第４章　防波堤腹付マウンド被覆ブロックによる津波対策

4.1 概要

防波堤の耐津波性能の検討にあたっては、「**参考図書 p.102 第 2 編 第 5 章 5.1 津波の基本 5.1.1 想定津波の設定**」に示されるように、基本的に二つのレベルの津波を想定する。一つは、発生頻度が概ね数百年から千年に 1 回程度で極めて低いものの、発生すれば甚大な被害をもたらす最大クラスの津波である（最大クラスの津波）。これは超長期にわたる津波堆積物調査や地殻変動の観測等を基にして設定される。一方は、概ね数十年から百数十年に一度程度の頻度で発生し、最大クラスの津波に比べて発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である（発生頻度の高い津波）。これは長期間の観測値（既往の最大津波高、最高潮位等）や浸水記録等の実測値または数値解析により設定される。

通常、漁港・漁場の性能照査に用いる「設計津波」は「発生頻度の高い津波」とする。本章では、発生頻度の高い津波を超える津波に対しても、可能な限り、被害を受けたとしても全壊しにくく、全壊に至る時間を少しでも長く延ばし早期復旧が可能となる構造上の工夫（「粘り強い構造」）の検討を示す。

4.2　設計計算の手順

耐津波性能の強化を行う防波堤については、「**参考図書 p.376 第 5 編 第 2 章 2.1.5 防波堤の性能照査 (2)安全性に関する性能照査 ③耐津波性能の照査**」に示されるように構造形式・断面を決定することが原則とされている。このとき、耐津波性能の照査は図-4.1（「**参考図書 p.376 図-5-2-8**」）に示される方法により行うことができると考えられる。

発生頻度の高い津波に対しては、波力および流体力に対する堤体の安定性（滑動、転倒および基礎の支持力）や捨石・根固ブロック等の安定性が確保されることが前提である。

さらに、本章で取り扱う発生頻度の高い津波を超える津波に対しても、施設の機能を維持し続けることで減災効果を期待する観点から、粘り強い構造（堤体の滑動・転倒の抑制および基礎部分の洗掘防止等の対策）について検討し、必要に応じて対策を講じることとされている（図-4.1 太枠内）。

なお、粘り強い構造の検討にあたっては、漁港の施設の利用状況、工事施工上の制約、費用対効果等を総合的に勘案し、効果が高いものを採用するとされている。

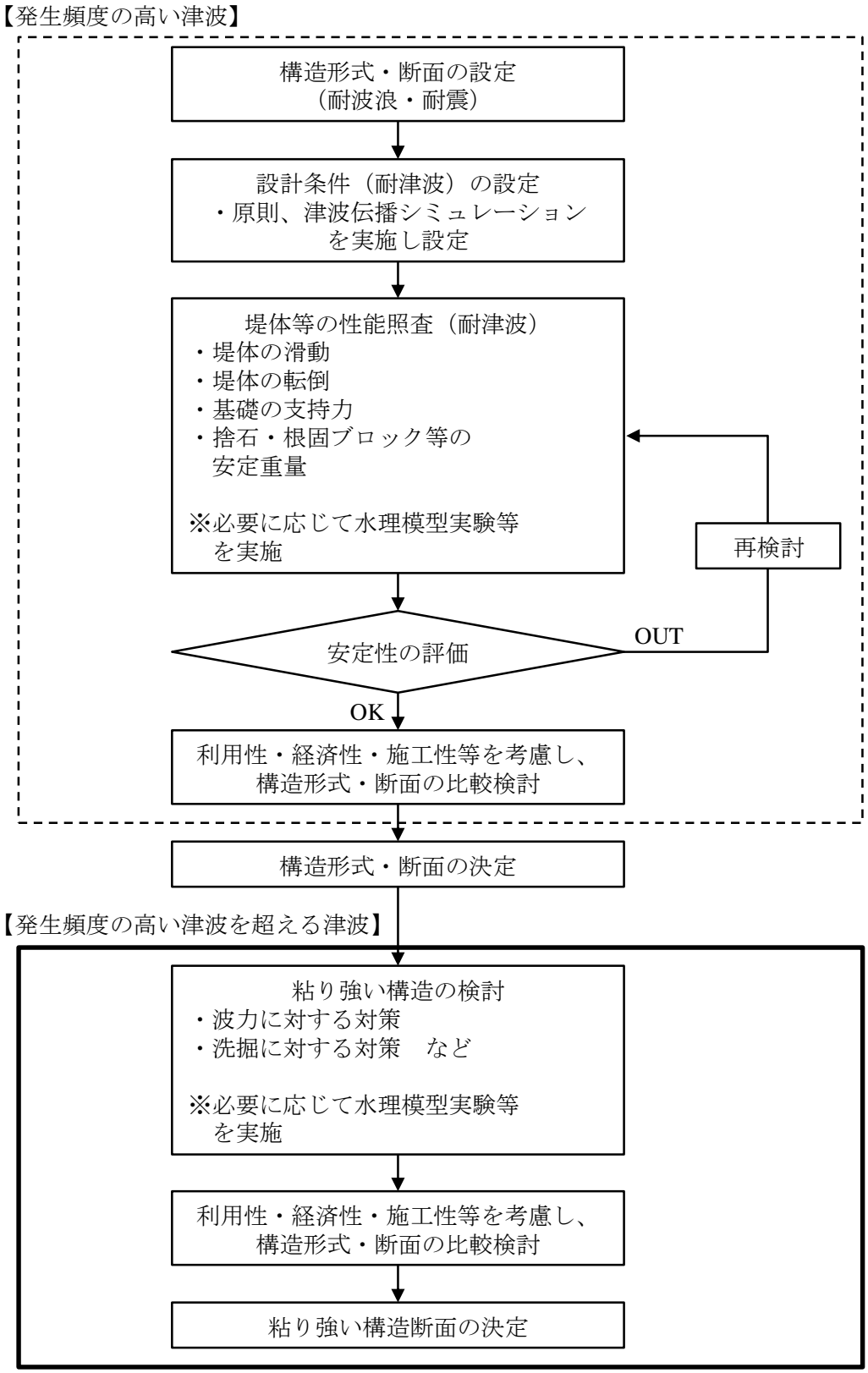


図-4.1　津波に対する防波堤の性能照査フロー（「**参考図書 p.376 図-5-2-8**」）

4.3　粘り強い構造

「**考え方 p.84 ＜参考資料 6＞津波による被災要因と対策手法の例**」に記されるように、津波に対する防波堤の粘り強い構造としては、現時点で**図-4.2** に示すようなものが考えられる。

