \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \times 6.50}{L}} \rightarrow 31.3[\text{m}]$$

$\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  の算定結果を以下に示す。

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\} = 0.6 + \frac{4\pi \times 6.50/31.3}{2 \times \sinh(4\pi \times 6.50/31.3)} = 0.721$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} = \min \left\{ \frac{6.50 - 1.10}{3 \times 6.50} \left( \frac{2.7}{1.10} \right)^2, \frac{2 \times 1.10}{2.7} \right\} = 0.074$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} = 1 - \frac{4.62}{6.50} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi \times 6.50/31.3)} \right\} = 0.735$$

作用高さ  $\eta^*$ [m], 波圧強度  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$ [kN/m<sup>2</sup>]の算定結果を以下に示す。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_1 H_D = 0.75 \times (1 + \cos 0) \times 1.0 \times 2.7 = 4.05[\text{m}]$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) w_w H_D$$

$$= 0.5 \times (1 + \cos 0)(0.721 \times 1.0 + 0.074 \times 1.0 \times \cos^2 0) \times 10.1 \times 2.7$$

$$= 21.67[\text{kN/m}^2]$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} = \frac{21.67}{\cosh(2\pi \times 6.50/31.3)} = 12.95[\text{kN/m}^2]$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 = 0.735 \times 21.67 = 15.93[\text{kN/m}^2]$$

(iii) 合力の算定

波浪による波力の合力の算定結果を表 3-51 と図 3-18 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{93.201}{27.228} = 3.423[\text{m}] \text{ (波浪波力の作用標高)}$$

表 3-51 波浪による波力の算定

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	$1/2 \times$	0	$\times 3.19$	0	4.487	0
2	$1/2 \times$	17.071	$\times 3.19$	27.228	3.423	93.201
合計				27.228		93.201

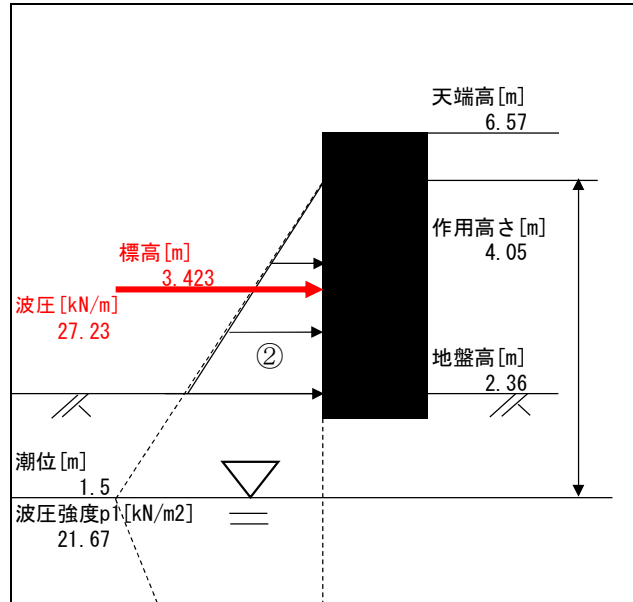


図 3-18 波浪による波力の算定

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-52 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+2.263[m]である。



表 3-52 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36	0.000	0.000	0.000	0.000
2.27	0.518	0.000	0.000	0.518
2.27	0.518	0.000	0.000	0.518
2.263	0.560	0.000	0.560	0.000
1.5	4.952	0.000	58.512	-53.560
1.5	4.952	0.000	58.512	-53.560
1	6.551	5.050	96.506	-84.905
1	6.551	5.050	96.506	-84.905
0.52	8.087	5.050	116.770	-103.633
0.52	8.087	5.050	116.770	-103.633
0.36	8.424	5.050	123.524	-110.050
0.36	17.806	5.050	123.524	-100.668
-4.1	22.866	5.050	311.807	-283.891
-4.1	17.806	5.050	311.807	-288.951
-4.2	18.055	5.050	316.029	-292.924
-4.2	18.055	5.050	447.700	-424.595
-11.06	35.143	5.050	857.963	-817.770
-11.06	29.838	5.050	1085.031	-1050.143
-17.55	43.565	5.050	1575.889	-1527.274

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力および作用位置を表 3-53 に示す。

表 3-53 土圧・水圧の合力および作用位置（変動状態：10年確率波）

番号	算定				水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	0.000 ×	0.09		0	0.067	0
2	1/2 ×	0.518 ×	0.09		0.023	0.037	0.001
3	1/2 ×	0.518 ×	0.0074		0.002	0.005	0
4	1/2 ×	0.000 ×	0.0074		0	0.002	0
合計					0.025		0.001

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-54 に示す。

表 3-54 全外力の合力および作用位置（変動状態：10年確率波）

番号	算定		水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	波浪波力		27.23	1.16	31.584
—	土圧・水圧		0.025		0.001
合計			27.253		31.585

合力の作用位置を求める.

$$h_0 = \frac{31.585}{27.253} = 1.159[\text{m}](\text{合力の作用位置})$$

### ○港研方式による計算

港研方式 (C 型地盤) に基づき, 矢板の応力度と必要根入れ長を算定する. なお, 計算方法は永続状態と同じであるため, 計算過程を省略する.

#### ・ 矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す.

(腐食前)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.177 + 0.398 = 1.575 \rightarrow M_{\max} = 37.584 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.375 + 0.064 = 0.439 \rightarrow l_{m1} = 2.748 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.873 - 0.162 = -3.035 \rightarrow y_0 = 0.092 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.709 - 0.226 = -2.935 \rightarrow i_0 = 1.161 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

(腐食後)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.087 + 0.484 = 1.571 \rightarrow M_{\max} = 37.239 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.358 + 0.064 = 0.422 \rightarrow l_{m1} = 2.642 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.999 + 0.010 = -2.989 \rightarrow y_0 = 0.103 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.817 - 0.054 = -2.871 \rightarrow i_0 = 1.346 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

#### ・ 応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (37.584 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.069 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{\max k}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (37.239 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.091 < 1.0$$

### 3.9.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は、仮想海底面（+2.263m）から曲げモーメントゼロ点  $l_m$  の 1.5 倍の長さが必要となる。

（腐食前）

根入れ長： $L = 1.5 \times 2.748 = 4.122\text{m}$  → 根入れ深度： $+2.263 - 4.122 = -1.859\text{m}$

（腐食後）

根入れ長： $L = 1.5 \times 2.642 = 3.963\text{m}$  → 根入れ深度： $+2.263 - 3.963 = -1.700\text{m}$

### 3.9.3. (g) 必要天端高

許容越波流量  $0.01[\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$  とする天端高を以下に算定した。

$$H'_0/L_0 = \frac{H_{1/3}/K_s}{1.56T_{1/3}^2} = \frac{1.5/0.95}{1.56 \times 5.0^2} = 0.041$$

$$h/H'_0 = \frac{6.50}{1.5/0.95} = 4.12$$

$$\frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} = \frac{0.01}{\sqrt{2 \times 9.81 \times (1.5/0.95)^3}} = 1.1 \times 10^{-3}$$

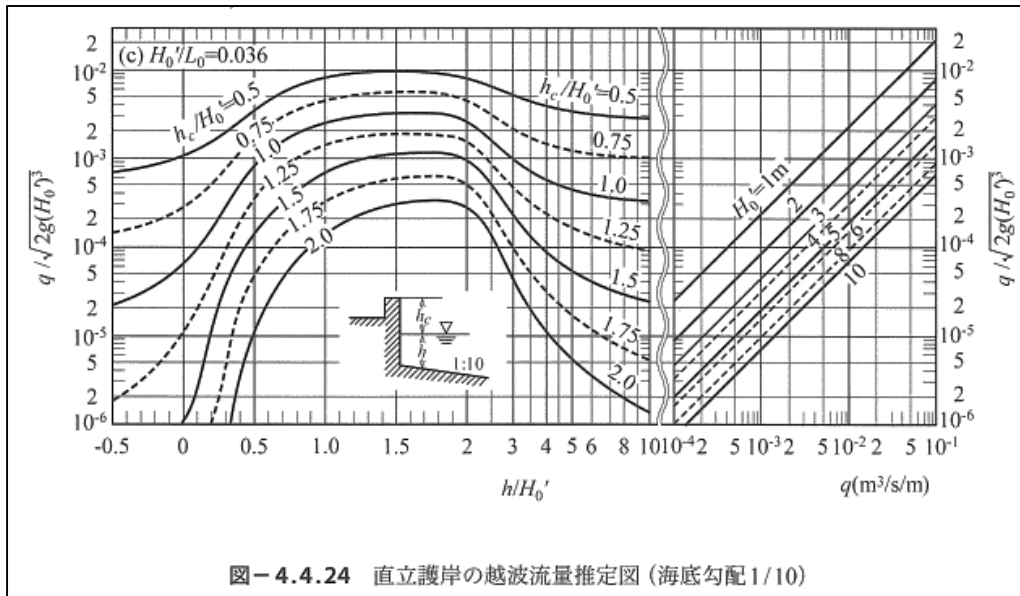


図-4.4.24 直立護岸の越波流量推定図（海底勾配1/10）

図 3-19 より、静水面からの必要天端高は以下に示すとおり算定できる。

$$h_c = H'_0 \cdot \frac{h_c}{H'_0} \left( \frac{h}{H'_0}, \frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}} \right) = \frac{1.5}{0.95} \times 0.8 = 1.26[\text{m}]$$

$$\text{必要天端高} = \text{H. W. L.} + h_c = +1.50 + 1.26 = +2.76[\text{m}]$$

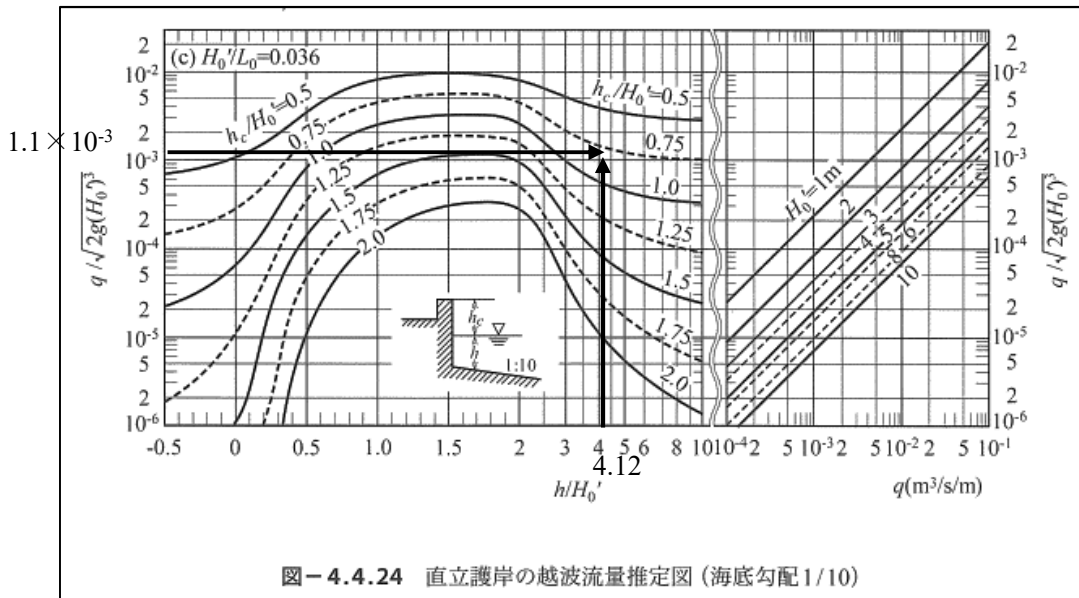


図 3-19 必要天端高の推定

必要天端高は、+2.76[m]である。設計津波に先行する地震動による沈下量を表 3-55 に示す。初期の天端高は+6.70[m]であるため、沈下後の天端高は+6.47[m]となるため、以下の照査式より性能規定を満足する。

$$\text{沈下後の天端高} + 6.47[\text{m}] \geq \text{必要天端高} + 2.76[\text{m}]$$

表 3-55 設計津波に先行する地震動による沈下量

	地殻変動による沈下量	地震の揺れによる沈下量		水圧の発散に伴う沈下量	合計
		残留値	補正量		
沈下量[m]	0.050	0.082	0.096	0.000	0.23

3.10. (6) 変動状態：10年確率波に関する性能照査（設計津波を超える規模の津波に先行する地震後）【(6)-(a)(b)(g)】

3.10.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

○外力の算定

・土圧強度

変動状態（10年確率波）の土質定数を表 3-56 と表 3-57 に、設計状態を表 3-58 に、土圧強度の算定結果を表 3-59 と表 3-60 に示す。変動状態（10年確率波）では、海側が主働側，陸側が受働側である。

表 3-56 主働側（海側）の土質定数（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1.86 1.5	0.36	27.5		18.0	6.5
1.5 0.07	1.43	27.5		10.0	14.3
0.07 -4.2	4.27	27.5		10.0	42.7
-4.2 -11.12	6.92	34		10.0	69.2
-11.12 -17.61	6.49	38		10.0	64.9

表 3-57 受働側（陸側）の土質定数（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93 1	0.93	27.5		18.0	16.7
1 0.02	0.98	27.5		10.0	9.8
0.02 -4.37	4.39	27.5		10.0	43.9
-4.37 -11.12	6.75	34		10.0	67.5
-11.12 -17.61	6.49	38		10.0	64.9

表 3-58 設計状態（変動状態：10年確率波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	1.86	0	0	15	0
受働側	1.93	0	0	-15	0

表 3-59 主働土圧強度（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
1.86	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
1.5	6.5	0.00	55.2	0.3199	2.073
1.5	6.5	0.00	55.2	0.3199	2.073
0.07	20.8	0.00	55.2	0.3199	6.648
0.07	20.8	0.00	55.2	0.3199	6.648
-4.2	63.5	0.00	55.2	0.3199	20.307
-4.2	63.5	0.00	59.5	0.2491	15.813
-11.12	132.7	0.00	59.5	0.2491	33.051
-11.12	132.7	0.00	61.9	0.2115	28.062
-17.61	197.6	0.00	61.9	0.2115	41.788

表 3-60 受働土圧強度（変動状態：10年確率波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
1	16.7	0.00	21.6	4.2216	70.670
1	16.7	0.00	21.6	4.2216	70.670
0.02	26.5	0.00	21.6	4.2216	112.041
0.02	26.5	0.00	21.6	4.2216	112.041
-4.37	70.4	0.00	21.6	4.2216	297.370
-4.37	70.4	0.00	19.1	5.9805	421.266
-11.12	137.9	0.00	19.1	5.9805	824.950
-11.12	137.9	0.00	17.4	7.5633	1043.282
-17.61	202.8	0.00	17.4	7.5633	1534.140

・ 残留水圧

変動状態（10年確率波）では、残留水位（受働側）R.W.L.+1.00m に対する潮位（主働側）H.W.L.+1.50m について、以下に示す残留水圧  $P_w$ [kN/m<sup>2</sup>] を作用させる。

$$P_w = 10.10 \times (1.50 - 1.00) = 5.050 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

・ 波浪による波力

変動状態：50年確率波の波圧強度より算定した、波浪による波力の合力の算定結果を表 3-61 と図 3-20 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{112.58}{36.433} = 3.09 \text{ [m]} \text{ (波浪波力の作用標高)}$$

表 3-61 波浪による波力の算定

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	0 ×	3.69	0	4.32	0
2	1/2 ×	19.747 ×	3.69	36.433	3.09	112.578
合計				36.433		112.578

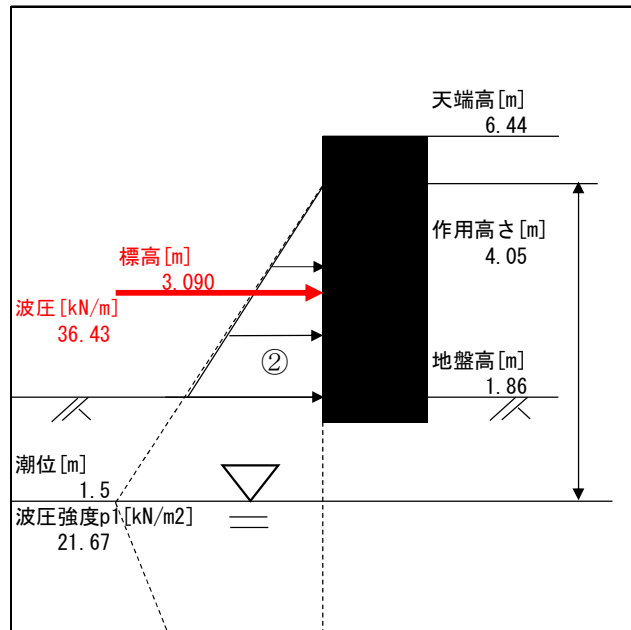


図 3-20 波浪による波力の算定

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-62 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+1.930[m]である。

表 3-62 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（変動状態：10 年確率波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93	0.000	0.000	0.000	0.000
1.86	0.000	0.000	5.319	-5.319
1.86	0.000	0.000	5.319	-5.319
1.5	2.073	0.000	32.675	-30.602
1.5	2.073	0.000	32.675	-30.602
1	3.673	5.050	70.670	-61.947
1	3.673	5.050	70.670	-61.947
0.07	6.648	5.050	109.930	-98.232
0.07	6.648	5.050	109.930	-98.232
0.02	6.808	5.050	112.041	-100.183
0.02	6.808	5.050	112.041	-100.183
-4.2	20.307	5.050	290.193	-264.836
-4.2	15.813	5.050	290.193	-269.330
-4.37	16.236	5.050	297.370	-276.084
-4.37	16.236	5.050	421.266	-399.980
-11.12	33.051	5.050	824.950	-786.849
-11.12	28.062	5.050	1043.282	-1010.170
-17.61	41.788	5.050	1534.140	-1487.302