粘り強い構造については、画一的なものではなく、津波の特性、防波堤の諸元等に応じて設定されるべきものであることから、設計者が創意工夫をこらし、現場状況に応じた対策を検討することが重要である。また、その効果については、水理模型実験および数値シミュレーションを活用し検証することが望ましい。

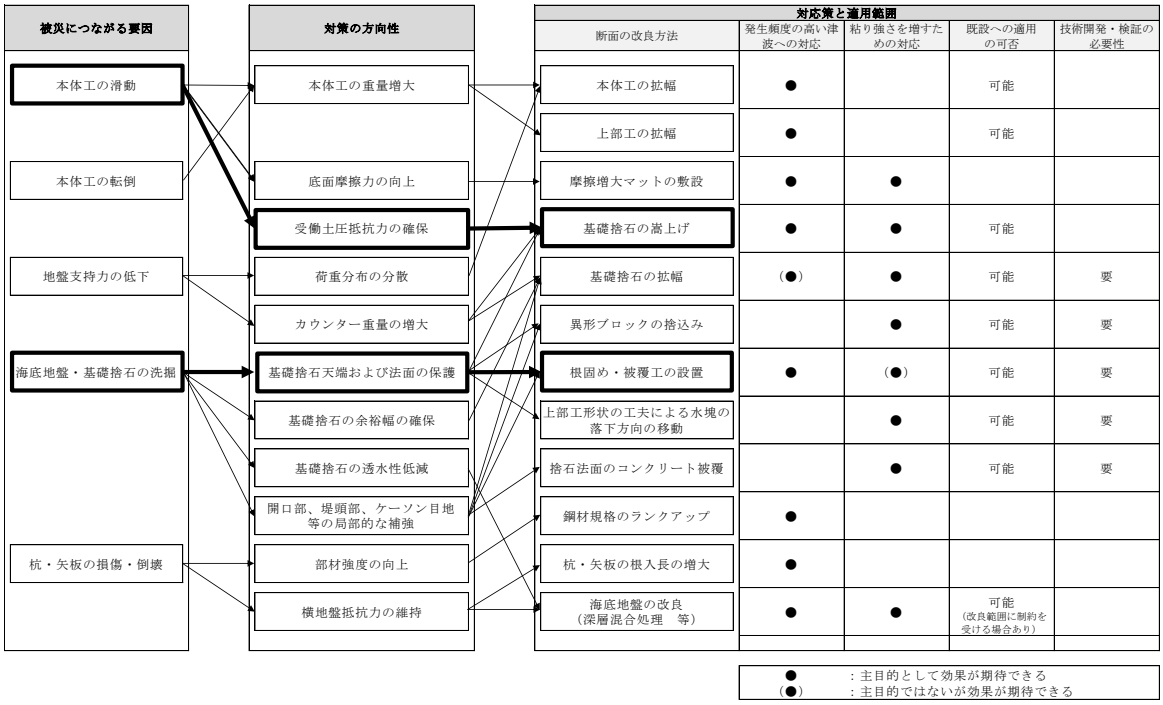


図-4.2　津波による被災要因と対策とその適応範囲（防波堤）

本章での粘り強い構造は、**図-4.2** の太枠内で示すように、本体工の滑動に対する港内側基礎捨石の嵩上げ（腹付マウンド）および海底地盤・基礎捨石の洗掘に対する根固・被覆工の設置を対象としている。

4.4　防波堤の粘り強い構造の検討方法

粘り強い構造においては、「**考え方 p.72　カ）　防波堤の粘り強い構造の検討方法**」に示されるように、東日本大震災による被災事例を踏まえ、発生頻度の高い津波に対して決定された防波堤の断面を基にして、発生頻度の高い津波を超える津波に対する構造上の弱点を検討する。

検討にあたっては、津波の規模に応じた防波堤の破壊形態を検討し、構造上の弱点を抽出する。その際、下記の①～④の被災形態（東日本大震災における津波による被災形態）を総合的に勘案し検討されるべきである。

津波の規模としては、発生頻度の高い津波を踏まえ想定することとする。なお、発生頻度の高い津波に対して弱点を有しないことが想定される場合には、①については、東日本太平洋沖地震

による巨大津波が来襲した地域の漁港防波堤について津波外力に対する安定性(滑動または転倒)に関する安全率と被災有無の検証結果から、安定性（滑動または転倒）に関する安全率が概ね 1.2 以上で被災している事例が少なくなることが明らかになっているので、これを踏まえ津波の規模を想定し、弱点を検討することができる。

① 直接的な津波力（内外水位、段波等を含む。）により、施設の安定性が損なわれた被災
② 越流により、防波堤の背面の基礎マウンド、海底地盤が洗堀され、施設の安定性が損なわれた被災
③ 開口部、堤頭部、ケーソン目地からの強い流れにより、基礎マウンド等が洗堀され、施設の安定性が損なわれた被災
④ 防波堤の前面と背面の水位差の発生に伴い生じる基礎マウンドや海底地盤内の浸透流により基礎の支持力が低下し、施設の安定性が損なわれた被災

ここで、漁港の防波堤は、比較的、水深が浅いところに位置し、設計波も小さい傾向にあるといった特徴を考慮すると、特に①および②については粘り強い構造の発現に向け、モデル的に対応し、知見を得ていくことが重要であるため、当面の間、漁港の防波堤の粘り強い構造については、主に①および②に対応する対応策を先行して実施してもよいものとされている。

以上のことより、本章において、防波堤の粘り強い構造の検討は、以下のようなケースを対象に実施する。ここでは、設計津波の波力に対して防波堤の安定性が確保されている場合にあっても越流があれば弱点②を有するため、粘り強い化を検討するとしている。

a） 発生頻度の高い津波が防波堤を越流する場合（弱点：上記①、②）
b） 発生頻度の高い津波が防波堤を越流しない場合で、堤体の安定性の検討において、堤体断面が波浪ではなく発生頻度の高い津波の波力により定まる場合（弱点：上記①）

防波堤の粘り強い化の目安をまとめると、**表-4.1** のようになる。

表-4.1 防波堤の粘り強い化の目安

設計津波の条件		津波に対する防波堤の構造上の弱点	堤体の拡幅	粘り強い化	設計計算例との対応
防波堤を越流する	設計津波の波力に対し防波堤の安定性が充分確保されない	①、②	必要	必要	4.8.1(1) 4.8.2
	設計津波の波力に対し防波堤の安定性が充分確保されている	(①)、②	不要	必要	4.8.1(2)
防波堤を越流しない	設計津波の波力に対し防波堤の安定性が充分確保されない	①	必要	必要	4.8.3
	設計津波の波力に対し防波堤の安定性が充分確保されている		不要	現地条件により必要性を判断	

4.5　腹付マウンドの構造諸元の設定

4.5.1　嵩上げ厚さ

腹付マウンドの嵩上げ厚さについては、堤体高の 1/3 程度とすることで、防波堤の堤体およびマウンドの変形に対する粘り強さが向上することが「**考え方 p.73　カ）　防波堤の粘り強い構造の検討方法**」に示されている。ただし、粘り強い構造とするための堤体高の 1/3 程度の嵩上げについては、構造上余盛とみなし、通常の安定計算（発生頻度の高い津波に対する安定計算）では考慮しない。なお、嵩上げ厚さについては画一的なものではなく、堤体高の 1/3 は 1 つの目安である。嵩上げの効果および津波条件、構造条件、設計条件等の地域別条件を総合的に考慮して決定すれば良いと考えられる。

4.5.2　腹付マウンドの天端幅

腹付マウンドの天端幅（捨石の肩幅）については、「**参考図書 p.393 第 5 編 第 2 章 2.2.7 混成堤　(2)構造細目**」に示されるように、設計波高に応じて定めてよい。ただし、水産庁調査の水理模型実験によると、越流した水塊が基礎捨石の水平部から法肩の間に落下し打込む条件では、構造的な弱点となりやすくなるので注意が必要である。

4.5.3　斜面勾配

腹付マウンドの斜面勾配は、通常の防波堤のマウンドの設計方法を踏襲して良い。また、既設の基礎マウンド上に腹付マウンドを設ける場合は、既設の基礎マウンドの勾配に合わせることもある。

4.6　被覆ブロックの安定質量

根固・被覆ブロック等の安定質量は、「**参考図書 p.108 第 2 編 第 5 章 5.3 津波の流れの作用に対する被覆石及びブロックの所要質量**」に示されるように、イスバッシュにより提案されている捨石等の安定質量算定式 [1)]（以下、イスバッシュ式という）または水理模型実験等によって定めることができる。ここで、被覆ブロックの安定質量を算定する際の津波高は、設計津波高とする。

4.6.1　津波が防波堤を越流しない場合

港外側および津波が防波堤を越流しない場合の港内側の根固・被覆ブロック等の安定質量については、津波による流れの流速に対してイスバッシュの式によって算定することができる（**式**（1-4-1）、**図-4.3** 参照）。イスバッシュ式を用いて防波堤等の根固・被覆ブロック等の安定質量を算定する場合、潜堤マウンドの被覆材として異形ブロックを用いた検証結果（岩崎ら [2)]）を参考に、イスバッシュの定数=1.08 を用いることができる。本式が適用できる捨石法面の角度は、θ=45°よりも緩い場合（法勾配 1:1.0 よりも緩い勾配）に限られる。

なお、現地条件に即した実験によりイスバッシュの定数が求められている場合は、その値を用いることができる。また、捨石等の斜面の傾斜角 θ は流れの方向に対する角度であるが、流れの方向の取り方が重要であり、充分な検討が必要である。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \qquad (1\text{-}4\text{-}1)$$

ここに、

M ：安定質量（t）

ρ_r ：捨石等の密度（t/m^3）

U ：捨石等の上面における水の流れの速度（m/s）

g ：重力加速度（m/s^2）

y ：イスバッシュの定数

S_r ：捨石等の海水に対する比重

θ ：流れ方向の捨石等の斜面の傾斜角（°）

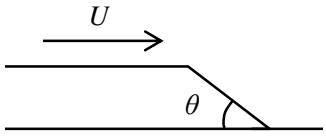


図-4.3 根固・被覆ブロックの概念図

4.6.2 津波が防波堤を越流する場合

津波が防波堤を越流する場合の港内側の根固・被覆ブロック等の安定質量については、堤体の背面において防波堤を越流した津波水塊の打ち込み等の現象が生じることから、水理模型実験によって設定することが望ましい。ただし、水理模型実験の実施が難しい場合には、簡便的な手法として三井ら[3)]による安定数から根固・被覆ブロック等の安定質量を評価してもよい。なお、根固・被覆ブロック等の安定性は、部材の構造や形状、積み方等に大きく依存するため、民間企業等の最新の知見を参考にすることも重要である。