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力は0である。

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-63 に示す。

表 3-63 全外力の合力および作用位置（変動状態：10年確率波）

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	波浪波力	36.43	1.16	42.262
—	土圧・水圧	0		0
	合計	36.433		42.262

合力の作用位置を求める。

$$h_0 = \frac{42.262}{36.433} = 1.160[\text{m}] \text{ (合力の作用位置)}$$

○港研方式による計算

港研方式（C型地盤）に基づき，矢板の応力度と必要根入れ長を算定する。なお，計算方法は永続状態と同じであるため，計算過程を省略する。

・矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す。

（腐食前）

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.309 + 0.398 = 1.707 \rightarrow M_{\max} = 50.933 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.399 + 0.064 = 0.463 \rightarrow l_{m1} = 2.904 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.689 - 0.162 = -2.851 \rightarrow y_0 = 0.141 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.552 - 0.226 = -2.778 \rightarrow i_0 = 1.667 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

（腐食後）

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.219 + 0.484 = 1.703 \rightarrow M_{\max} = 50.466 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.382 + 0.064 = 0.446 \rightarrow l_{m1} = 2.793 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.815 + 0.010 = -2.805 \rightarrow y_0 = 0.157 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.659 - 0.054 = -2.713 \rightarrow i_0 = 1.936 \times 10^{-3} \text{ rad}$$



・応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり，性能規定を満足する．

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{maxk}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (50.933 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.136 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S(M_{maxk}/Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (50.466 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.185 < 1.0$$

3.10.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は，仮想海底面（+1.930m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる．

(腐食前)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 2.904 = 4.356\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +1.930 - 4.356 = -2.426\text{m}$$

(腐食後)

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 2.793 = 4.190\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +1.930 - 4.190 = -2.260\text{m}$$

3.10.3. (g) 必要天端高

必要天端高は，変動状態：10 年確率波（設計津波に先行する地震後）と同じく +2.76[m] である．レベル 2 地震動による沈下量を表 3-64 に示す．初期の天端高は +6.70[m] であるため，沈下後の天端高は +6.23[m] となるため，以下の照査式より性能規定を満足する．

$$\text{沈下後の天端高} + 6.23[\text{m}] \geq \text{必要天端高} + 2.76[\text{m}]$$

表 3-64 レベル 2 地震動による沈下量

	地殻変動による沈下量	地震の揺れによる沈下量		水圧の発散に伴う沈下量	合計
		残留値	補正量		
沈下量[m]	0.100	0.162	0.207	0.000	0.47

3.11. (7) 偶発状態：設計津波に関する性能照査（設計津波に先行する地震後）【(7)-(a)(b)(c)(g)】

3.11.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

○外力の算定

・土圧強度

偶発状態（設計津波）の土質定数を表 3-65 と表 3-66 に、設計状態を表 3-67 に、土圧強度の算定結果を表 3-68 と表 3-69 に示す。偶発状態（設計津波）では、海側が主働側、陸側が受働側である。

表 3-65 主働側（海側）の土質定数（偶発状態：設計津波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36 1.5	0.86	27.5		18.0	15.5
1.5 0.52	0.98	27.5		10.0	9.8
0.52 -4.1	4.62	27.5		10.0	46.2
-4.1 -11.06	6.96	34		10.0	69.6
-11.06 -17.56	6.50	38		10.0	65.0

表 3-66 受働側（陸側）の土質定数（偶発状態：設計津波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2.27 0.36	1.91	27.5		10.0	19.1
0.36 -4.2	4.56	27.5		10.0	45.6
-4.2 -11.06	6.86	34		10.0	68.6
-11.06 -17.55	6.49	38		10.0	64.9

表 3-67 設計状態（偶発状態：設計津波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	2.36	0	0	15	0
受働側	2.27	0	0	-15	0

表 3-68 主働土圧強度（偶発状態：設計津波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
1.5	15.5	0.00	55.2	0.3199	4.952
1.5	15.5	0.00	55.2	0.3199	4.952
0.52	25.3	0.00	55.2	0.3199	8.087
0.52	25.3	0.00	55.2	0.3199	8.087
-4.1	71.5	0.00	55.2	0.3199	22.866
-4.1	71.5	0.00	59.5	0.2491	17.806
-11.06	141.1	0.00	59.5	0.2491	35.143
-11.06	141.1	0.00	61.9	0.2115	29.838
-17.56	206.1	0.00	61.9	0.2115	43.586

表 3-69 受働土圧強度（偶発状態：設計津波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.27	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
0.36	19.1	0.00	21.6	4.2216	80.633
0.36	19.1	0.00	21.6	4.2216	80.633
-4.2	64.7	0.00	21.6	4.2216	273.138
-4.2	64.7	0.00	19.1	5.9805	386.938
-11.06	133.3	0.00	19.1	5.9805	797.201
-11.06	133.3	0.00	17.4	7.5633	1008.188
-17.55	198.2	0.00	17.4	7.5633	1499.046

・ 残留水圧

偶発状態（設計津波）では，地表面標高（受働側）+2.27m に対して津波時の潮位（主働側）H.W.L.+1.50m であるため，残留水圧を考慮しない。

・ 津波による波力

既設護岸位置における津波による波力を算定する。ただし，楕形鋼矢板壁の前面側の地表面より上の波力についてのみ考慮する。

(i) 修正谷本式の考慮の判定

まず，修正谷本式の考慮について判定する。2 つの条件全てには該当せず，津波は越流しないため，谷本式により津波による波力を算定する。

- ・ 津波高さが水深の 60%程度以上 → 以下の式より該当する。
- ・ 海底勾配 1/100 程度以下 → 1/10 であるため該当しない。

$$H/h = (6.4 - 1.5)/5.50 = 0.890$$

(ii) 谷本式による波力の算定

続いて、谷本式に基づき波浪による波力を算定する。作用高さ  $\eta^*$  [m]、波圧強度  $p_1$  [kN/m<sup>2</sup>]の算定結果を以下に示す。

$$\eta^* = 3.0\alpha_I = 3.0 \times 2.45 = 7.35[\text{m}]$$

$$p_1 = 2.2w_w\alpha_I = 2.2 \times 10.1 \times 2.45 = 54.44[\text{kN/m}^2]$$

(iii) 合力の算定

最後に、津波による波力の合力の算定結果を表 3-70 と図 3-21 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{564.44}{136.73} = 4.128[\text{m}](\text{津波波力の作用標高})$$

表 3-70 津波による波力の合力

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	16.89 ×	4.21	35.548	5.167	183.677
2	1/2 ×	48.07 ×	4.21	101.186	3.763	380.763
合計				136.734		564.44

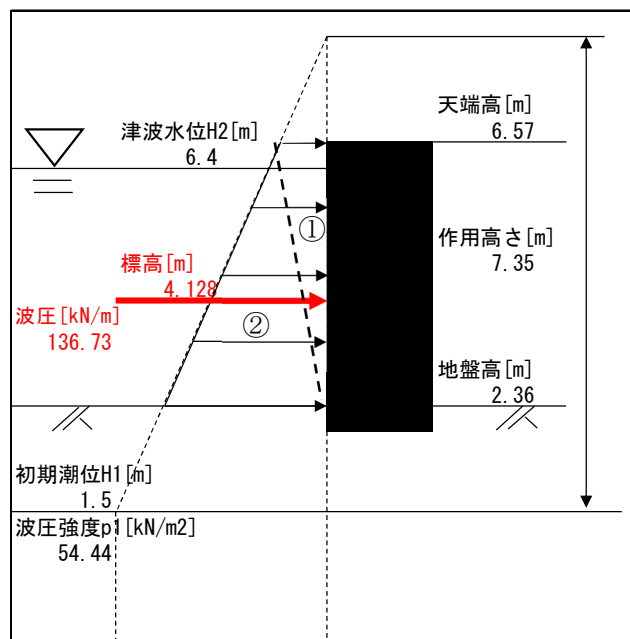


図 3-21 津波による波力の合力

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-71 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+2.256[m]である。

表 3-71 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面（偶発状態：設計津波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
2.36	0.000	0.000	0.000	0.000
2.27	0.518	0.000	0.000	0.518
2.27	0.518	0.000	0.000	0.518
2.256	0.600	0.000	0.600	0.000
1.5	4.952	0.000	32.506	-27.554
1.5	4.952	0.000	32.506	-27.554
0.52	8.087	0.000	73.878	-65.791
0.52	8.087	0.000	73.878	-65.791
0.36	8.424	0.000	80.633	-72.209
0.36	17.806	0.000	386.938	-369.132
-4.1	22.866	0.000	275.634	-252.768
-4.1	17.806	0.000	275.634	-257.828
-4.2	18.055	0.000	273.138	-255.083
-4.2	18.055	0.000	386.938	-368.883
-11.06	35.143	0.000	797.201	-762.058
-11.06	29.838	0.000	1008.188	-978.350
-17.55	43.565	0.000	1499.046	-1455.481

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力および作用位置を表 3-72 に示す。

表 3-72 土圧・水圧の合力および作用位置（偶発状態：設計津波）

番号	算定				水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]	
1	1/2	×	0.000	×	0.09	0	0.074	0
2	1/2	×	0.518	×	0.09	0.023	0.044	0.001
3	1/2	×	0.518	×	0.0142	0.004	0.009	0
4	1/2	×	0.000	×	0.0142	0	0.005	0
合計					0.027			0.001

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-73 に示す。

表 3-73 全外力の合力および作用位置 (偶発状態：設計津波)

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	津波波力	136.73	1.872	255.966
—	土圧・水圧	0.027		0.001
	合計	136.761		255.967

合力の作用位置を求める.

$$h_0 = \frac{256}{136.76} = 1.872[\text{m}] (\text{合力の作用位置})$$

### ○港研方式による計算

港研方式 (C 型地盤) に基づき, 矢板の応力度と必要根入れ長を算定する. なお, 計算方法は永続状態と同じであるため, 計算過程を省略する.

#### ・矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す.

(腐食前)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 0.825 + 1.646 = 2.471 \rightarrow M_{\max} = 295.801 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.310 + 0.272 = 0.582 \rightarrow l_{m1} = 3.819 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -3.366 + 1.502 = -1.864 \rightarrow y_0 = 1.368 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -3.131 + 1.230 = -1.901 \rightarrow i_0 = 12.560 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

(腐食後)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 0.735 + 1.732 = 2.467 \rightarrow M_{\max} = 293.089 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.293 + 0.272 = 0.565 \rightarrow l_{m1} = 3.673 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -3.490 + 1.674 = -1.816 \rightarrow y_0 = 1.528 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -3.237 + 1.402 = -1.835 \rightarrow i_0 = 14.622 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

#### ・応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (295.801 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.528 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.12 \times \frac{1.00 \times (293.089 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.716 < 1.0$$

### 3.11.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は、仮想海底面（+2.256m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる。

（腐食前）

根入れ長： $L = 1.5 \times 3.819 = 5.728\text{m}$  → 根入れ深度： $+2.256 - 5.728 = -3.472\text{m}$

（腐食後）

根入れ長： $L = 1.5 \times 3.673 = 5.510\text{m}$  → 根入れ深度： $+2.256 - 5.510 = -3.254\text{m}$

### 3.11.3. (c) 短尺矢板部（壁体部）のパイピング

図 3-22 に示す断面図より、海側の水位：津波水位+6.4m に対する陸側の水位：地表面標高+2.27m の水頭差  $h$ [m] を求めることができ、浸透路長  $\Sigma t$ [m] より、クリープ比  $C_w$  は以下に示すとおり算定することができる。中砂に対して必要なクリープ比 6.0 を確保できており、パイピングに対して性能規定を満足する。

$$C_w = \frac{\Sigma t}{h} = \frac{(2.36 + 10.19) + (2.27 + 10.19)}{(6.4 - 2.27)} = 6.06 \geq 6.0$$

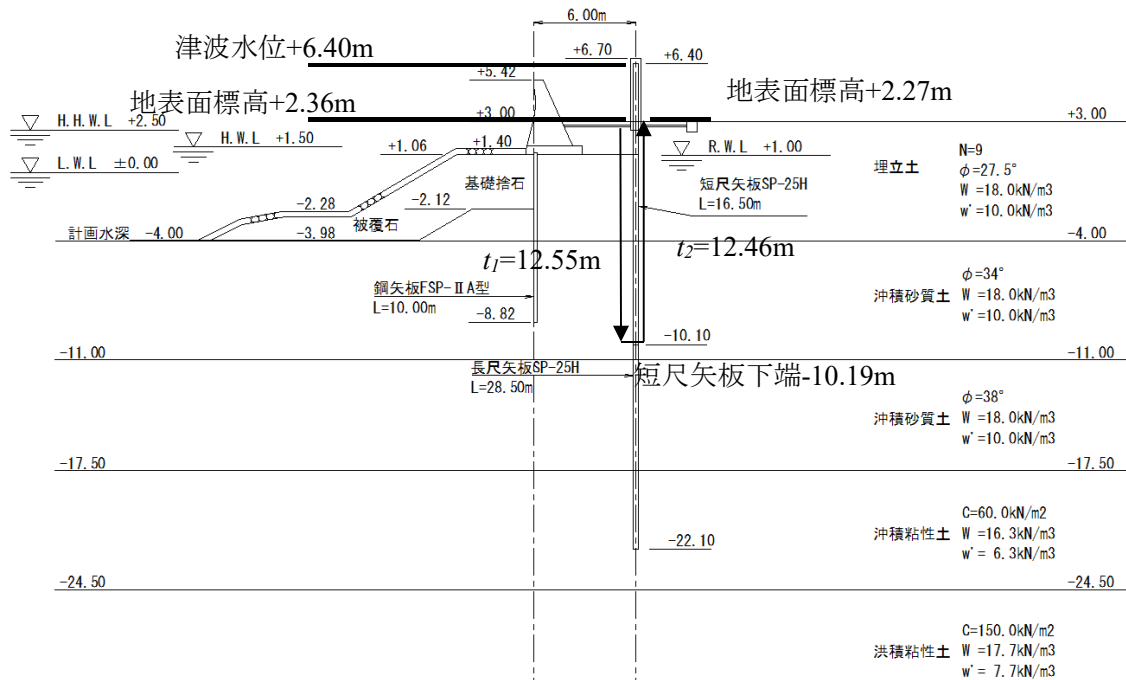


図 3-22 浸透路長の設定

### 3.11.4. (g) 必要天端高

必要天端高は、津波高さ+6.40[m]である。設計津波に先行する地震動による沈下量を表3-44に示す。初期の天端高は+6.70[m]であるため、沈下後の天端高は+6.47[m]となるため、以下の照査式より性能規定を満足する。

$$\text{沈下後の天端高}+6.47[\text{m}] \geq \text{津波高さ}+6.40[\text{m}]$$

表 3-74 設計津波に先行する地震動による沈下量

	地殻変動による沈下量	地震の揺れによる沈下量		水圧の発散に伴う沈下量	合計
		残留値	補正量		
沈下量[m]	0.050	0.082	0.096	0.000	0.23



3.12. (8) 偶発状態：設計津波を超える規模の津波に関する性能照査（設計津波を超える規模の津波に先行する地震後）【(8)-(a)(b)(g)】

3.12.1. (a) 短尺矢板部（壁体部）の応力

○外力の算定

・土圧強度

偶発状態（設計津波を超える規模の津波）の土質定数を表 3-75 と表 3-76 に、設計状態を表 3-77 に、土圧強度の算定結果を表 3-78 と表 3-79 に示す。偶発状態（設計津波を超える規模の津波）では、海側が主働側、陸側が受働側である。

表 3-75 主働側（海側）の土質定数（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1.86 1.5	0.36	27.5		18.0	6.5
1.5 0.07	1.43	27.5		10.0	14.3
0.07 -4.2	4.27	27.5		10.0	42.7
-4.2 -11.12	6.92	34		10.0	69.2
-11.12 -17.61	6.49	38		10.0	64.9

表 3-76 受働側（陸側）の土質定数（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

土層 [m]	h [m]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93 0.02	1.91	27.5		10.0	19.1
0.02 -4.37	4.39	27.5		10.0	43.9
-4.37 -11.12	6.75	34		10.0	67.5
-11.12 -17.61	6.49	38		10.0	64.9

表 3-77 設計状態（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

	標高 [m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi$ [°]
主働側	1.86	0	0	15	0
受働側	1.93	0	0	-15	0

表 3-78 主働土圧強度（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kacos( $\delta + \psi$ )	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]
1.86	0.0	0.00	55.2	0.3199	0.000
1.5	6.5	0.00	55.2	0.3199	2.073
1.5	6.5	0.00	55.2	0.3199	2.073
0.07	20.8	0.00	55.2	0.3199	6.648
0.07	20.8	0.00	55.2	0.3199	6.648
-4.2	63.5	0.00	55.2	0.3199	20.307
-4.2	63.5	0.00	59.5	0.2491	15.813
-11.12	132.7	0.00	59.5	0.2491	33.051
-11.12	132.7	0.00	61.9	0.2115	28.062
-17.61	197.6	0.00	61.9	0.2115	41.788