このとき、津波伝播シミュレーションにより時々刻々と変化する越流水深および背後の水位の組合せ（押し波から引き波まで）の中から、根固・被覆ブロックの安定重量が最も大きくなる状態を抽出して設計計算を行う必要がある。

なお、越流がある場合にも、津波の流れの流速に対し、**式**(1-4-1)による検討を行う必要がある。

（1） 矩形型上部工を越流する場合

矩形型上部工を越流する場合は「津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル」[4)]（以下、マニュアルという）に示される以下の**式**（1-4-2）で求めることができる。このとき、津波高・防波堤背後水深の時間変化を把握し、安定性が最も低下する状態での安定質量を採用する。

$$M = \frac{\rho_r {h_1}^3}{N^3 (S_r - 1)^3} \qquad (1\text{-}4\text{-}2)$$

ここに、

M ：異形ブロックの安定質量（t）

ρ_r ：異形ブロックの密度（t/m^3）

h_1 ：防波堤前面越流水深（m）

N ：異形ブロックの形状・配置方法により定まる安定数

S_r ：異形ブロックの海水に対する比重

ただし、マニュアルに示される安定数 N は、マウンド天端幅がブロック 2 個並び、マウンド法面勾配が 1：2.0、腹付マウンドあり、という条件で定められているため、これに該当しない場合は適用できない。

なお、適用外の場合については、三井ら [3)]の安定数算定図および式により矩形型上部工における被覆ブロックの安定質量を算定することができる。

(2)　パラペット付上部工を越流する場合

安定数の定義や根固・被覆ブロックの安定性は、堤体上部の形状（パラペットの有無）によっても変わることになり、形状を工夫した場合は水理模型実験等により確認することが望ましい。なお、「**参考図書 p.109 第 2 編 第 5 章 5.3 津波の流れの作用に対する被覆石及びブロックの所要質量**」では、「水産庁の調査によれば標準的な図-4.4（破線）のような上部工の場合、越流水深を h_1 として評価した場合安全側の設計となることが報告されていることから、方塊型の場合、実務上上記の安定数 0.6 を参考として良い」とされている。

本書では、根固・被覆ブロックの場合にもこの考え方を採りいれ、図-4.4 の破線のようなパラペット付上部工を実線に置き換えて（天端高がパラペットの天端高に等しい矩形型上部工に置き換えて）求めた安定数 N を用いて、式(1-4-2)により安定質量 M を算定するものとする。

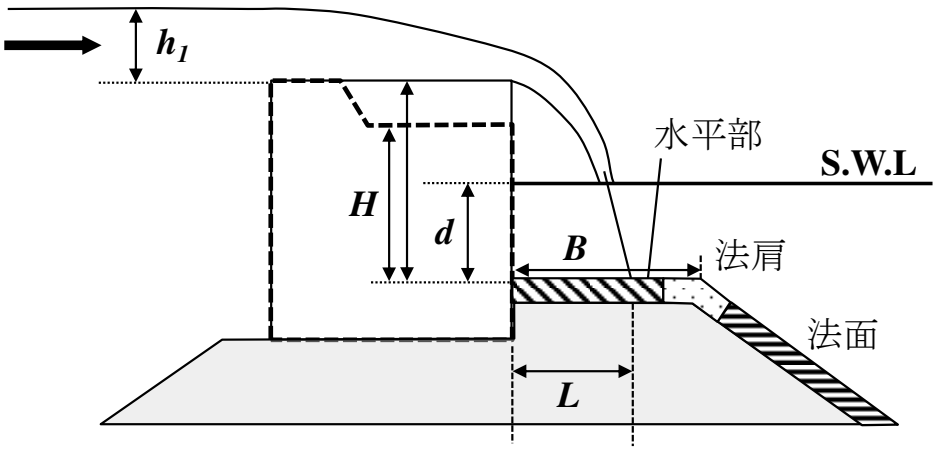


図-4.4　安定数算出のための防波堤周辺の諸量の定義図

4.7 防波堤の安全性に関する性能照査および津波波力の算定方法

重力式防波堤の安全性に関する性能照査では、「**参考図書 p.379 第 5 編 第 2 章 2.2.4 重力式防波堤の性能照査　(2)安全性に関する性能照査**」に示される方法により、堤体の滑動、転倒、基礎の支持力等について検討することが原則とされている。

ここで、津波に対する性能照査を行う場合、堤体重量 W としては、谷本式（式(1-4-3)）を用いる場合は浮力および揚圧力を差し引いた重量、水工研式（式(1-4-4)）を用いる場合は揚圧力合力（浮力を含む）を差し引いた重量とする。なお、水工研式の場合は、津波伝播シミュレーションにより時々刻々と変化する前面および背後の水位の組み合わせ（押し波から引き波まで）の中から、堤体の安全率が最も低くなる状態を抽出して設計計算を行う必要がある。（「**参考図書 p.104 第 2 編 第 5 章 5.2 津波の波力**」）

【谷本式】

$$\eta^* = 3a_I$$
$$p_1 = 2.2\rho_0 g a_I \qquad (1\text{-}4\text{-}3)$$
$$p_u = p_1$$

ここに、

η^*：静水面上の波圧作用高さ（m）

a_I：進行波としての津波高さ（m）

p_1：静水面における波圧強度（kN/m^2）

ρ_0：海水の密度（通常は 1.03t/m^3）

g ：重力加速度（9.81m/s^2）

p_u：前面下端における揚圧力強度（kN/m^2）

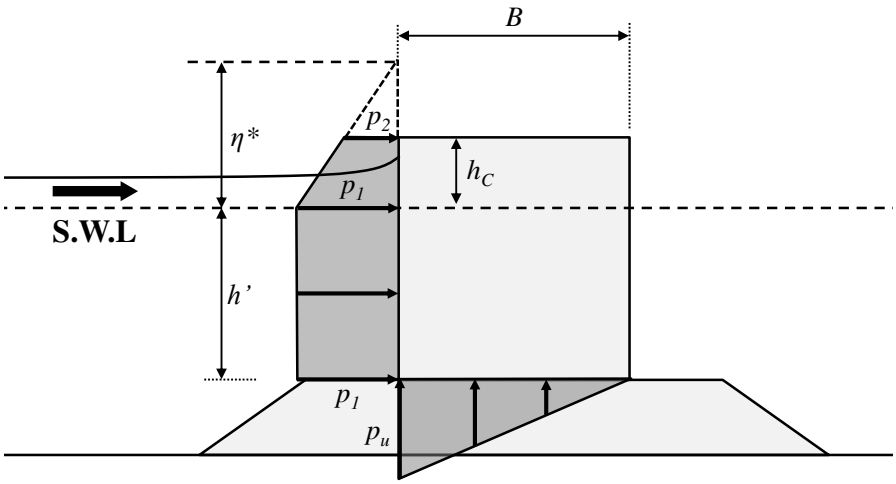


図-4.5　防波堤に作用する波圧分布図（非越流時）

【水工研式】

○前面波力P_Iの算定（非越流時は$p_2 = 0$）

$$p_1 = \rho_0 g\left(h' + \eta\right) \times \alpha_1 \quad , \quad p_2 = (\eta - h_c^*)/(h' + \eta)p_1 \quad , \quad h_c^* = \min(\eta, h_c)$$

$$P_I = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)(h' + h_c^*)$$

○背面波力P_Bの算定（非越流時は$p_4 = 0$）

$$p_3 = \rho_0 g(h' + \eta_B) \times \alpha_B \quad , \quad p_4 = (\eta_B - h_{cB}^*)/(h' + \eta_B)p_3$$
$$h_{cB}^* = \min(\eta_B, h_c) \qquad (1\text{-}4\text{-}4)$$

$$P_B = \frac{1}{2}(p_3 + p_4)(h' + h_{cB}^*)$$

○揚圧力合力P_Uの算定（浮力、揚力を含む）

$$P_U = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)B - \frac{1}{2}(p_2 + p_4)B$$

ここに、

η：静水面上の前面の津波高さ（m）

η_B：静水面上の背面の津波高さ（m）

h'：堤体の前面における水深（m）

$\rho_0 g$：海水の単位体積重量（kN/m^3）

p_1：堤体下端部における前面波圧強度（kN/m^2）

p_2：堤体上端部における前面波圧強度（kN/m^2）

p_3：堤体下端部における背面波圧強度（kN/m^2）

p_4：堤体上端部における背面波圧強度（kN/m^2）

B：堤体幅（m）

hc：堤体の静水面上の高さ（m）

α_1：前面の静水圧補正係数（α_1 =1.1）

α_B：背面の静水圧補正係数（α_β =0.9）

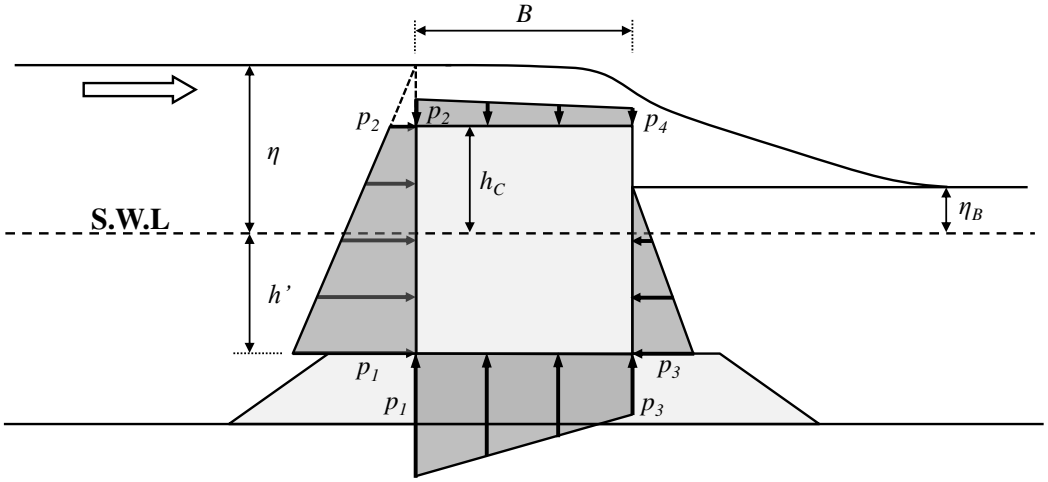


図-4.6　防波堤に作用する波圧分布図（越流時）

4.8 設計津波に対する計算例

4.8.1　津波が矩形型上部工の防波堤を越流する場合

上部工が矩形の場合の防波堤（既設）の腹付マウンドの設計例を示す。防波堤はケーソン式混成堤とし、既設防波堤であることから、波浪に対し堤体および被覆ブロックの安定性は確保されていることを前提とする（防波堤本体の設計は含まないものとする）。