表 3-79 受働土圧強度（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

土層 [m]	$\Sigma \gamma h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\xi$ (°)	kpcos ( $\delta + \psi$ )	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93	0.0	0.00	21.6	4.2216	0.000
0.02	19.1	0.00	21.6	4.2216	80.633
0.02	19.1	0.00	21.6	4.2216	80.633
-4.37	63.0	0.00	21.6	4.2216	265.961
-4.37	63.0	0.00	19.1	5.9805	376.772
-11.12	130.5	0.00	19.1	5.9805	780.455
-11.12	130.5	0.00	17.4	7.5633	987.011
-17.61	195.4	0.00	17.4	7.5633	1477.869

・ 残留水圧

偶発状態（設計津波）では、地表面標高（受働側）+1.93m に対して津波時の潮位（主働側）H.W.L.+1.50m であるため、残留水圧を考慮しない。

・ 津波による波力

既設護岸位置における津波による波力を算定する。ただし、楕形鋼矢板壁の前面側の地表面より上の波力についてのみ考慮する。

(i) 修正谷本式の考慮の判定

まず、修正谷本式の考慮について判定する。2つの条件全てには該当せず、津波は越流するため、静水圧差による算定式により津波による波力を算定する。

- ・ 津波高さが水深の 60%程度以上 → 以下の式より該当する。
- ・ 海底勾配 1/100 程度以下 → 1/10 であるため該当しない。

$$H/h = (7.0 - 1.5)/5.50 = 1.000$$

(ii) 静水圧差による算定式による波力の算定

続いて、静水圧差による算定式に基づき波浪による波力を算定する。算定条件を表 3-80 に示す。なお、直立壁背面の津波高さは地盤高さとする。

表 3-80 静水圧差による算定式による波圧の算定条件

$\eta_f$ [m]	$\eta_r$ [m]	$h_c$ [m]	$h'$ [m]
5.5	0.49	5.05	3.62

波圧強度  $p_1, p_2, p_3$  [kN/m<sup>2</sup>]の算定結果を以下に示す.

$$p_1 = \alpha_f w_w (\eta_f + h') = 1.05 \times 10.1 \times (5.50 + 3.62) = 96.72 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1 = \frac{5.50 - 5.05}{5.50 + 3.62} \times 96.72 = 4.77 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_3 = \alpha_r w_w (\eta_r + h') = 0.90 \times 10.1 \times (0.49 + 3.62) = 41.81 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

(iii) 合力の算定

最後に、津波による波力の合力の算定結果を表 3-81 と図 3-23 に示す。波浪による波力の作用標高の算定結果を以下に示す。

$$h_0 = \frac{489.61}{138.43} = 3.537 \text{ [m]} \text{ (津波波力の作用標高)}$$

表 3-81 津波による波力の合力

番号	算定			水平力 [kN/m]	作用標高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	1/2 ×	5.94 ×	4.58	13.6	4.913	66.817
2	1/2 ×	54.51 ×	4.58	124.827	3.387	422.789
合計				138.427		489.606

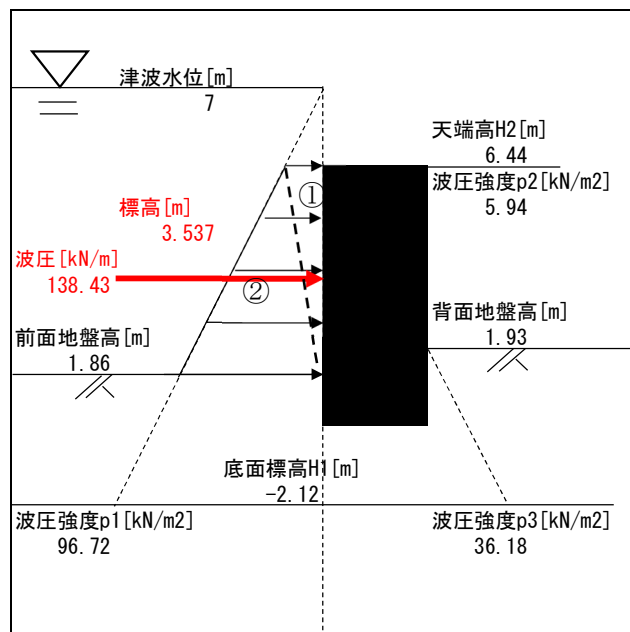


図 3-23 津波による波力の合力

○仮想海底面より上の水平力とモーメントの算定

・水平方向の強度と仮想海底面

主働側（主働土圧と残留水圧）と受働側（受働土圧）の水平方向の強度および仮想海底面を表 3-82 に示す。このとき、主働側と受働側の水平方向の強度が等しくなる位置を仮想海底面とする。仮想海底面の標高は+1.930[m]である。

表 3-82 主働側と受働側の水平方向の強度および仮想海底面

（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

土層 [m]	Pa [kN/m <sup>2</sup> ]	Pw [kN/m <sup>2</sup> ]	Pp [kN/m <sup>2</sup> ]	Pa+Pw-Pp [kN/m <sup>2</sup> ]
1.93	0.000	0.000	0.000	0.000
1.86	0.000	0.000	2.955	-2.955
1.86	0.000	0.000	2.955	-2.955
1.5	2.073	0.000	18.153	-16.080
1.5	2.073	0.000	18.153	-16.080
0.07	6.648	0.000	78.522	-71.874
0.07	6.648	0.000	78.522	-71.874
0.02	6.808	0.000	80.633	-73.825
0.02	6.808	0.000	80.633	-73.825
-4.2	20.307	0.000	258.784	-238.477
-4.2	15.813	0.000	258.784	-242.971
-4.37	16.236	0.000	265.961	-249.725
-4.37	16.236	0.000	376.772	-360.536
-11.12	33.051	0.000	780.455	-747.404
-11.12	28.062	0.000	987.011	-958.949
-17.61	41.788	0.000	1477.869	-1436.081

・土圧・水圧の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する土圧・水圧の合力は0である。

・全外力の合力，作用位置

仮想海底面より上に作用する全外力の合力および作用位置を表 3-83 に示す。

表 3-83 全外力の合力および作用位置（偶発状態：設計津波を超える規模の津波）

番号	算定	水平力 [kN/m]	作用高 [m]	モーメント [kNm/m]
1	津波波力	138.43	1.607	222.452
—	土圧・水圧	0		0
	合計	138.427		222.452

合力の作用位置を求める.

$$h_0 = \frac{222.45}{138.43} = 1.607[\text{m}](\text{合力の作用位置})$$

### ○港研方式による計算

港研方式 (C 型地盤) に基づき, 矢板の応力度と必要根入れ長を算定する. なお, 計算方法は永続状態と同じであるため, 計算過程を省略する.

#### ・ 矢板壁の諸量の計算

算定結果を以下に示す.

(腐食前)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.173 + 1.250 = 2.423 \rightarrow M_{\max} = 264.850 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.374 + 0.206 = 0.580 \rightarrow l_{m1} = 3.802 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -2.879 + 0.974 = -1.905 \rightarrow y_0 = 1.245 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.714 + 0.768 = -1.946 \rightarrow i_0 = 11.324 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

(腐食後)

$$\log(M_{\max}) = \log(M_{\max})_S + \log R_M = 1.083 + 1.336 = 2.419 \rightarrow M_{\max} = 262.422 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\log(l_{m1}) = \log(l_{m1})_S + \log R_h = 0.357 + 0.206 = 0.563 \rightarrow l_{m1} = 3.656 \text{ m}$$

$$\log(y_0) = \log(y_0)_S + \log R_y = -3.005 + 1.146 = -1.859 \rightarrow y_0 = 1.384 \text{ cm}$$

$$\log(i_0) = \log(i_0)_S + \log R_i = -2.822 + 0.940 = -1.882 \rightarrow i_0 = 13.122 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

#### ・ 応力度の照査

作用耐力比が 1.0 以下となり, 性能規定を満足する.

(腐食前)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.00 \times \frac{1.00 \times (264.850 \times 10^6 / 1610 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.422 < 1.0$$

(腐食後)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \cdot \frac{\gamma_S (M_{\max k} / Z)}{\gamma_R \sigma_{yk}} = 1.00 \times \frac{1.00 \times (262.422 \times 10^6 / 1175 \times 10^3)}{1.00 \times 390} = 0.573 < 1.0$$

### 3.12.2. (b) 短尺矢板部（壁体部）の根入れ長

根入れ長は、仮想海底面（+1.930m）から曲げモーメントゼロ点  $l_{m1}$  の 1.5 倍の長さが必要となる。

（腐食前）

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.802 = 5.703\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +1.930 - 5.703 = -3.773\text{m}$$

（腐食後）

$$\text{根入れ長} : L = 1.5 \times 3.656 = 5.484\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{根入れ深度} : +1.930 - 5.484 = -3.554\text{m}$$

#### 4. 動的解析による照査

##### 4.1. 2次元 FEM モデル作成

###### 4.1.1. 解析メッシュ

地盤や捨石層はマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深には間隙水要素（非排水条件）を貼り付けた。マルチスプリング要素は、非線形特性を H-D モデルでモデル化した 2 次元平面要素であり、骨格曲線は Masing 則を適用している。また、既設護岸の上部工（無筋コンクリート）や新設護岸の上部工（無筋コンクリート）は線形平面要素でモデル化した。パラメータ一覧を表 4-1 と表 4-2 に示す。

表 4-1 マルチスプリング要素のパラメータ

	密度	地盤剛性					地盤強度			液状化パラメータ					
	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$mG$ , $mK$	$\nu$	$\phi_p'$ [°]	$C$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$h_{max}$	$\phi_p$	$SI$	$WI$	$PI$	$P2$	$CI$
B1(気中)	1.837	98	77400	201800	0.5	0.33	39	0	0.24						
B2(水中)	2.041	98	77400	201800	0.5	0.33	39	0	0.24	28	0.005	6.3	0.5	0.93	2.9
As1	2.041	98	78100	203700	0.5	0.33	39	0	0.24	28	0.005	6.3	0.5	0.92	2.9
As2	2.041	98	137300	358100	0.5	0.33	42	0	0.24	28	0.005	17.8	0.5	0.67	7.7
Ac(陸側)	1.663	182.3	31000	80800	0.5	0.33	30	0	0.20						
Ac(海側)	1.663	53.3	20400	53200	0.5	0.33	0	60	0.20						
Dc	1.806	98	162600	424000	0	0.33	0	150	0.20						

表 4-2 線形平面要素のパラメータ

	密度	ヤング係数	ポアソン比
	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$
既設護岸(無筋 Co)	2.30	$2.2 \times 10^7$	0.20
新設護岸(鉄筋 Co)	2.45	$2.2 \times 10^7$	0.20

既設護岸の矢板（U型鋼矢板IIA型）や新設護岸の短尺矢板と長尺矢板（ハット形鋼矢板 SP-25H）は非線形はり要素でモデル化した。M- $\phi$ に関する非線形特性をバイリニアモデルでモデル化し、軸力による全塑性モーメントの低減は考慮しない。また、長尺矢板の非線形特性は、腐食断面性能低減だけでなく単体利用による低減も考慮した。新設護岸の短尺矢板と長尺矢板（ハット形鋼矢板 SP-25H）のパラメータ一覧を表 4-3 に示す。また、短尺矢板と長尺矢板の M- $\phi$ に関する非線形特性を図 4-1 に示す。なお、非線形はり要素は、曲率を正しく評価するために要素長さを 1m 前後に揃えて設定した。

表 4-3 非線形はり要素のパラメータ

		断面性能			非線形特性		曲率	
		$A[m^2/m]$	$Z_e[m^3/m]$	$I[m^4/m]$	$EI[kNm^2/m]$	$M_p[kNm/m]$	$\phi_y$	$\phi_p$
短尺 矢板	防食部	0.01604	0.00161	0.000244	48800	722.1	0.01287	0.01480
	水位上	0.01171	0.001175	0.0001781	35624	527.1	0.01287	0.01480
	水位下	0.01315	0.001320	0.0002001	40016	592.1	0.01287	0.01480
長尺 矢板	正曲げ	0.00263	0.000264	0.00004002	8003	114.9	0.01248	0.01435
	負曲げ					90.0		

共通：密度  $\rho=7.85[t/m^3]$ ，せん断剛性  $G=7.69 \times 10^7[kN/m^2]$ ，ポアソン比  $\nu=0.3$ ，せん断有効率  $EFA=0.5$

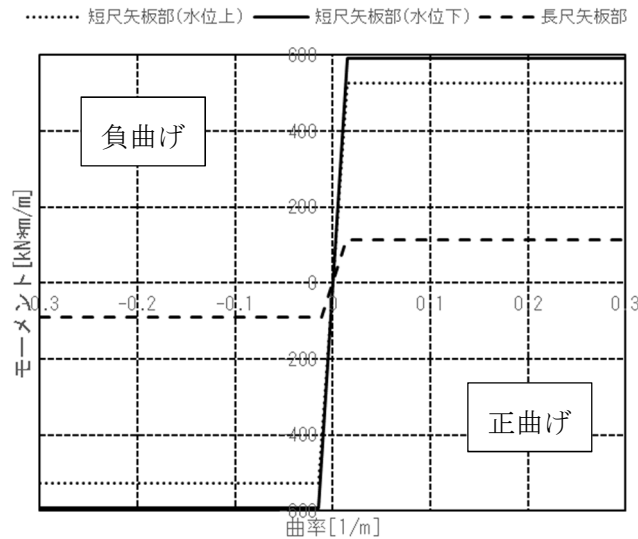


図 4-1 短尺矢板部・長尺矢板部の M- $\phi$ に関する非線形特性

以上の要素を反映したメッシュ図を図 4-2 と図 4-3 に示す。海水要素（密度  $\rho=1.03[t/m^3]$ ）もモデル化した。



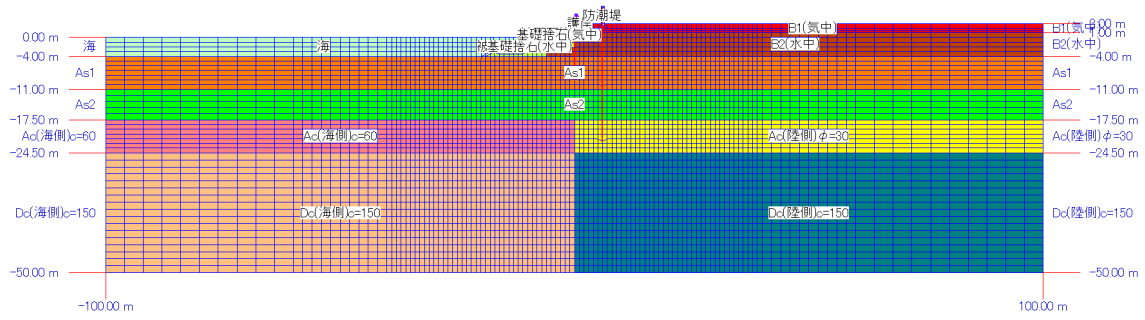


図 4-2 メッシュ図

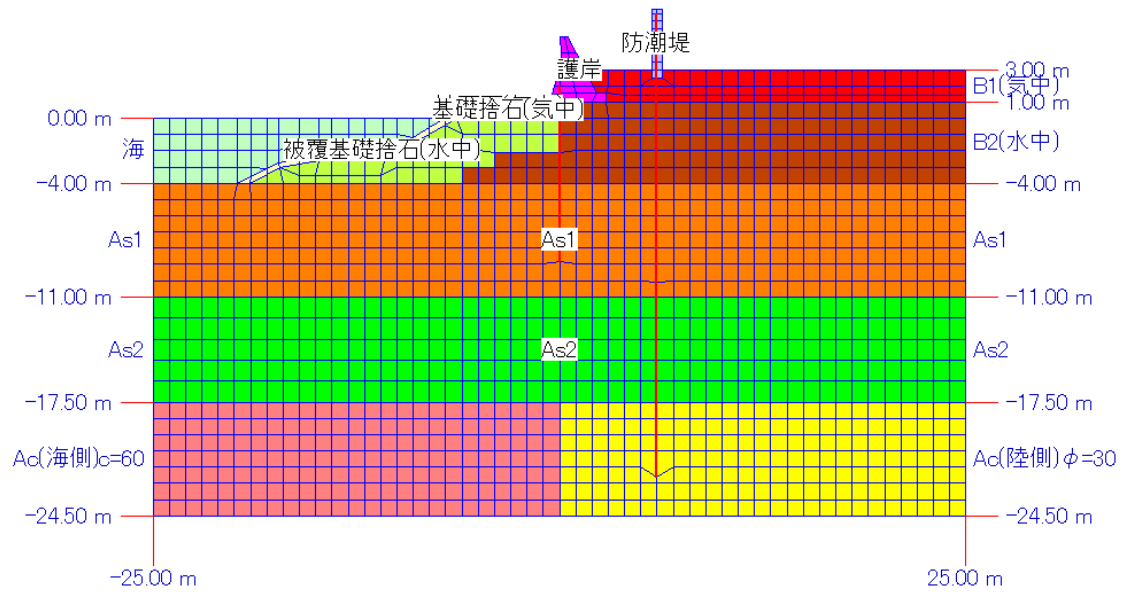


図 4-3 メッシュ図 (拡大図)