(1)　設計津波に対して堤体の安定性が不足する場合

1)　設計条件および堤体条件

a)　設置条件

・　設置水深：－6.50m（標準断面における防波堤基部の水深）

b)　海象条件

・　設計潮位：H.W.L.＋1.00m

・　設計津波高（発生頻度の高い津波）：＋8.50m

・　設計津波による流れの流速の最大値（港内外とも）：5.0m/s（流れの方向は防波堤法線に対し直角方向とする）

・　設計津波による港外側、港内側の水位：図-4.7 参照

・　最大クラスの津波の津波高：＋10.50m

c)　堤体条件（既設防波堤、図-4.8 参照）

・　堤体形状：矩形堤

・　堤体天端高：＋6.00m

・　堤体幅 B：9.00m

・　堤体重量 W：2030.0kN/m

・　基礎マウンド天端水深：－4.50m

・　基礎マウンド厚さ：2.00m

・　被覆ブロック　港外側：A ブロック 10t 型 2 個並び、港内側：A ブロック 3t 型 1 個並び

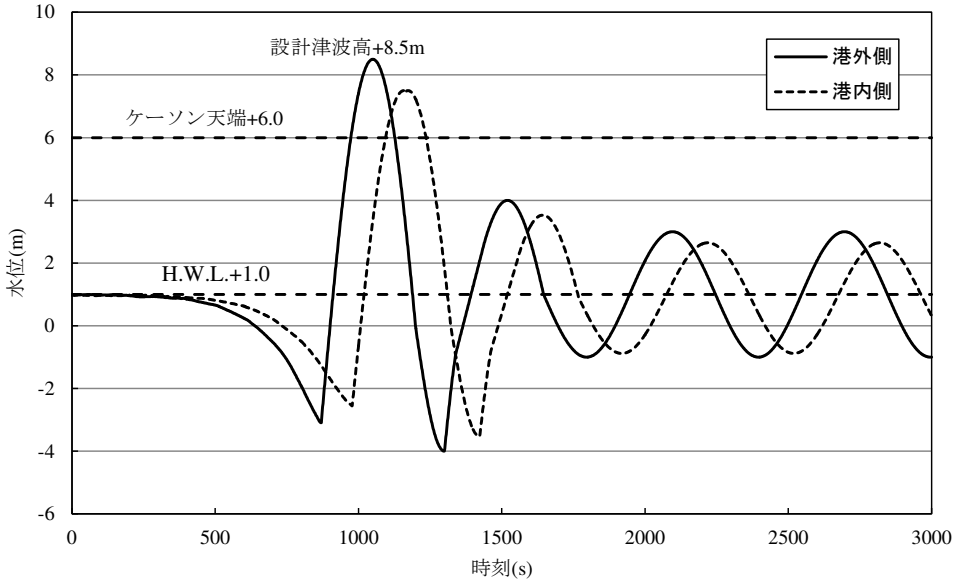


図-4.7　津波水位

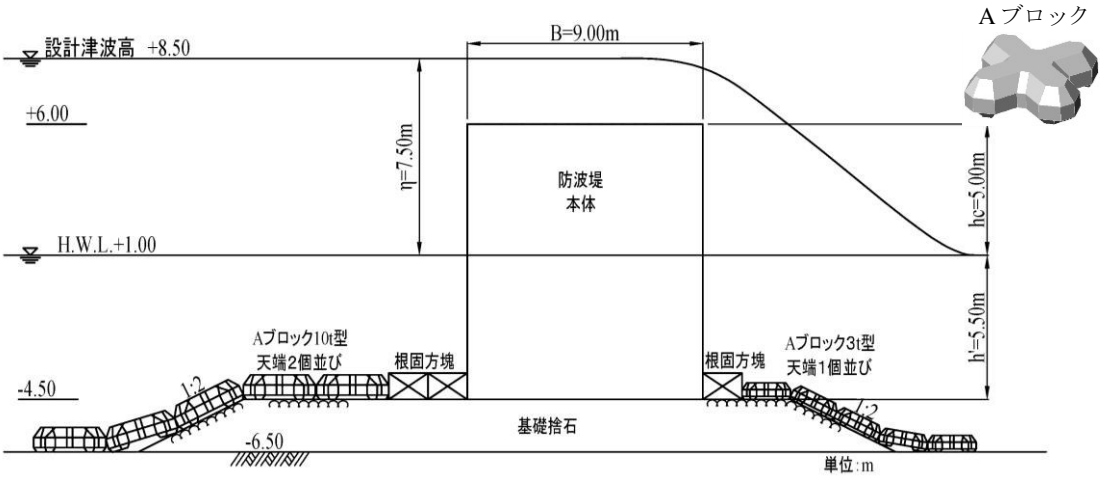


図-4.8　防波堤標準断面図

2)　設計津波に対する堤体の安定性の検討

設計津波は防波堤を越流するため、水工研式（式(1-4-4)）により堤体に働く波圧合力 P、揚圧力合力 P_u および安全率 F を求める（図-4.9、表-4.2）。