#### 4.1.2. 築堤解析

1段階目でAs1層までの原地盤の自重解析を、2段階目で埋立層と既設護岸、新設護岸の自重解析を行う。イメージ図を図4-4に示す。

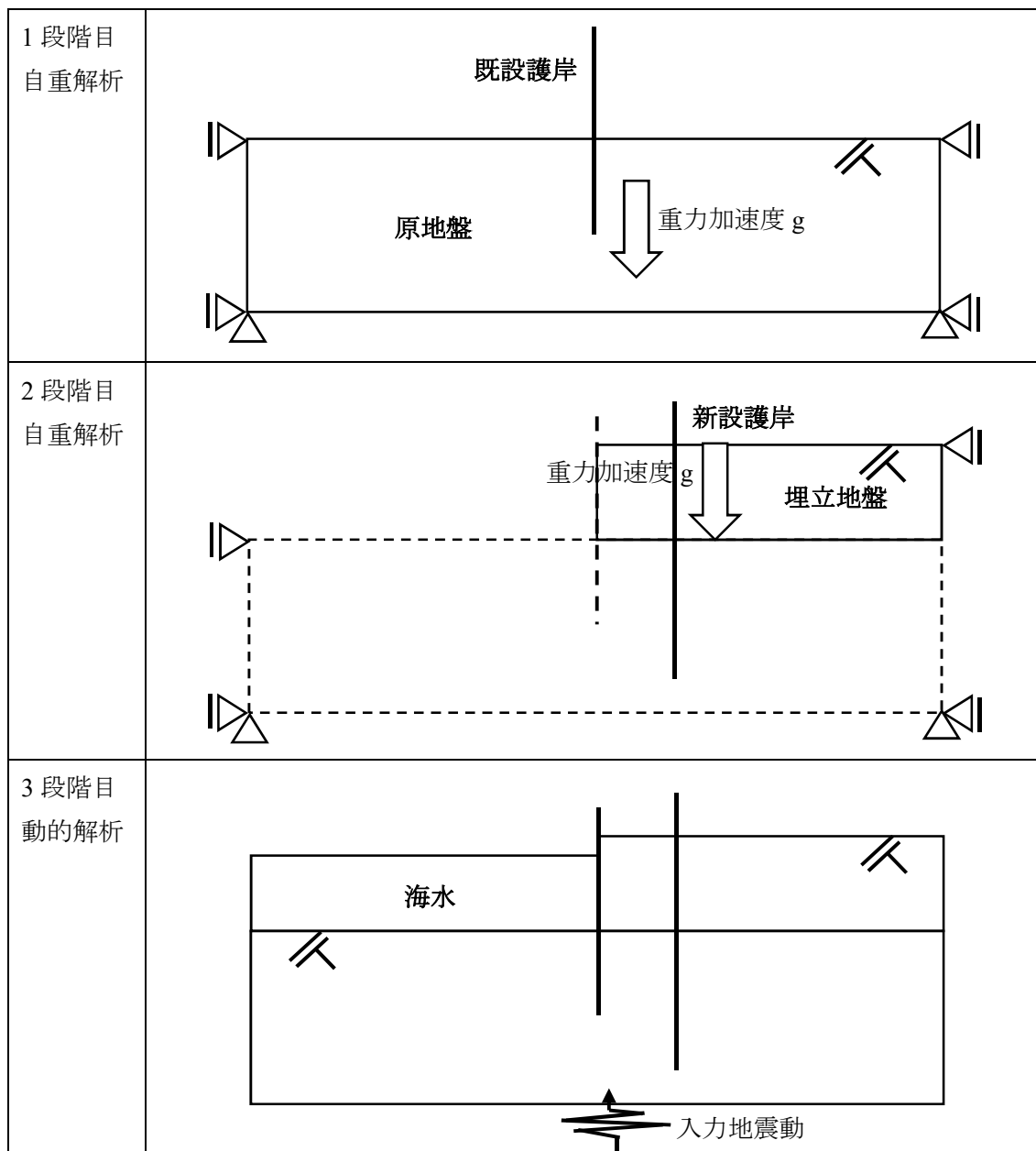


図 4-4 築堤解析のイメージ図

### 4.1.3. 動的相互作用のモデル化

新設護岸・既設護岸の上部工，既設護岸の矢板，短尺矢板部，長尺矢板部について，それぞれ以下の方法で動的相互作用のモデル化を行う。

#### ○新設護岸・既設護岸の上部工

新設護岸・既設護岸の上部工と地盤はジョイント要素によって，動的相互作用をモデル化する。なお，新設護岸・既設護岸の上部工と矢板は，矢板のはり要素を上部工の平面要素に十分根入れさせたうえで MPC-xy 拘束して結合する。ジョイント要素のパラメータを表 4-4 に示す。

表 4-4 新設護岸・既設護岸の上部工のジョイント要素のパラメータ

	自重解析		動的解析		共通	
	法線方向 Kn[kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 Ks[kN/m <sup>2</sup> ]	法線方向 Kn[kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 Ks[kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 φ [° ]	レーレー 減衰 β
底面	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>6</sup>	31	全体系と同じ
前面・背面	1.0×10 <sup>6</sup>	0	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>6</sup>	15	全体系と同じ

#### ○既設護岸の矢板

矢板前面と地盤はジョイント要素，矢板背面と地盤は MPC-x 拘束によって，動的相互作用をモデル化する。なお，矢板前面と海水の間には，動水圧が作用する水一構造連成面要素を設定する。ジョイント要素のパラメータを表 4-5 に示す。

表 4-5 既設護岸の矢板のジョイント要素のパラメータ

	自重解析		動的解析		共通	
	法線方向 K <sub>n</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 K <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	法線方向 K <sub>n</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 K <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 φ [° ]	レーレー 減衰 β
前面・背面	1.0×10 <sup>6</sup>	0	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>6</sup>	15	全体系と同じ

#### ○短尺矢板部

同じ節点位置に，①矢板をモデル化したはり要素，②海側の地盤のマルチスプリング要素，③陸側の地盤のマルチスプリング要素を設定し，海側・陸側ともにジョイント要素を設定する。ジョイント要素のパラメータを表 4-6 に，イメージ図を図 4-5 に示す。

表 4-6 短尺矢板部のジョイント要素のパラメータ

	自重解析		動的解析		共通	
	法線方向 $K_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 $K_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	法線方向 $K_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	接線方向 $K_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 $\phi$ [°]	レーレー減衰 $\beta$
海側・陸側	$1.0 \times 10^6$	0	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$	15	全体系と同じ

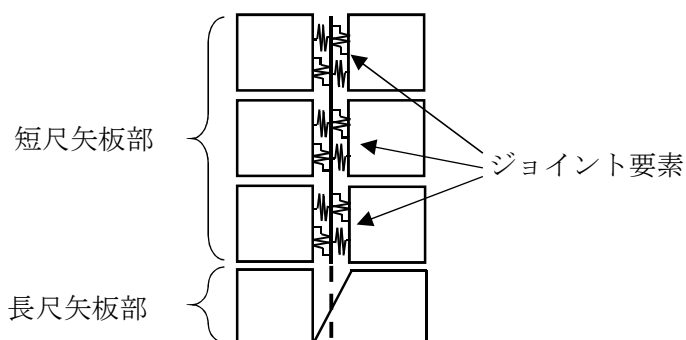


図 4-5 短尺矢板部の動的相互作用のモデル化のイメージ図

○長尺矢板部

同じ節点位置に①矢板をモデル化したはり要素，②地盤のマルチスプリング要素を設定し，地盤の剛性低下によるばね係数の低減と地盤のすり抜け効果を表現できる杭—地盤相互作用ばね（水平方向のみ）を介して，動的相互作用をモデル化する．また，矢板下端には鉛直方向の非線形ばね要素を追加して，矢板と地盤を結合する．イメージ図を図 4-6 に示す．

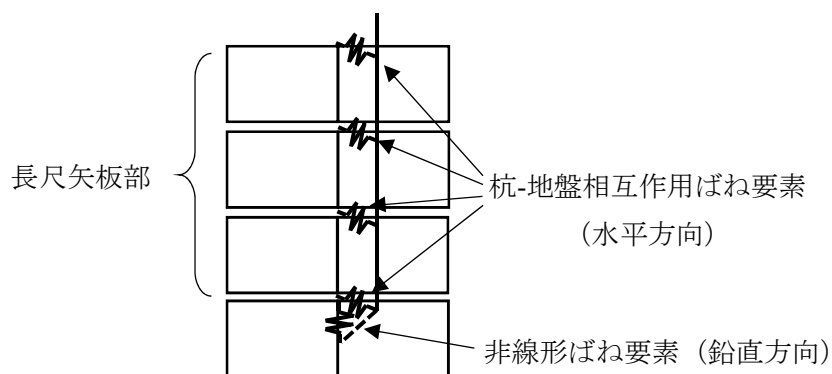


図 4-6 長尺矢板部の動的相互作用のモデル化のイメージ図

非線形ばね要素のパラメータを表 4-7 に示す。

表 4-7 非線形ばね要素のパラメータ設定

地盤物性値		設定方法
密度	$\rho=1.663[\text{t/m}^3]$	設計条件より
S 波速度	$V_s=136.5[\text{m/s}]$	$G_0=\rho V_s^2$
P 波速度	$V_p=1574.4[\text{m/s}]$	$V_s$ と $\rho$ より算定(等方弾性体として)
ポアソン比	$\nu=0.496$	$V_s$ と $V_p$ より算定(等方弾性体として)
せん断剛性	$G_0=31000[\text{kN/m}^2]$	設計条件より
ヤング係数	$E_0=92800[\text{kN/m}^2]$	$E_0=2(1+\nu)G_0$
粘着力	$C=60.0[\text{kN/m}^2]$	設計条件より(補正はしない)
矢板諸元		設定方法
周面長	$U=2.73[\text{m}]$	SP-25H の周面長
奥行間隔	c.t.c. 4.5[m]	矢板 5 枚に 1 枚が長尺矢板
根入れ長	$L=4.6[\text{m}]$	設計条件より
ばね係数		設定方法
修正係数	$\rho_{gk}=1.0$	短期(偶発作用) $\rho_{gk}=1.0$ (※)
変形特性	$E_d=9280[\text{kN/m}^2]$ $=0.1 \times 92800$	$E_d=0.1E_{PS}$ (※)
低減係数 (WJ 併用)	$\beta_{wjt}=1.0$	今回は WJ 併用による低減を考えない (※)
ばね係数	$k_{fv}=1856[\text{kN/m}^3]$ $=0.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 9280$	$k_{fv}=0.2\beta_{wjt}\rho_{gk} E_d$ (※)
極限值		設定方法
低減係数 (WJ 併用)	$\beta_{wjr}=1.0$	今回は WJ 併用による低減を考えない (※)
周面抵抗力	$r_{fk}=39.0[\text{kN/m}^2]$ $=0.65 \times 60.0$ $r_{fk}=33.0[\text{kN/m}^2]$ $=0.55 \times 60.0$	楕形鋼矢板壁工法の油圧圧入単独工法による と考え、先端 1m 区間 $0.65C(\leq 75)$ 、それ 以外の区間 $0.55C(\leq 75)$
パラメータ		設定方法
非線形ばね	ばね係数 : $K_v=2590[\text{kN/m/m}]$ 破壊強度 : $P_v=47.9[\text{kN/m}]$	$K_v=k_{fv} \times (U \div 2) \times L \div \text{c.t.c.}$ $P_v=r_{fk} \times (U \div 2) \times L \div \text{c.t.c.}$

※鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計・施工マニュアル(案) (第 3 版), 平成 26 年 3 月, 公益財団法人鉄道総合技術研究所。(p.26, 124, 132)

#### 4.1.4. 解析条件

解析条件の一覧を表 4-8 に示す。

表 4-8 解析条件の一覧

項目	内容	備考
非線形反復計算法	改良法	矢板式係船岸で推奨される方法
過剰間隙水圧モデル	tmp7 法	矢板式係船岸で推奨される方法
レーレー減衰	$\alpha=0, \beta=0.003$	
時間間隔	$\Delta t=0.01$ 秒	
解析範囲	護岸法線-100m~+100m	
側方境界	粘性境界	$V_p$ 係数 100, $V_s$ 係数 1
底面境界	粘性境界	$\rho=1.806\text{t/m}^3, V_s=300\text{m/s}, V_p=1600\text{m/s}$

なお、レーレー減衰  $\beta$  は、表 4-9 に示す背後地盤の固有周期  $T_g=0.970\text{[s]}$  に対して減衰定数  $h=1\text{[%]}$  となるよう、(4.1) に基づき算定した。

$$\beta = h \frac{T_g}{\pi} = 0.01 \frac{0.970}{3.1416} = 0.003 \quad (4.1)$$

表 4-9 背後地盤の固有周期

土層	層厚 $H_i$ [m]	$V_{s_i}$ [m/s]	$H_i/V_i$ [s]	固有周期 $T$ [s]
B1(気中)	2.0	125	0.016	0.970
B2(水中)	5.0	161	0.031	
As1	7.0	192	0.036	
As2	6.5	284	0.023	
Ac	7.0	137	0.051	
Dc	25.5	300	0.085	

#### 4.1.5. 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定

まず、対象地点直下の各メッシュについて、非排水条件下の残留時の過剰間隙水圧比  $\Delta u / \sigma'_m$  と相対密度  $Dr$  [%] から、過剰間隙水圧比 95% 未満の時は図 4-7 に基づき、過剰間隙水圧比 95% 以上の時は図 4-8 に基づき体積ひずみを算定し、排水沈下量を算定する。次に、対象地点直下の全メッシュの排水沈下量の合計を算出する。

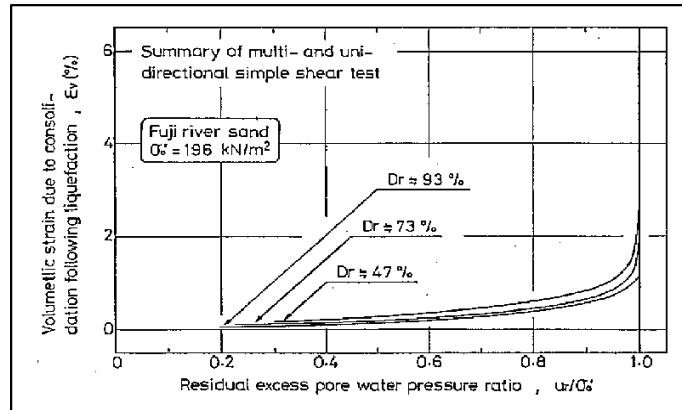


図 4-7 残留時の過剰間隙水圧比と体積ひずみの関係 (※1)

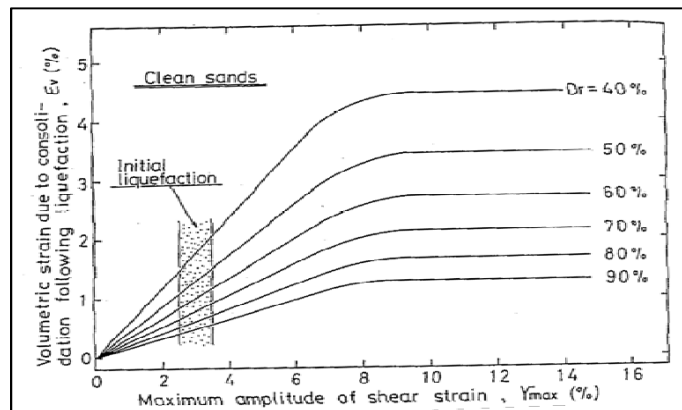


図 4-8 最大時のせん断ひずみと体積ひずみの関係 (※2)

なお、等価 N 値  $N_{65}$  から求めた基準拘束圧  $\sigma'_{ma} = 98$  [kPa] における N 値  $N_{131}$  に基づき、以下の式 (Meyerhof の式) によって求めることができる。

$$N_{131} = N_{65} \{0.041 \times (131 - 65) + 1.0\} + 0.019 \times (131 - 65)$$

$$Dr = 21 \times \sqrt{\frac{100N_{131}}{131 + 70}}$$

※1 Nagase, H., Ishihara, K.: Liquefaction-Induced Compaction and Settlement of Sand During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.65-76, 1988. ※2 Ishihara, K., Yoshimine, M.: Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.