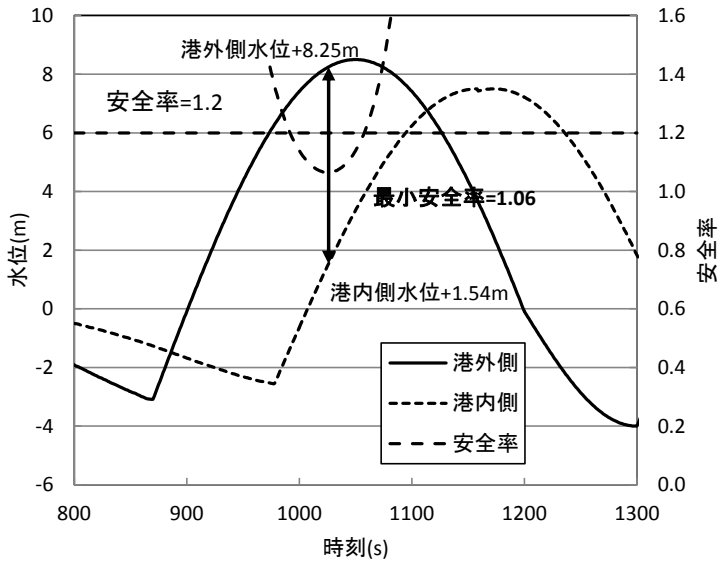


図-4.9　港内外における水位の時刻変化

表-4.2　時刻別の安全率の算定結果

時刻(s)	水位(m)		波圧(kN/m^2)				波圧合力 P(kN/m)	揚圧力合力 P(kN/m)	安全率	備考
	港外側	港内側	p_1	p_2	p_3	p_4				
1000	7.41	−0.63	132.37	15.71	35.14	0.00	709.5	683.1	1.14	
1002	7.50	−0.46	133.30	16.64	36.70	0.00	713.1	690.1	1.13	
1004	7.58	−0.29	134.20	17.54	38.26	0.00	716.1	697.1	1.12	
1006	7.66	−0.12	135.06	18.40	39.81	0.00	718.5	704.1	1.11	
1008	7.73	0.05	135.88	19.22	41.36	0.00	720.2	711.1	1.10	
1010	7.80	0.22	136.67	20.01	42.89	0.00	721.4	718.0	1.09	
1012	7.87	0.39	137.42	20.76	44.42	0.00	721.9	724.8	1.08	
1014	7.93	0.55	138.13	21.47	45.94	0.00	721.8	731.7	1.08	
1016	7.99	0.72	138.80	22.15	47.46	0.00	721.1	738.5	1.07	
1018	8.05	0.89	139.44	22.79	48.96	0.00	719.9	745.3	1.07	
1020	8.11	1.05	140.04	23.39	50.45	0.00	718.0	752.0	1.07	
1022	8.16	1.21	140.61	23.95	51.94	0.00	715.6	758.7	1.07	
1024	8.20	1.38	141.13	24.48	53.41	0.00	712.5	765.3	1.06	
1026	**8.25**	**1.54**	**141.62**	**24.96**	**54.87**	**0.00**	**708.9**	**771.9**	**1.06**	
1028	8.29	1.70	142.06	25.41	56.32	0.00	704.7	778.4	1.07	
1030	8.32	1.85	142.47	25.82	57.76	0.00	700.0	784.9	1.07	
1032	8.36	2.01	142.84	26.19	59.19	0.00	694.7	791.3	1.07	
1034	8.39	2.17	143.18	26.52	60.60	0.00	688.9	797.7	1.07	
1036	8.41	2.32	143.47	26.82	62.01	0.00	682.5	804.0	1.08	
1038	8.44	2.47	143.72	27.07	63.39	0.00	675.6	810.2	1.08	
1040	8.46	2.63	143.94	27.29	64.77	0.00	668.2	816.4	1.09	
1042	8.47	2.77	144.12	27.46	66.13	0.00	660.3	822.5	1.10	
1044	8.48	2.92	144.25	27.60	67.47	0.00	651.8	828.6	1.11	
1046	8.49	3.07	144.35	27.70	68.80	0.00	642.9	834.6	1.12	
1048	8.50	3.21	144.41	27.76	70.12	0.00	633.4	840.5	1.13	
1050	8.50	3.36	144.43	27.78	71.41	0.00	623.5	846.3	1.14	設計津波高
1052	8.50	3.50	144.41	27.76	72.70	0.00	613.2	852.1	1.15	
1054	8.49	3.64	144.35	27.70	73.96	0.00	602.4	857.8	1.17	
1056	8.48	3.77	144.25	27.60	75.21	0.00	591.1	863.4	1.18	
1058	8.47	3.91	144.12	27.46	76.44	0.00	579.4	868.9	1.20	
1060	8.46	4.04	143.94	27.29	77.65	0.00	567.2	874.4	1.22	

安定限界となる時刻 1026s における計算結果の詳細を以下に示す。

$\mu = 0.6$

$\alpha_1 = 1.1$

$\alpha_\beta = 0.9$

$\eta = 8.25 - 1.00 = 7.25$ m

$\eta_B = 1.54 - 1.00 = 0.54$ m

$h' = 1.00 + 4.50 = 5.50$ m

$\rho_0 g = 1.03 \times 9.81 = 10.1$ kN/m^3

$$p_1 = \rho_0 g\left(h' + \eta\right) \times \alpha_1 = 10.1 \times \left(5.50 + 7.25\right) \times 1.1 = 141.62 \text{ kN/m}^2$$

$$h_c^* = \min(\eta, h_c) = \min(7.25, 5.00) = 5.00 \text{ m}$$

$$p_2 = \frac{(\eta - h_c^*)}{h' + \eta p_1} = \frac{(7.25 - 5.00)}{(5.50 + 7.25)} \times 141.62 = 24.96 \text{ kN/m}^2$$

$$p_3 = \rho_0 g(h' + \eta_B) \times \alpha_B = 1.03 \times 9.81 \times (5.50 + 0.54) \times 0.9 = 54.87 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{cB}^* = \min(\eta_B, h_c) = \min(0.54, 5.00) = 0.54 \text{ m}$$

$$p_4 = \frac{(\eta_B - h_{cB}^*)}{(h' + \eta_B) p_3} = \frac{(0.54 - 0.54)}{(5.50 + 0.54) \times 54.87} = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)(h' + h_c^*) - \frac{1}{2}(p_3 + p_4)(h' + h_{cB}^*)$$

$$= \frac{1}{2} \times (141.62 + 24.96) \times (5.50 + 5.00) - \frac{1}{2} \times (54.87 + 0.00) \times (5.50 + 0.54)$$

$$= 708.9 \text{ kN/m}$$

$$P_U = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)B - \frac{1}{2}(p_2 + p_4)B$$

$$= \frac{1}{2} \times (141.62 + 54.87) \times 9.00 - \frac{1}{2} \times (24.96 + 0.00) \times 9.00 = 771.9 \quad \text{kN/m}$$

$$F = \mu(W - P_U)/P = 0.6 \times (2030.0 - 771.9)/708.9 = 1.06 < 1.2$$

既設防波堤は、設計津波の波力に対して滑動安全率が 1.2 を下回るため、直接的な津波力による施設の安定性不足が懸念される。

よって、まず堤体の拡幅により設計津波の波力に対する安定性を確保する。

その後、腹付マウンドを設置し、越流による防波堤港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘に対する粘り強い構造の検討を行う。