## 4.2. 付加モーメントに対する安定性の確認と沈下量の補正

### 4.2.1. 付加モーメントに対する安定性の確認

本事例では、動的解析にあたって微小変形理論に基づく FLIP ROSE を用いている。微小変形理論では、上部工が水平方向に大きく変位することにより発生する付加モーメントを考慮することができない。そのため、地震後の状態に対して、付加モーメントを追加して長尺矢板の安定性を(4.2)によって照査する。地震後の付加モーメントの照査方法のイメージを図 4-9 に示す。

$$\begin{aligned} & \text{上部工自重 } W \times \text{残留変位の差分 } \Delta + \text{長尺矢板の残留モーメント } M_{res} \\ & < \text{長尺矢板の抵抗モーメント } M_{max} + \text{抵抗土圧によるモーメント } Ph \end{aligned} \quad (4.2)$$

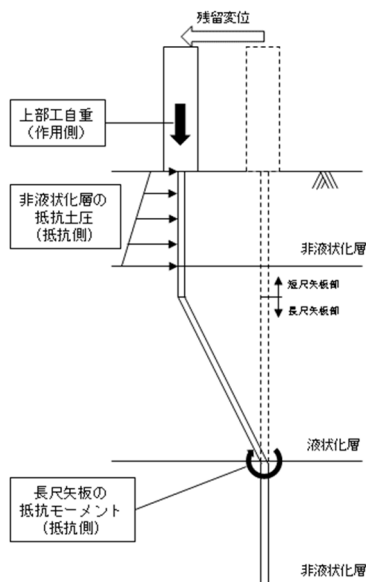


図 4-9 付加モーメントに対する安定性の確認方法のイメージ図

#### 【留意事項】

付加モーメントに対する安定性を確認する際には、非液状化層の抵抗土圧を見込むことができるが、どの程度見込むことができるかについては慎重に検討する必要がある。

また、微小変形理論ではなく、有限変形理論に基づく動的解析では、付加モーメントの影響を自動的に考慮することが可能であるため、必要に応じて利用することを検討してもよい。有限変形理論に基づくプログラムとしては、例えば FLIP/TULIP などが考えられる。



#### 4.2.2. 沈下量の補正

本事例では、動的解析にあたって微小変形理論に基づく FLIP/ROSE を用いている。微小変形理論では、はり要素の剛体回転や曲げ変形等が軸方向の変形には反映されないため、はり要素の長さが適切に保存されていない。そのため、地震後の状態に対して、水平方向の変形量と鉛直方向の変形量を(4.3)によって補正する。変形に応じた縮み補正方法のイメージを図 4-10 に示す。

$$L' = \sqrt{(X_2' - X_1')^2 + (Y_2' - Y_1')^2}, \quad \tan \theta = (X_2' - X_1') / (Y_2' - Y_1') \quad (4.3)$$

$$\Delta = L - L', \quad \Delta X = \Delta \sin \theta, \quad \Delta Y = \Delta \cos \theta$$

なお、 $x$  は右方向に正、 $y$  は上方向に正、 $\theta$  は時計回りに正と考える。

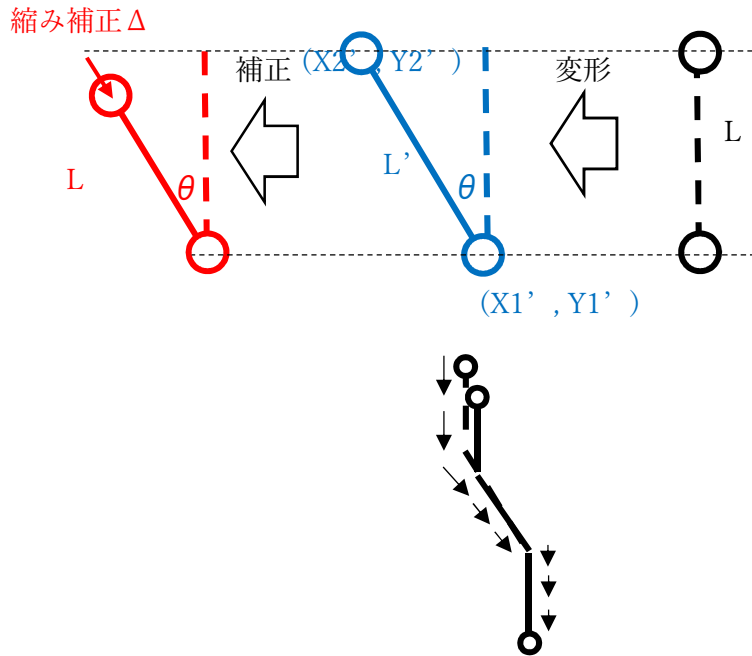


図 4-10 変形に応じた縮み補正

#### 【留意事項】

微小変形理論ではなく、有限変形理論に基づく動的解析では、変形に応じた縮み補正を自動的に考慮することが可能であるため、必要に応じて利用することを検討してもよい。有限変形理論に基づくプログラムとしては、例えば FLIP/TULIP などが考えられる。

### 4.3. 変動状態：レベル1地震動に対する照査【(2)-(a)(d)】

#### 4.3.1. 解析結果と照査結果

楕形鋼矢板壁の曲率分布図（最大・残留）と残留変形図を図 4-11 に示す。また，残留変形図を図 4-12 に，最大過剰間隙水圧比分布図を図 4-13 に，最大せん断ひずみ分布図を図 4-14 に示す。表 4-10 に示すとおり，短尺矢板と長尺矢板の曲率は性能規定を満足した。また，短尺矢板部では矢板頭部が海側に向かって変形しており，50 年確率波の作用方向と異なるため，動的解析による地震後の状態に波浪による波力を作用させた照査を実施せず，静的解析による照査のみ実施する。

表 4-10 曲率の照査結果（レベル1地震動）

		最大曲率[1/m]	性能規定	照査	備考
短尺矢板部	—	0.00048	0.01287	OK	
長尺矢板部	正曲げ	0.00032	0.01248	OK	
	負曲げ	0.00135	0.00978	OK	

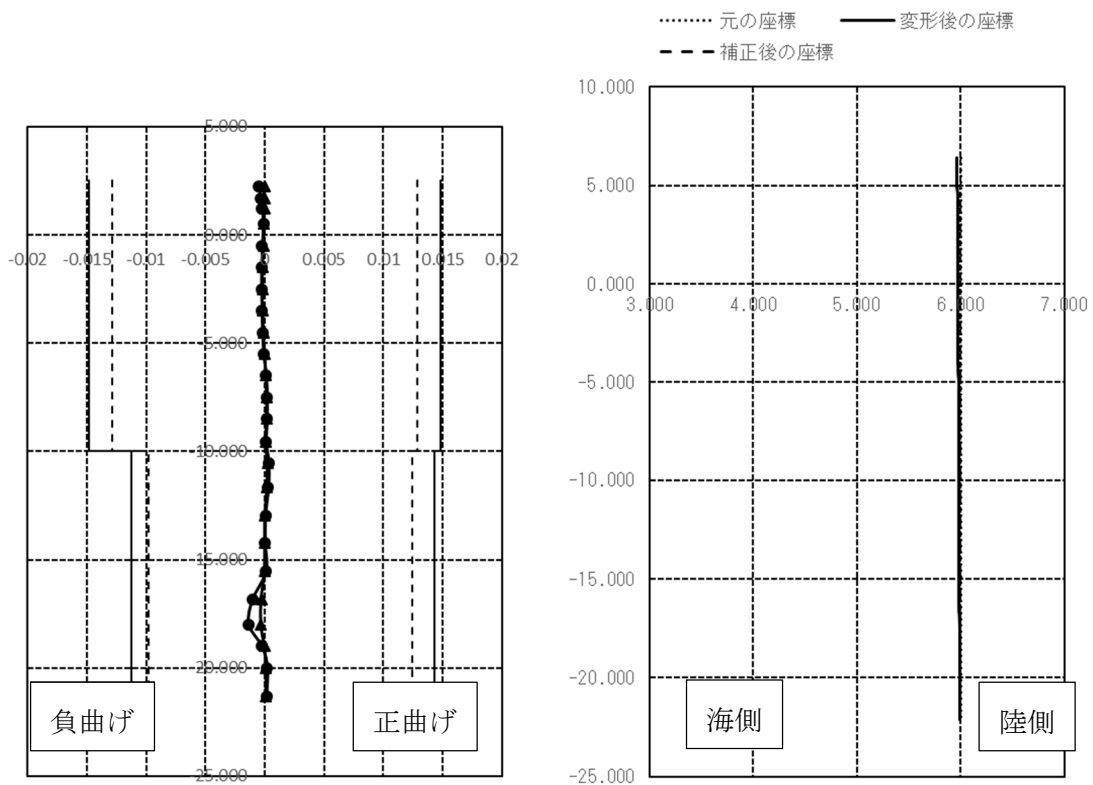


図 4-11 曲率分布図（左図）と残留変形図（右図）（レベル1地震動）

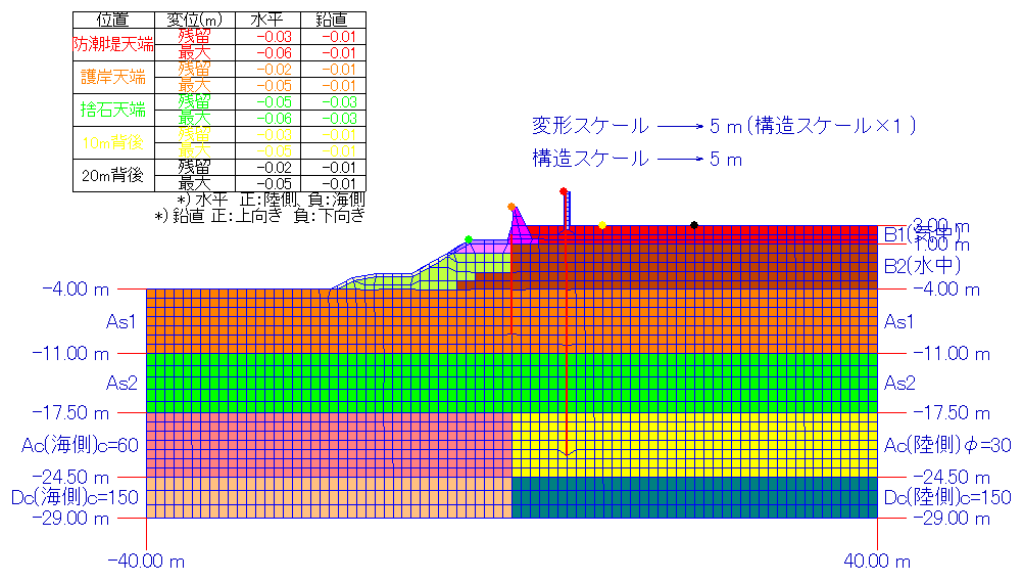


図 4-12 残留変形図 (レベル 1 地震動)

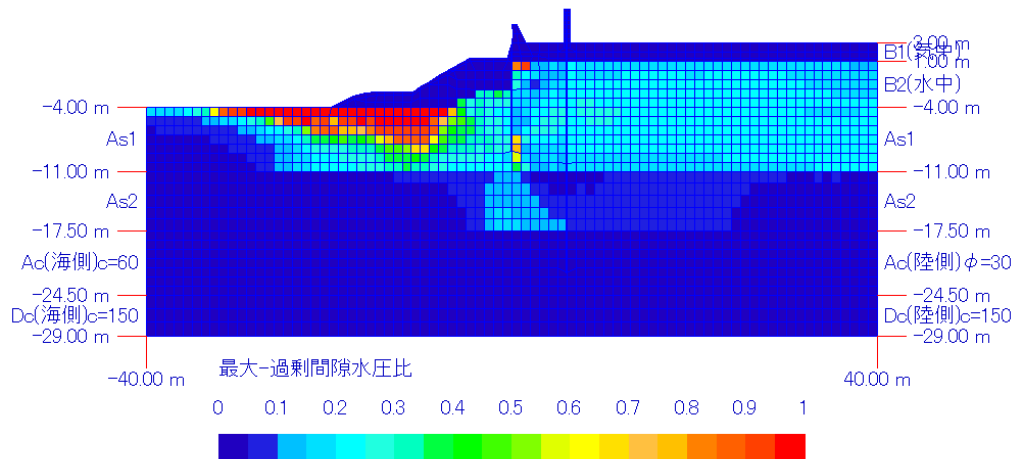


図 4-13 過剰間隙水圧比分布図 (レベル 1 地震動)

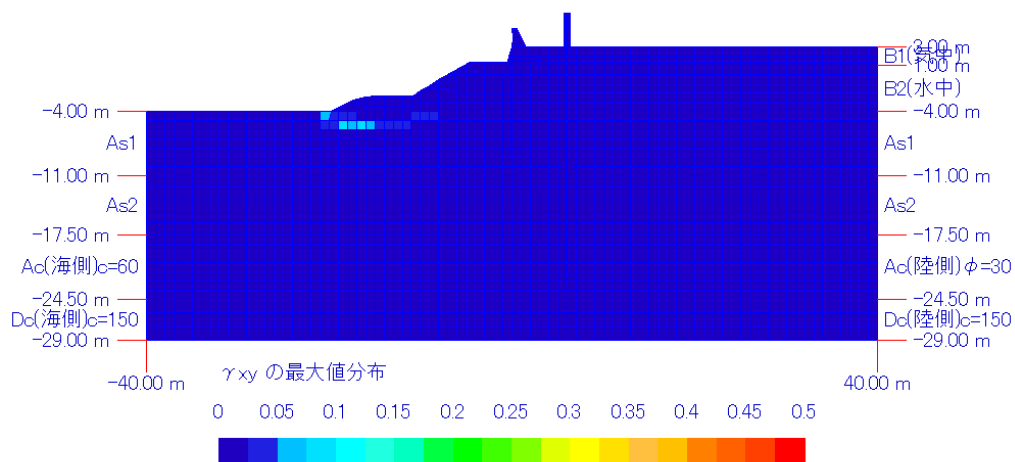


図 4-14 せん断ひずみ分布図 (レベル 1 地震動)

沈下後の土層境界を表 4-11 に示す。

表 4-11 沈下後の土層境界（レベル1地震動，左：海側，右：陸側）

前面	標高[m]		沈下量[m]			背面	標高[m]		沈下量[m]		
	沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散		沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散
B1(気中)	3	2.98	0	0.00186	0	B1(気中)	3	2.97	0	0.00164	0
B2(水中)	1	0.98	0	0.00465	0.00113	B2(水中)	1	0.98	0	0.00434	0.00236
As1	-4	-4.02	0	0.00141	0.00891	As1	-4	-4.02	0	0.003	0.00912
As2	-11	-11.01	0	0.00163	0.00022	As2	-11	-11.01	0	0.00161	0.00011
Ac	-17.5	-17.5	0	0.00145	0	Ac	-17.5	-17.5	0	0.00091	0
Dc	-24.5	-24.5	0	0.00291	0	Dc	-24.5	-24.5	0	0.0027	0

#### 4.3.2. 付加モーメントの照査

短尺矢板下端の直下の長尺矢板の要素について照査を行う。まず，作用側としては，長尺矢板の残留モーメント  $M_{res}=1.651$ [kNm/m]，上部工自重  $W=68.835$ [kN/m]，上部工重心位置の (+4.593m) 残留水平変位の差分  $\Delta=0.0316-0.0154=0.016$ [m]となる。次に，抵抗側としては，長尺矢板の抵抗モーメント（正曲げ） $M_{max}=114.9$ [kNm/m] となる。

最後に，図 4-15 に示す受働土圧分布図より，永続状態の受働土圧  $P$ [kN/m]，作用高さ  $h$ [m]は以下に示すとおり算定できる。ここでは，B1 層のみを対象とする。

$$P=(153.371+193.645) \times 0.53 \div 2=91.959[\text{kN/m}]$$

$$h=(153.371 \times 0.353+193.645 \times 0.177) \div (153.371+193.645)-(-10.00)=10.26[\text{m}]$$

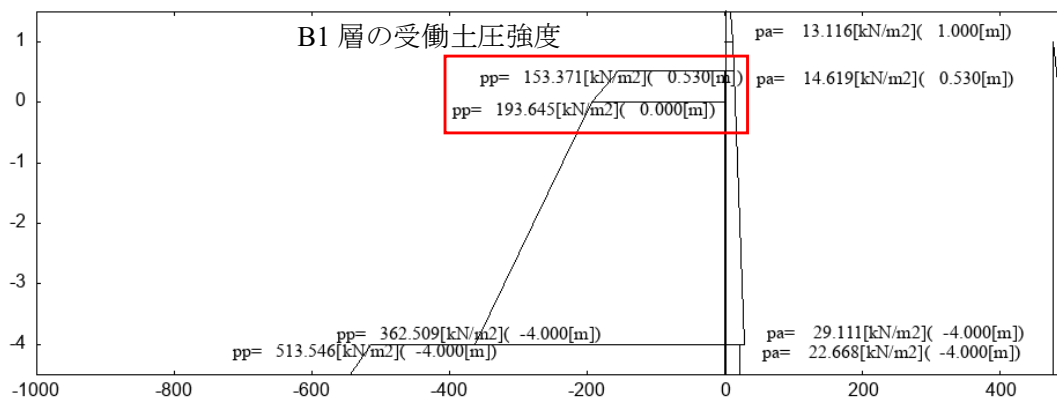


図 4-15 永続状態の受働土圧強度

以上より，付加モーメントに関する作用側および抵抗側のモーメントは以下に示すとおり算定され，安定性を満足することが確認できる。

$$\text{作用側} : W=68.835[\text{kN/m}] \times \Delta=0.016[\text{m}] + M_{res}=1.651 [\text{kNm/m}] = 2.752[\text{kNm/m}]$$

$$\text{抵抗側} : M_{max}=114.9[\text{kNm/m}] + P=91.959 [\text{kN/m}] \times h=10.26[\text{m}] = 1058.399[\text{kNm/m}]$$

### 4.3.3. 沈下量の補正

表 4-12 に示す算定結果より、表 4-13 に示すとおり上部工天端における地震の揺れによる沈下量 0.009[m]、縮み補正による沈下量 0.000[m]として、天端高さの照査を実施する。なお、長尺矢板下端の下方に液状化層が存在しないため、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は考慮しない。

表 4-12 楕円鋼矢板壁工法の沈下量の補正（レベル1地震動）

No.	元の座標				変形後の座標				補正後の座標				沈下量[m]		
	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	地震	縮み補正	合計
1	6.000	6.400	0.400	0.000	5.967	6.391	0.400	-0.049	5.967	6.391	0.400	-0.049	0.009	0.000	0.009
2	6.000	6.000	0.500	0.000	5.968	5.991	0.500	-0.049	5.968	5.991	0.500	-0.049	0.009	0.000	0.009
3	6.000	5.500	0.500	0.000	5.968	5.491	0.500	-0.048	5.968	5.491	0.500	-0.048	0.009	0.000	0.009
4	6.000	5.000	0.500	0.000	5.968	4.991	0.500	-0.048	5.968	4.991	0.500	-0.048	0.009	0.000	0.009
5	6.000	4.500	0.500	0.000	5.969	4.491	0.500	-0.049	5.969	4.491	0.500	-0.049	0.009	0.000	0.009
6	6.000	4.000	0.500	0.000	5.969	3.991	0.500	-0.048	5.969	3.991	0.500	-0.048	0.009	0.000	0.009
7	6.000	3.500	0.500	0.000	5.970	3.491	0.500	-0.049	5.970	3.491	0.500	-0.049	0.009	0.000	0.009
8	6.000	3.000	0.500	0.000	5.970	2.991	0.500	-0.048	5.970	2.991	0.500	-0.048	0.009	0.000	0.009
9	6.000	2.500	0.500	0.000	5.971	2.491	0.500	-0.049	5.971	2.491	0.500	-0.049	0.009	0.000	0.009
10	6.000	2.000	0.600	0.000	5.971	1.991	0.600	-0.050	5.971	1.991	0.600	-0.050	0.009	0.000	0.009
11	6.000	1.400	0.400	0.000	5.971	1.391	0.400	-0.050	5.971	1.391	0.400	-0.050	0.009	0.000	0.009
12	6.000	1.000	1.000	0.000	5.972	0.991	1.000	-0.052	5.972	0.991	1.000	-0.052	0.009	0.000	0.009
13	6.000	0.000	1.000	0.000	5.973	-0.009	1.000	-0.054	5.973	-0.009	1.000	-0.054	0.009	0.000	0.009
14	6.000	-1.000	1.000	0.000	5.974	-1.009	1.000	-0.060	5.974	-1.009	1.000	-0.060	0.008	0.000	0.009
15	6.000	-2.000	1.000	0.000	5.975	-2.008	1.000	-0.068	5.975	-2.009	1.000	-0.068	0.008	0.000	0.009
16	6.000	-3.000	1.000	0.000	5.976	-3.008	1.000	-0.076	5.976	-3.008	1.000	-0.076	0.008	0.000	0.009
17	6.000	-4.000	1.000	0.000	5.977	-4.008	1.000	-0.082	5.977	-4.008	1.000	-0.082	0.008	0.000	0.009
18	6.000	-5.000	1.000	0.000	5.979	-5.008	1.000	-0.083	5.979	-5.008	1.000	-0.083	0.008	0.000	0.009
19	6.000	-6.000	1.000	0.000	5.980	-6.008	1.000	-0.078	5.980	-6.008	1.000	-0.078	0.008	0.000	0.009
20	6.000	-7.000	1.000	0.000	5.981	-7.008	1.000	-0.069	5.981	-7.008	1.000	-0.069	0.008	0.000	0.009
21	6.000	-8.000	1.000	0.000	5.983	-8.008	1.000	-0.058	5.983	-8.008	1.000	-0.058	0.008	0.000	0.009
22	6.000	-9.000	1.100	0.000	5.984	-9.008	1.100	-0.049	5.984	-9.008	1.100	-0.049	0.008	0.000	0.009
23	6.000	-10.100	0.900	0.000	5.985	-10.108	0.900	-0.043	5.985	-10.108	0.900	-0.043	0.008	0.000	0.009
24	6.000	-11.000	1.300	0.000	5.985	-11.008	1.300	-0.029	5.985	-11.008	1.300	-0.029	0.008	0.000	0.009
25	6.000	-12.300	1.300	0.000	5.986	-12.308	1.300	-0.022	5.986	-12.308	1.300	-0.022	0.008	0.000	0.009
26	6.000	-13.600	1.300	0.000	5.986	-13.608	1.300	-0.022	5.986	-13.608	1.300	-0.022	0.008	0.000	0.009
27	6.000	-14.900	1.300	0.000	5.987	-14.908	1.300	-0.021	5.987	-14.908	1.300	-0.021	0.008	0.000	0.009
28	6.000	-16.200	1.300	0.000	5.987	-16.208	1.300	-0.033	5.987	-16.208	1.300	-0.033	0.008	0.000	0.009
29	6.000	-17.500	1.000	0.000	5.988	-17.508	1.000	-0.055	5.988	-17.508	1.000	-0.055	0.008	0.000	0.009
30	6.000	-18.500	1.000	0.000	5.989	-18.508	1.000	-0.064	5.989	-18.508	1.000	-0.064	0.008	0.000	0.009
31	6.000	-19.500	1.000	0.000	5.990	-19.508	1.000	-0.062	5.990	-19.508	1.000	-0.062	0.008	0.000	0.009
32	6.000	-20.500	1.600	0.000	5.991	-20.508	1.600	-0.055	5.991	-20.508	1.600	-0.055	0.008	0.000	0.009
	6.000	-22.100			5.993	-22.108			5.993	-22.108			0.008	0.000	0.009

表 4-13 楕円鋼矢板壁工法の沈下量（レベル1地震動）

	標高[m]			沈下量[m]			排水沈下
	地震前	地震後		地殻変動	地震の揺れ		
		縮み補正無	縮み補正有		解析結果	縮み補正	
防潮堤天端	6.70	6.69	6.69	0.000	0.009	0.000	0.000
矢板上端	6.40	6.39	6.39	0.000	0.009	0.000	0.000
短尺矢板下端	-10.10	-10.11	-10.11	0.000	0.008	0.000	0.000
長尺矢板下端	-22.10	-22.11	-22.11	0.000	0.008	0.000	0.000

#### 4.4. 偶発状態：設計津波に先行する地震動に対する照査【(9)-(a)(d)】

##### 4.4.1. 解析結果と照査結果

楕形鋼矢板壁の曲率分布図（最大・残留）と残留変形図を図 4-16 に示す。また、残留変形図を図 4-17 に、最大過剰間隙水圧比分布図を図 4-18 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4-19 に示す。表 4-14 に示すとおり、短尺矢板と長尺矢板の曲率は性能規定を満足した。また、短尺矢板部では矢板頭部が海側に向かって変形しており、設計津波や 10 年確率波の作用方向と異なるため、動的解析による地震後の状態に波浪による波力を作用させた照査を実施せず、静的解析による照査のみ実施する。

表 4-14 曲率の照査結果（設計津波に先行する地震動）

		最大曲率[1/m]	性能規定	照査	備考
短尺矢板部	—	0.01155	0.01480	OK	
長尺矢板部	正曲げ	0.07239	0.2～0.3	OK	
	負曲げ	0.00300	0.2～0.3	OK	

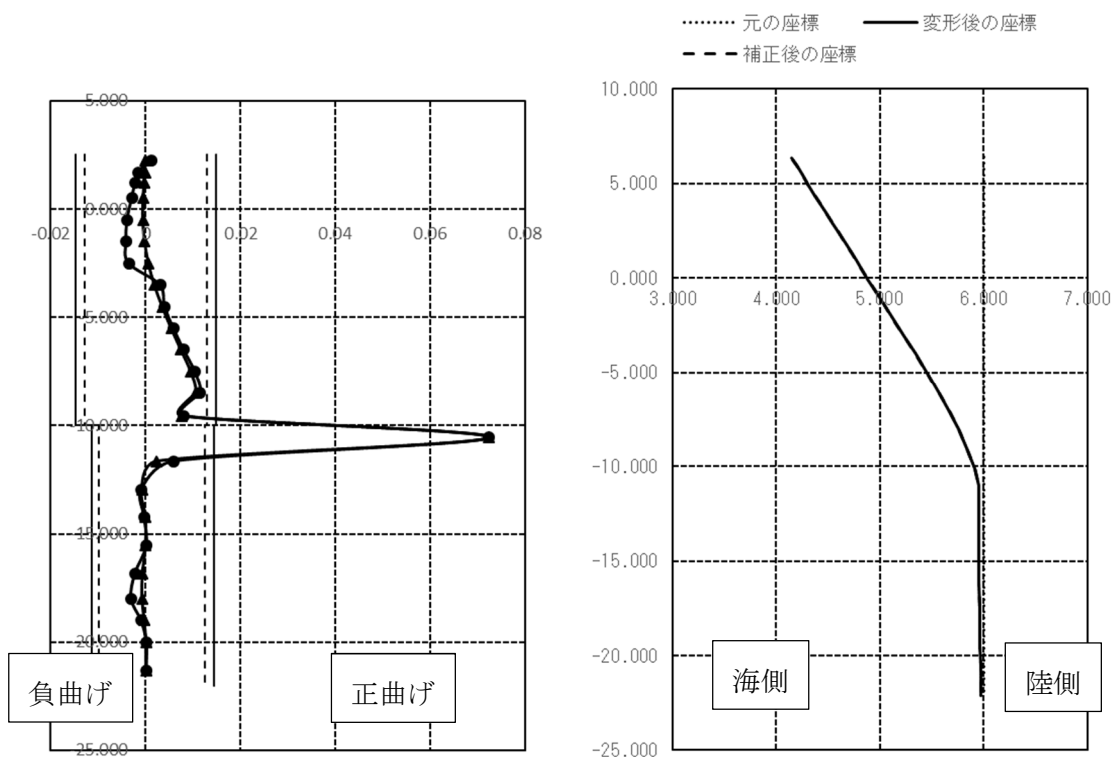


図 4-16 最大曲率分布図（左図）と残留変形図（右図）（設計津波に先行する地震動）

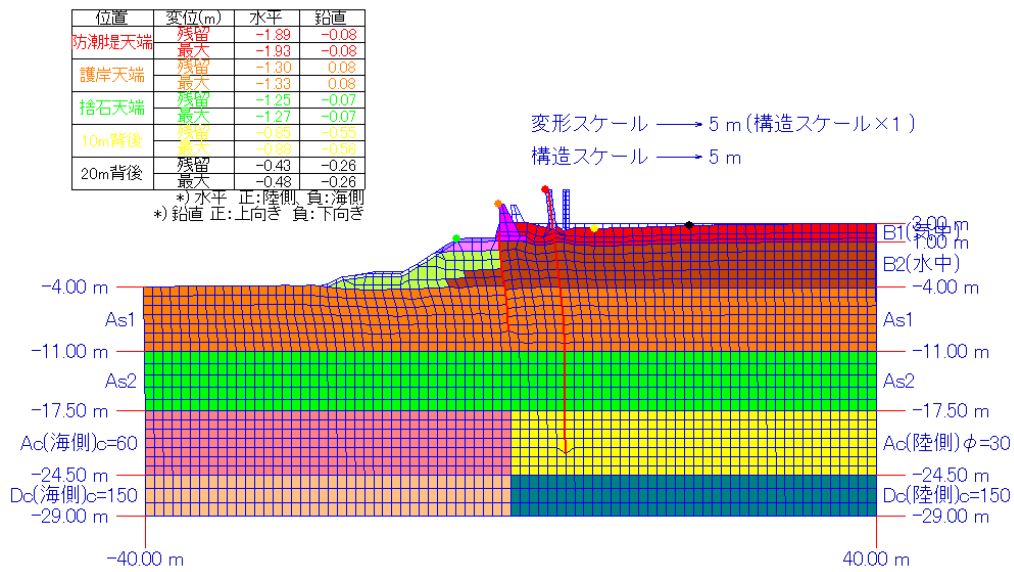


図 4-17 残留変形図 (設計津波に先行する地震動)

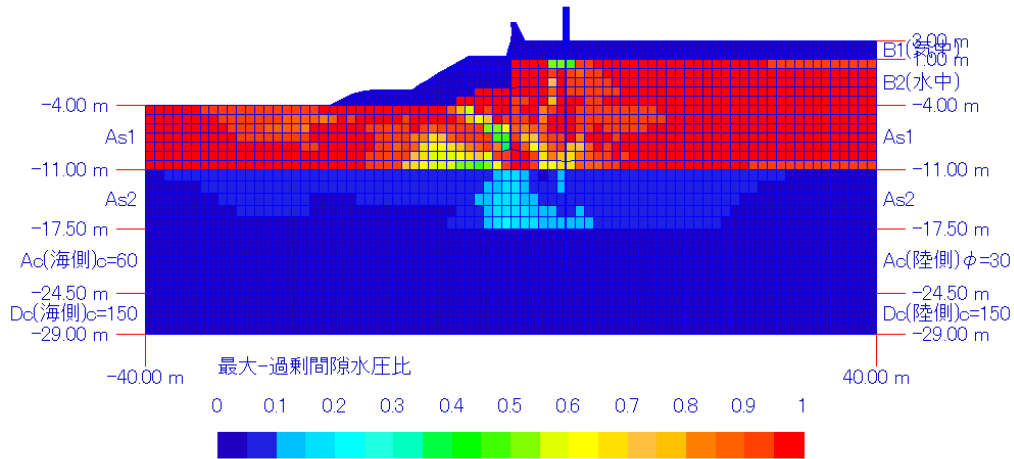


図 4-18 過剰間隙水圧比分布図 (設計津波に先行する地震動)

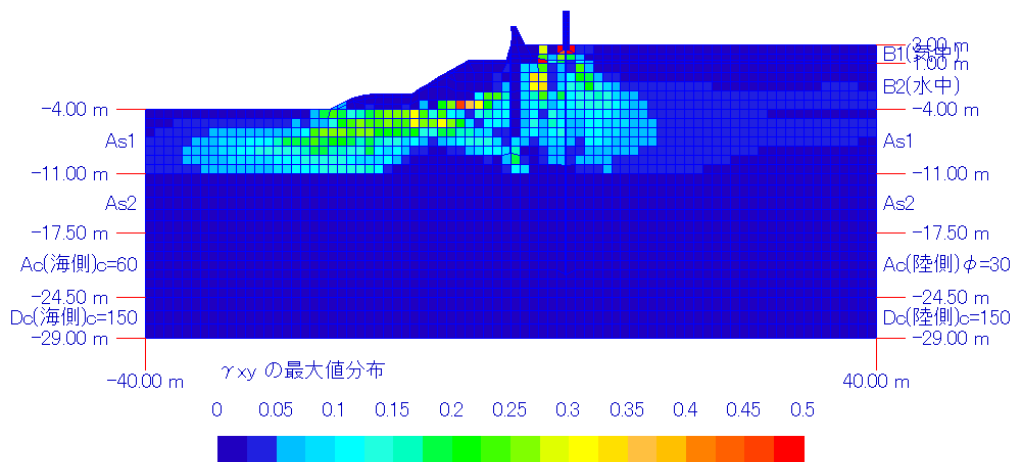


図 4-19 せん断ひずみ分布図 (設計津波に先行する地震動)

土層境界の沈下量を表 4-15 に示す。

表 4-15 土層境界の沈下量（設計津波に先行する地震動，左：海側，右：陸側）

前面	標高[m]		沈下量[m]			背面	標高[m]		沈下量[m]		
	沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散		沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散
B1(気中)	3	2.36	0.05	0.16	0	B1(気中)	3	2.27	0.05	0.0887	0
B2(水中)	1	0.52	0.05	0.35899	0.01547	B2(水中)	1	0.36	0.05	0.36847	0.06882
As1	-4	-4.1	0.05	-0.02089	0.06525	As1	-4	-4.2	0.05	0.08021	0.06331
As2	-11	-11.06	0.05	0.00275	0.00036	As2	-11	-11.06	0.05	0.0037	0.00086
Ac	-17.5	-17.56	0.05	0.00258	0	Ac	-17.5	-17.55	0.05	0.00126	0
Dc	-24.5	-24.55	0.05	0.00357	0	Dc	-24.5	-24.55	0.05	0.00316	0

#### 4.4.2. 付加モーメントの照査

短尺矢板下端の直下の長尺矢板の要素について照査を行う。まず，作用側としては，長尺矢板の残留モーメント  $M_{res}=114.92[\text{kNm/m}]$ ，上部工自重  $W=68.835[\text{kN/m}]$ ，上部工重心位置の (+4.593m) 残留水平変位の差分  $\Delta=1.691-0.0802=1.611[\text{m}]$ となる。次に，抵抗側としては，長尺矢板の抵抗モーメント（正曲げ） $M_{max}=114.9[\text{kNm/m}]$ となる。

最後に，図 4-20 に示す受働土圧分布図より，永続状態の受働土圧  $P[\text{kN/m}]$ ，作用高さ  $h[\text{m}]$ は以下に示すとおり算定できる。ここでは，B1 層のみを対象とする。

$$P=(153.371+193.645) \times 0.53 \div 2=91.959[\text{kN/m}]$$

$$h=(153.371 \times 0.353+193.645 \times 0.177) \div (153.371+193.645)-(-10.00)=10.26[\text{m}]$$

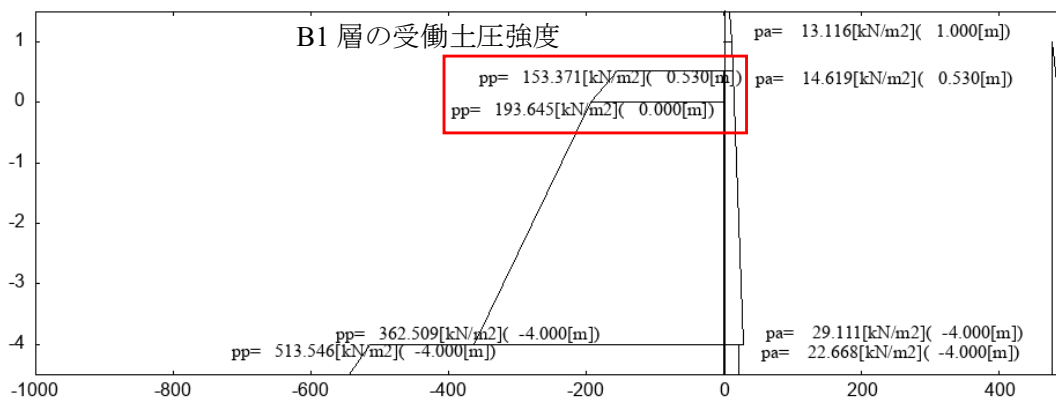


図 4-20 永続状態の受働土圧強度

以上より，付加モーメントに関する作用側および抵抗側のモーメントは以下に示すとおり算定され，安定性を満足することが確認できる。

$$\text{作用側} : W=68.835[\text{kN/m}] \times \Delta=1.611[\text{m}] + M_{res}=114.92 [\text{kNm/m}] = 225.813[\text{kNm/m}]$$

$$\text{抵抗側} : M_{max}=114.9[\text{kNm/m}] + P=91.959 [\text{kN/m}] \times h=10.26[\text{m}] = 1058.399[\text{kNm/m}]$$



#### 4.4.3. 沈下量の補正

表 4-16 に示す算定結果より、表 4-17 に示すとおり上部工天端における地震の揺れによる沈下量 0.082[m]、縮み補正による沈下量 0.096[m]として、天端高さの照査を実施する。なお、長尺矢板下端の下方に液状化層が存在しないため、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は考慮しない。

表 4-16 櫛形鋼矢板壁工法の沈下量の補正（設計津波に先行する地震動）

No.	元の座標				変形後の座標				補正後の座標				沈下量[m]		
	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	地震	縮み補正	合計
1	6.000	6.400	0.400	0.000	4.148	6.355	0.403	-6.560	4.159	6.259	0.400	-6.560	0.045	0.096	0.141
2	6.000	6.000	0.500	0.000	4.194	5.955	0.503	-6.504	4.204	5.861	0.500	-6.504	0.045	0.094	0.139
3	6.000	5.500	0.500	0.000	4.251	5.455	0.503	-6.617	4.261	5.365	0.500	-6.617	0.045	0.090	0.135
4	6.000	5.000	0.500	0.000	4.309	4.955	0.503	-6.504	4.319	4.868	0.500	-6.504	0.045	0.087	0.132
5	6.000	4.500	0.500	0.000	4.366	4.455	0.503	-6.504	4.375	4.371	0.500	-6.504	0.045	0.084	0.129
6	6.000	4.000	0.500	0.000	4.423	3.955	0.503	-6.617	4.432	3.874	0.500	-6.617	0.045	0.081	0.126
7	6.000	3.500	0.500	0.000	4.481	3.455	0.503	-6.504	4.489	3.378	0.500	-6.504	0.045	0.077	0.122
8	6.000	3.000	0.500	0.000	4.538	2.955	0.503	-6.617	4.546	2.881	0.500	-6.617	0.045	0.074	0.119
9	6.000	2.500	0.500	0.000	4.596	2.455	0.503	-6.504	4.604	2.384	0.500	-6.504	0.045	0.071	0.116
10	6.000	2.000	0.600	0.000	4.653	1.955	0.604	-6.560	4.660	1.888	0.600	-6.560	0.045	0.068	0.112
11	6.000	1.400	0.400	0.000	4.722	1.355	0.403	-6.560	4.729	1.291	0.400	-6.560	0.045	0.064	0.109
12	6.000	1.000	1.000	0.000	4.768	0.955	1.007	-6.560	4.775	0.894	1.000	-6.560	0.045	0.061	0.106
13	6.000	0.000	1.000	0.000	4.883	-0.045	1.007	-6.617	4.889	-0.099	1.000	-6.617	0.045	0.054	0.099
14	6.000	-1.000	1.000	0.000	4.999	-1.045	1.007	-6.606	5.004	-1.093	1.000	-6.606	0.045	0.048	0.093
15	6.000	-2.000	1.000	0.000	5.115	-2.045	1.007	-6.606	5.119	-2.086	1.000	-6.606	0.045	0.041	0.086
16	6.000	-3.000	1.000	0.000	5.231	-3.045	1.007	-6.538	5.234	-3.079	1.000	-6.538	0.045	0.035	0.079
17	6.000	-4.000	1.000	0.000	5.345	-4.045	1.006	-6.379	5.348	-4.073	1.000	-6.379	0.045	0.028	0.073
18	6.000	-5.000	1.000	0.000	5.457	-5.045	1.006	-6.124	5.459	-5.067	1.000	-6.124	0.045	0.022	0.067
19	6.000	-6.000	1.000	0.000	5.564	-6.045	1.005	-5.762	5.566	-6.061	1.000	-5.762	0.045	0.016	0.061
20	6.000	-7.000	1.000	0.000	5.665	-7.045	1.004	-5.285	5.666	-7.056	1.000	-5.285	0.045	0.011	0.056
21	6.000	-8.000	1.000	0.000	5.758	-8.045	1.003	-4.705	5.758	-8.052	1.000	-4.705	0.045	0.007	0.052
22	6.000	-9.000	1.100	0.000	5.840	-9.045	1.103	-4.149	5.840	-9.048	1.100	-4.149	0.045	0.003	0.048
23	6.000	-10.100	0.900	0.000	5.920	-10.145	0.901	-2.015	5.920	-10.145	0.900	-2.015	0.045	0.001	0.045
24	6.000	-11.000	1.300	0.000	5.951	-11.045	1.300	-0.097	5.951	-11.045	1.300	-0.097	0.045	0.000	0.045
25	6.000	-12.300	1.300	0.000	5.954	-12.345	1.300	-0.055	5.954	-12.345	1.300	-0.055	0.045	0.000	0.045
26	6.000	-13.600	1.300	0.000	5.955	-13.645	1.300	-0.082	5.955	-13.645	1.300	-0.082	0.045	0.000	0.045
27	6.000	-14.900	1.300	0.000	5.957	-14.945	1.300	-0.077	5.957	-14.945	1.300	-0.077	0.045	0.000	0.045
28	6.000	-16.200	1.300	0.000	5.959	-16.245	1.300	-0.101	5.959	-16.245	1.300	-0.101	0.045	0.000	0.045
29	6.000	-17.500	1.000	0.000	5.961	-17.545	1.000	-0.147	5.961	-17.545	1.000	-0.147	0.045	0.000	0.045
30	6.000	-18.500	1.000	0.000	5.963	-18.545	1.000	-0.175	5.963	-18.545	1.000	-0.175	0.045	0.000	0.045
31	6.000	-19.500	1.000	0.000	5.966	-19.545	1.000	-0.179	5.966	-19.545	1.000	-0.179	0.045	0.000	0.045
32	6.000	-20.500	1.600	0.000	5.970	-20.545	1.600	-0.170	5.970	-20.545	1.600	-0.170	0.045	0.000	0.045
	6.000	-22.100			5.974	-22.145			5.974	-22.145			0.045	0.000	0.045

表 4-17 櫛形鋼矢板壁工法の沈下量（設計津波に先行する地震動）

	標高[m]			沈下量[m]			排水沈下
	地震前	地震後		地殻変動	地震の揺れ		
		縮み補正無	縮み補正有		解析結果	縮み補正	
防潮堤天端	6.70	6.57	6.47	0.050	0.082	0.096	0.000
矢板上端	6.40	6.31	6.21	0.050	0.045	0.096	0.000
短尺矢板下端	-10.10	-10.19	-10.20	0.050	0.045	0.001	0.000
長尺矢板下端	-22.10	-22.19	-22.19	0.050	0.045	0.000	0.000

#### 4.5. 偶発状態：設計津波を超える規模の津波に先行する地震動に対する照査【(10)-(a)(d)】

##### 4.5.1. 解析結果と照査結果

楕形鋼矢板壁の曲率分布図（最大・残留）と残留変形図を図 4-21 に示す。また、残留変形図を図 4-22 に、最大過剰間隙水圧比分布図を図 4-23 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4-24 に示す。表 4-18 に示すとおり、短尺矢板と長尺矢板の曲率は性能規定を満足した。また、短尺矢板部では矢板頭部が海側に向かって変形しており、設計津波を超える規模の津波や 10 年確率波の作用方向と異なるため、動的解析による地震後の状態に波浪による波力を作用させた照査を実施せず、静的解析による照査のみ実施する。

表 4-18 曲率の照査結果（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

		最大曲率[1/m]	性能規定	照査	備考
短尺矢板部	—	0.00645	0.01480	OK	
長尺矢板部	正曲げ	0.16588	0.2～0.3	OK	
	負曲げ	0.00431	0.2～0.3	OK	

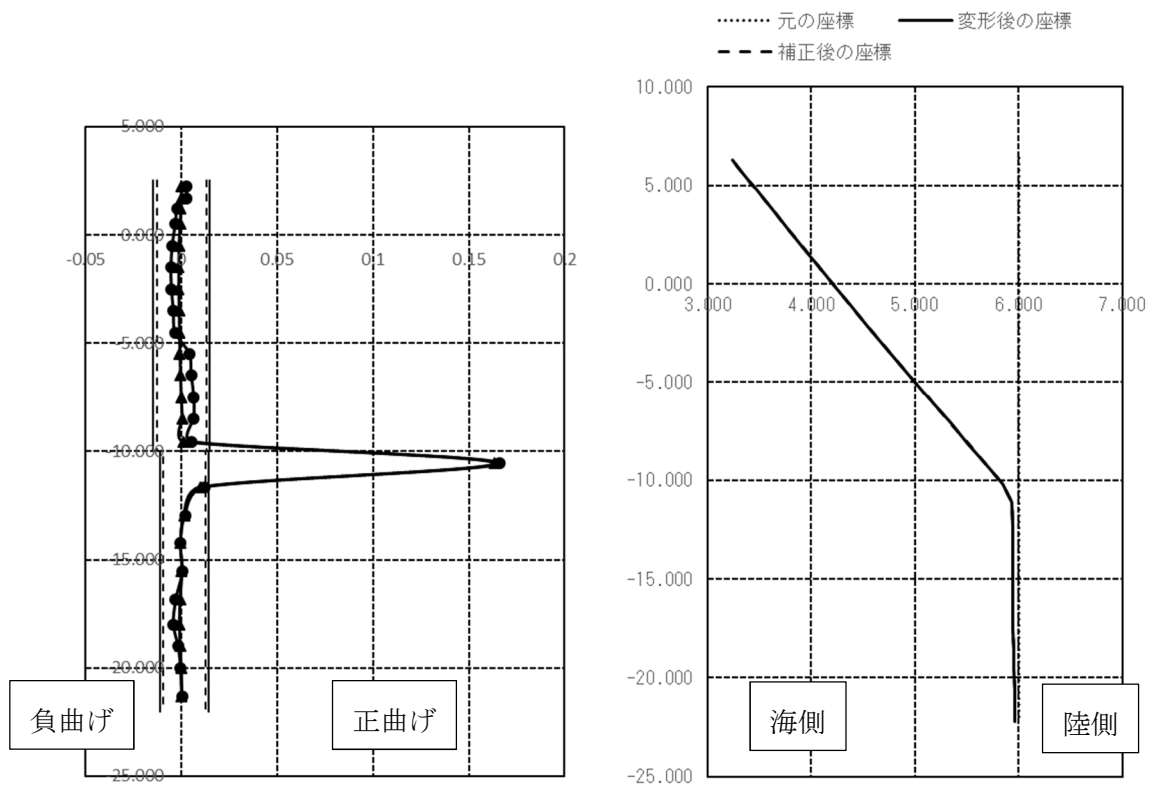


図 4-21 曲率分布図（左図）と残留変形図（右図）  
（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

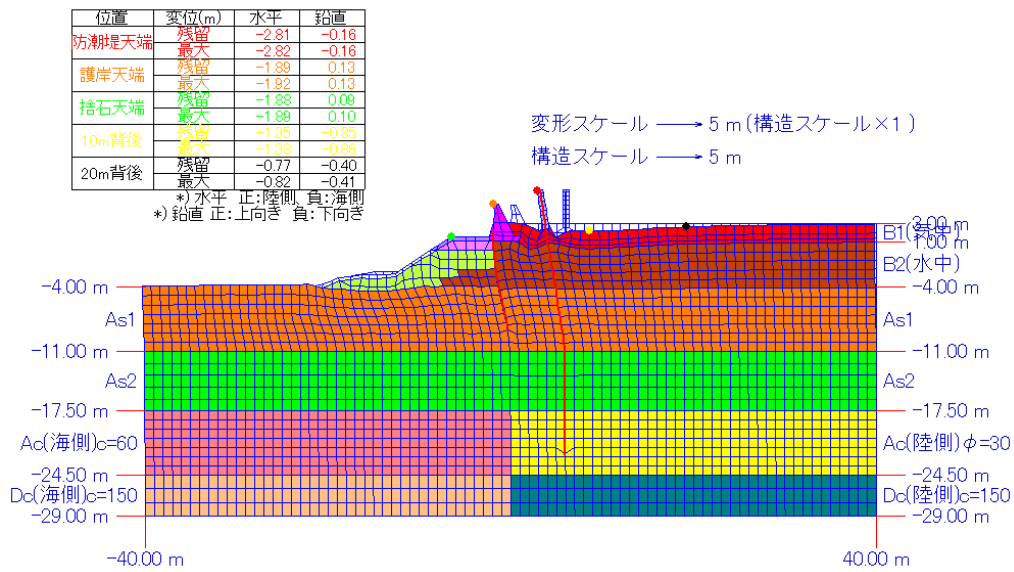


図 4-22 残留変形図（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

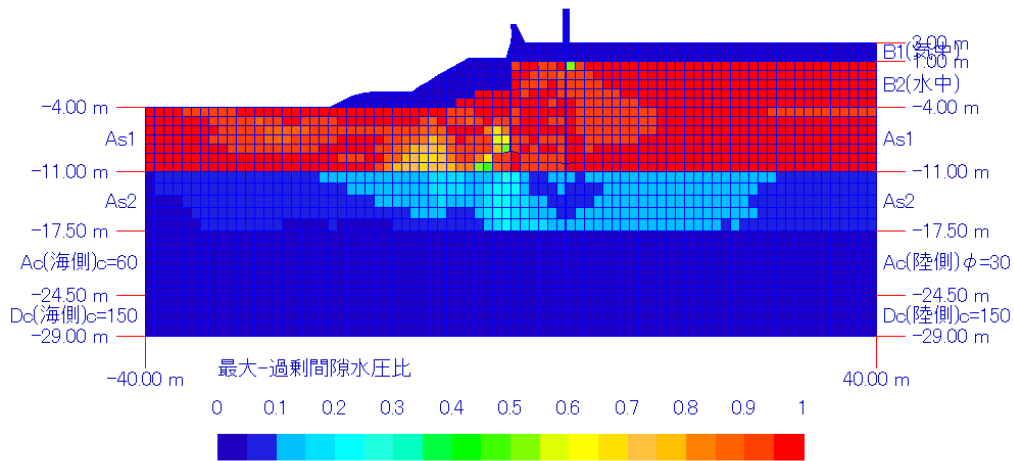


図 4-23 過剰間隙水圧比分布図（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

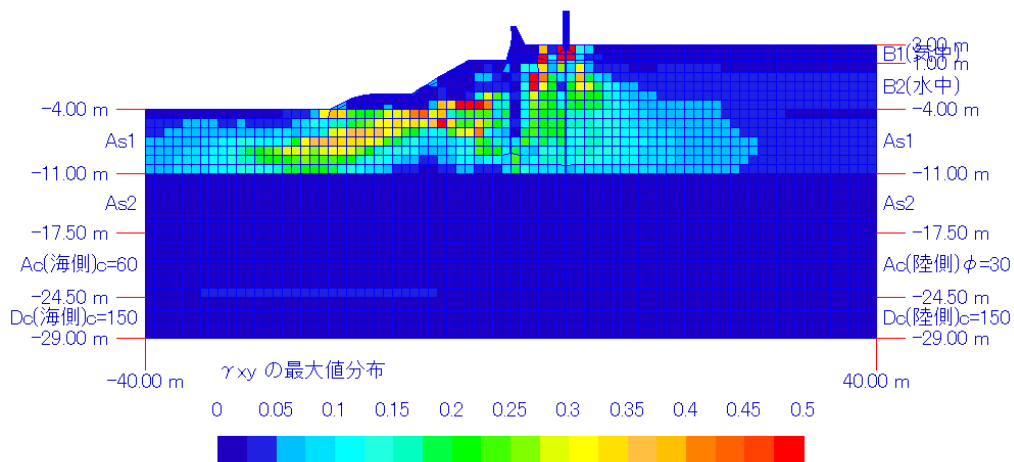


図 4-24 せん断ひずみ分布図（設計津波を超える規模の津波に先行する地震動）

土層境界の沈下量を表 4-19 に示す。

表 4-19 土層境界の沈下量

(設計津波を超える規模の津波に先行する地震動, 左: 海側, 右: 陸側)

前面	標高[m]		沈下量[m]		
	沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散
B1(気中)	3	1.86	0.1	0.2158	0
B2(水中)	1	0.07	0.1	0.65879	0.0691
As1	-4	-4.2	0.1	0.01451	0.07007
As2	-11	-11.12	0.1	0.00519	0.00089
Ac	-17.5	-17.61	0.1	0.00539	0
Dc	-24.5	-24.6	0.1	0.00492	0

背面	標高[m]		沈下量[m]		
	沈下前	沈下後	地殻変動	地震の揺れ	水圧の消散
B1(気中)	3	1.93	0.1	0.0867	0
B2(水中)	1	0.02	0.1	0.5655	0.046
As1	-4	-4.37	0.1	0.18709	0.06629
As2	-11	-11.12	0.1	0.00672	0.00059
Ac	-17.5	-17.61	0.1	0.00382	0
Dc	-24.5	-24.6	0.1	0.00467	0

#### 4.5.2. 付加モーメントの照査

短尺矢板下端の直下の長尺矢板の要素について照査を行う。まず、作用側としては、長尺矢板の残留モーメント  $M_{res}=95.866$ [kNm/m]、上部工自重  $W=68.835$ [kN/m]、上部工重心位置の (+4.593m) 残留水平変位の差分  $\Delta=2.546-0.1494=2.397$ [m]となる。次に、抵抗側としては、長尺矢板の抵抗モーメント (正曲げ)  $M_{max}=114.9$ [kNm/m] となる。

最後に、図 4-25 に示す受働土圧分布図より、永続状態の受働土圧  $P$ [kN/m]、作用高さ  $h$ [m]は以下に示すとおり算定できる。ここでは、B1 層のみを対象とする。

$$P=(153.371+193.645) \times 0.53 \div 2=91.959$$
[kN/m]

$$h=(153.371 \times 0.353+193.645 \times 0.177) \div (153.371+193.645)-(-10.00)=10.26$$
[m]

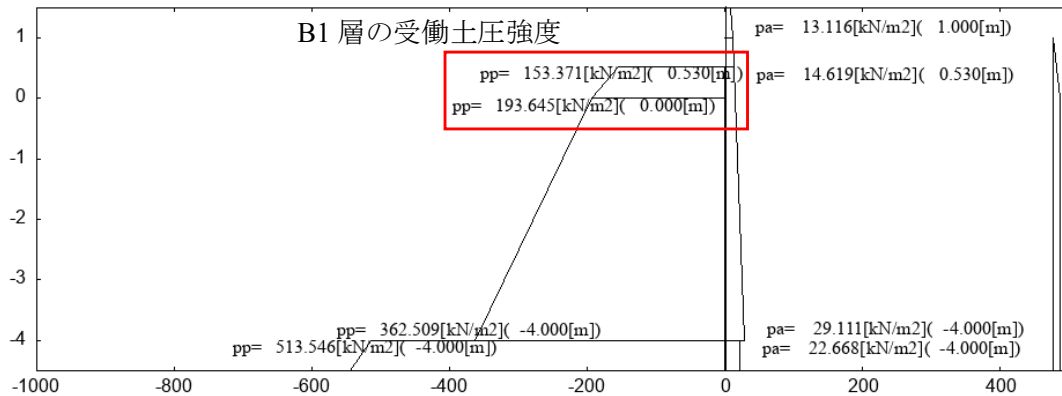


図 4-25 永続状態の受働土圧強度

以上より、付加モーメントに関する作用側および抵抗側のモーメントは以下に示すとおり算定され、安定性を満足することが確認できる。

$$\text{作用側: } W=68.835$$
[kN/m]  $\times \Delta=2.397$ [m] +  $M_{res}=95.866$  [kNm/m] = 260.863[kNm/m]

$$\text{抵抗側: } M_{max}=114.9$$
[kNm/m] +  $P=91.959$  [kN/m]  $\times h=10.26$ [m] = 1058.399[kNm/m]

#### 4.5.3. 沈下量の補正

表 4-20 に示す算定結果より、表 4-21 に示すとおり上部工天端における地震の揺れによる沈下量 0.162[m]、縮み補正による沈下量 0.207[m]として、天端高さの照査を実施する。なお、長尺矢板下端の下方に液状化層が存在しないため、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は考慮しない。

表 4-20 楕形鋼矢板壁工法の沈下量の補正  
(設計津波を超える規模の津波に先行する地震動)

No.	元の座標				変形後の座標				補正後の座標				沈下量[m]		
	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	x[m]	y[m]	長さ	角度[°]	地震	縮み補正	合計
1	6.000	6.400	0.400	0.000	3.239	6.288	0.405	-8.671	3.271	6.081	0.400	-8.671	0.112	0.207	0.319
2	6.000	6.000	0.500	0.000	3.300	5.888	0.506	-8.755	3.332	5.686	0.500	-8.755	0.112	0.202	0.314
3	6.000	5.500	0.500	0.000	3.377	5.388	0.506	-8.755	3.408	5.192	0.500	-8.755	0.112	0.196	0.308
4	6.000	5.000	0.500	0.000	3.454	4.888	0.506	-8.755	3.484	4.698	0.500	-8.755	0.112	0.190	0.302
5	6.000	4.500	0.500	0.000	3.531	4.388	0.506	-8.755	3.560	4.203	0.500	-8.755	0.112	0.185	0.297
6	6.000	4.000	0.500	0.000	3.608	3.888	0.506	-8.755	3.636	3.709	0.500	-8.755	0.112	0.179	0.291
7	6.000	3.500	0.500	0.000	3.685	3.388	0.506	-8.755	3.712	3.215	0.500	-8.755	0.112	0.173	0.285
8	6.000	3.000	0.500	0.000	3.762	2.888	0.506	-8.755	3.788	2.721	0.500	-8.755	0.112	0.167	0.279
9	6.000	2.500	0.500	0.000	3.839	2.388	0.506	-8.867	3.865	2.227	0.500	-8.867	0.112	0.161	0.273
10	6.000	2.000	0.600	0.000	3.917	1.888	0.607	-8.717	3.942	1.733	0.600	-8.717	0.112	0.155	0.267
11	6.000	1.400	0.400	0.000	4.009	1.288	0.405	-8.811	4.033	1.140	0.400	-8.811	0.112	0.148	0.260
12	6.000	1.000	1.000	0.000	4.071	0.888	1.012	-8.811	4.094	0.744	1.000	-8.811	0.112	0.144	0.256
13	6.000	0.000	1.000	0.000	4.226	-0.112	1.012	-8.867	4.247	-0.244	1.000	-8.867	0.112	0.132	0.244
14	6.000	-1.000	1.000	0.000	4.382	-1.112	1.012	-8.923	4.401	-1.232	1.000	-8.923	0.112	0.120	0.232
15	6.000	-2.000	1.000	0.000	4.539	-2.112	1.013	-9.034	4.556	-2.220	1.000	-9.034	0.112	0.108	0.220
16	6.000	-3.000	1.000	0.000	4.698	-3.112	1.013	-9.090	4.713	-3.207	1.000	-9.090	0.112	0.095	0.207
17	6.000	-4.000	1.000	0.000	4.858	-4.112	1.013	-9.168	4.871	-4.195	1.000	-9.168	0.112	0.083	0.195
18	6.000	-5.000	1.000	0.000	5.019	-5.112	1.013	-9.219	5.031	-5.182	1.000	-9.219	0.112	0.070	0.182
19	6.000	-6.000	1.000	0.000	5.182	-6.112	1.013	-9.258	5.191	-6.169	1.000	-9.258	0.112	0.057	0.169
20	6.000	-7.000	1.000	0.000	5.345	-7.112	1.013	-9.286	5.352	-7.156	1.000	-9.286	0.112	0.044	0.156
21	6.000	-8.000	1.000	0.000	5.508	-8.112	1.013	-9.286	5.513	-8.143	1.000	-9.286	0.112	0.031	0.143
22	6.000	-9.000	1.100	0.000	5.672	-9.112	1.114	-9.238	5.674	-9.130	1.100	-9.238	0.112	0.018	0.130
23	6.000	-10.100	0.900	0.000	5.851	-10.212	0.904	-5.066	5.851	-10.216	0.900	-5.066	0.112	0.004	0.116
24	6.000	-11.000	1.300	0.000	5.930	-11.112	1.300	-0.465	5.930	-11.112	1.300	-0.465	0.112	0.000	0.112
25	6.000	-12.300	1.300	0.000	5.941	-12.412	1.300	-0.070	5.941	-12.412	1.300	-0.070	0.112	0.000	0.112
26	6.000	-13.600	1.300	0.000	5.943	-13.712	1.300	-0.065	5.943	-13.712	1.300	-0.065	0.112	0.000	0.112
27	6.000	-14.900	1.300	0.000	5.944	-15.012	1.300	-0.078	5.944	-15.012	1.300	-0.078	0.112	0.000	0.112
28	6.000	-16.200	1.300	0.000	5.946	-16.312	1.300	-0.109	5.946	-16.312	1.300	-0.109	0.112	0.000	0.112
29	6.000	-17.500	1.000	0.000	5.948	-17.612	1.000	-0.179	5.948	-17.612	1.000	-0.179	0.112	0.000	0.112
30	6.000	-18.500	1.000	0.000	5.951	-18.612	1.000	-0.236	5.951	-18.612	1.000	-0.236	0.112	0.000	0.112
31	6.000	-19.500	1.000	0.000	5.955	-19.612	1.000	-0.266	5.955	-19.612	1.000	-0.266	0.112	0.000	0.112
32	6.000	-20.500	1.600	0.000	5.960	-20.612	1.600	-0.277	5.960	-20.612	1.600	-0.277	0.112	0.000	0.112
	6.000	-22.100			5.968	-22.212			5.968	-22.212			0.112	0.000	0.112

表 4-21 楕形鋼矢板壁工法の沈下量 (設計津波を超える規模の津波に先行する地震動)

	標高[m]			沈下量[m]			
	地震前	地震後		地殻変動	地震の揺れ		排水沈下
		縮み補正無	縮み補正有		解析結果	縮み補正	
防潮堤天端	6.70	6.44	6.23	0.100	0.162	0.207	0.000
矢板上端	6.40	6.19	5.98	0.100	0.112	0.207	0.000
短尺矢板下端	-10.10	-10.31	-10.32	0.100	0.112	0.004	0.000
長尺矢板下端	-22.10	-22.31	-22.31	0.100	0.112	0.000	0.000

## 5. 照査結果取りまとめ

照査結果の取りまとめを表 5-1 と表 5-2 に示す。また、標準断面図を図 5-1 に再掲する。  
この施設は、(7)偶発状態：設計津波等に対して短尺矢板の諸元と根入れ長、天端高が、  
(1')永続状態：自重・土圧等（偶発作用後）に対して長尺矢板の根入れ長が設定されている。

表 5-1 楕形鋼矢板壁工法に対する照査結果（その 1：永続，変動状態）

	状態	作用	対象	性能規定
1	永続	自重・土圧等	短尺	(a) $1.67 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.089 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -3.397\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$ (c) クリープ比 $\geq 6.0 \rightarrow 21.2 \geq 6.0 \cdots \text{OK}$
			地盤	(f) $1.30S/R \leq 1.0 \rightarrow 0.507 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$
1'		自重・土圧等 (偶発作用後)	長尺	(e) <b>自重/周面抵抗力 <math>\leq 1.0 \rightarrow 0.913 \leq 1.0 \cdots \text{OK}</math></b> (e) 自重/座屈抵抗力 $\leq 1.0 \rightarrow 0.159 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$
2		レベル 1 地震動等	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.327 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -5.038\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$ (a) $\phi_{\max} \leq \phi_y \rightarrow 0.00048 \leq 0.01287 \cdots \text{OK}$
			長尺	(d) $\phi_{\max} \leq \phi_y \rightarrow 0.00135 \leq 0.00978 \cdots \text{OK}$
3		H.H.W.L.+50 年確率 波浪等	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.447 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -2.384\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$ (c) クリープ比 $\geq 6.0 \rightarrow 15.8 \geq 6.0 \cdots \text{OK}$
			天端高	(g) 天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ $\rightarrow +6.70[\text{m}] \geq +4.82[\text{m}] \cdots \text{OK}$
4	変動	H.H.W.L.+50 年確率 波浪等 (レベル 1 地震後)	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.455 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -2.427\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$
			天端高	(g) 天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ $\rightarrow +6.69[\text{m}] \geq +4.82[\text{m}] \cdots \text{OK}$
5		H.W.L.+10 年確率波 浪等 (設計津波に先行す る地震後)	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.091 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -1.859\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$
			天端高	(g) 天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ $\rightarrow +6.47[\text{m}] \geq +2.76[\text{m}] \cdots \text{OK}$
6		H.W.L.+10 年確率波 浪等 (レベル 2 地震後)	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.185 \leq 1.0 \cdots \text{OK}$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51\text{m} \rightarrow -2.426\text{m} \geq -10.10\text{m} \cdots \text{OK}$
			天端高	(g) 天端高 $\geq$ 許容越波流量を満足する高さ $\rightarrow +6.23[\text{m}] \geq +2.76[\text{m}] \cdots \text{OK}$

表 5-2 櫛形鋼矢板壁工法に対する照査結果（その 2：偶発状態）

状態	作用	対象	性能規定
7	設計津波等 (設計津波に先行する地震後)	短尺	(a) $1.12 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.716 \leq 1.0 \cdots OK$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51m \rightarrow -3.472m \geq -10.10m \cdots OK$ (c) クリープ比 $\geq 6.0 \rightarrow 6.06 \geq 6.00 \cdots OK$
		天端高	(g) 天端高 $\geq$ 津波高さ $\rightarrow +6.47m \geq +6.40m \cdots OK$
8	設計津波を超える規模の津波等 (設計津波を超える規模の津波に先行する地震後)	短尺	(a) $1.00 \sigma / \sigma_y \leq 1.0 \rightarrow 0.573 \leq 1.0 \cdots OK$ (b) 根入れ長 $\geq 1.51m \rightarrow -3.773 \geq -10.10m \cdots OK$
		(天端高)	—
9	設計津波に先行する地震動等	短尺	(a) $\phi_{max} \leq \phi_p \rightarrow 0.01155 \leq 0.01480 \cdots OK$
		長尺	(d) $\phi_{max} \leq 0.2 \rightarrow 0.07239 \leq 0.2 \cdots OK$
10	レベル 2 地震動等※	短尺	(a) $\phi_{max} \leq \phi_p \rightarrow 0.00645 \leq 0.01480 \cdots OK$
		長尺	(d) $\phi_{max} \leq 0.2 \rightarrow 0.16588 \leq 0.2 \cdots OK$

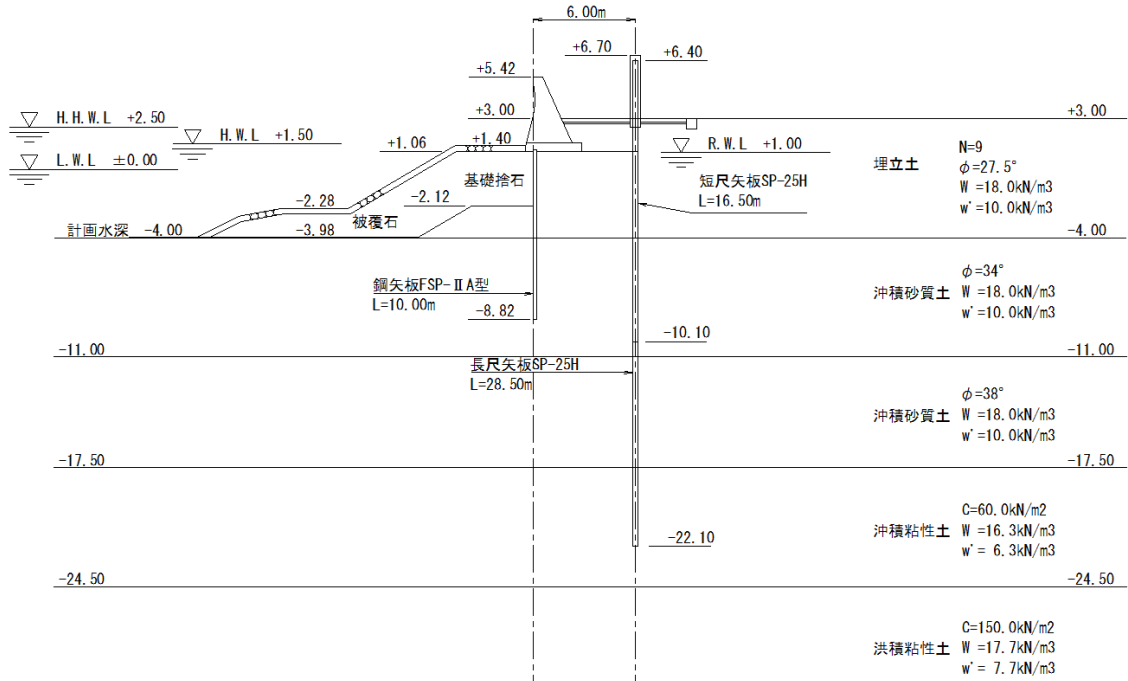


図 5-1 標準断面図（再掲）