なお、越流直前については、谷本式により安定性の検討を行い、越流後（水工研式）の方が危険であることを確認している。本計算例では、その検討内容は省略することとする。

3)　既設防波堤の拡幅の設計

設計津波の波力に対し､既設防波堤の滑動安全率が 1.2 以上となるように堤体の拡幅を行う。

拡幅後の堤体幅 B^*：10.20m（1.20m 拡幅）

堤体重量 W^*：2310.0 kN/m

揚圧力合力 P_u の再検討

P_u=1/2×(p_1＋p_3)×B^*－1/2×(p_2＋p_4)×B^*

=1/2×(141.62＋54.87)×10.20－1/2×(24.96＋0.00)×10.20=874.8 kN/m

滑動安全率の再検討

F=μ(W^*－P_u)/P

=0.6×(2310.0－874.8)/708.9=1.21＞1.2

よって、津波波力に対して拡幅した堤体は安定性を満足する。

4)　腹付マウンドの設計

設計津波が堤体を越流する条件かつ既設の堤体（拡幅前）が設計津波に対して安定性を確保できない条件であることから、腹付マウンドの設計を行う。

a)　腹付マウンドの諸元

・　腹付マウンドの厚さ：3.50m とする（堤体高の 1/3）。

・　腹付マウンドの斜面勾配：1：2 とする。

・　被覆ブロックの並び個数：2 個並びとする。

b)　津波の越流に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討

既設の A ブロック 3t 型を転用する場合を想定し（撤去した後マウンドを嵩上げし、その

後再据付け)、設計津波の越流に対する安定性を、**式**(1-4-2)により検討する。A ブロックの安定数算定図を**図**-4.10 に示す。

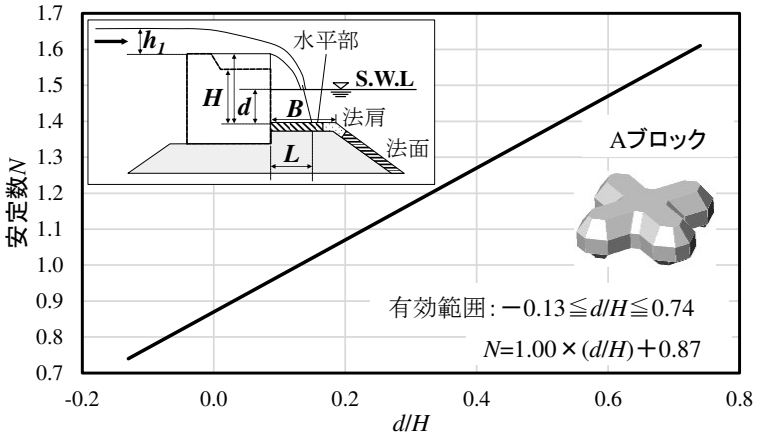


図-4.10　A ブロックの安定数算定図

A ブロック 3t 型の高さ=0.629m
A ブロック 3t 型の質量=3.135t
被覆ブロック天端から堤体天端までの高さ H=6.0＋4.5－0.629－3.50=6.371m

被覆ブロックの天端水深 d は港内側の水位により変化することから、**図**-4.11 に示す港内側の水位データを基に d を求め、d/H を算定する。次に、d/H を**図**-4.10 中の式に代入して安定数 N を求め、**式**(1-4-2)に N を代入すると、所要質量 M を求めることができる。

結果を**表**-4.3 に示す。**表**-4.3 より、所要質量 M は時刻 1022s のときの 8.780t である。

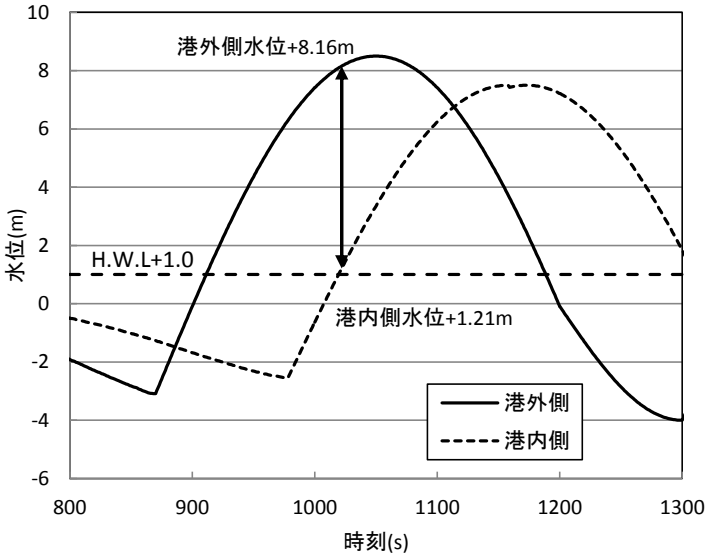


図-4.11　港内外における水位変化

表-4.3　港内側 A ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m)		d/H	安定数 N	所要質量 M(t)	備考
	港外側	港内側				
1000	7.41	−0.63	−0.041	0.83	6.098	
1002	7.50	−0.46	−0.014	0.86	6.585	
1004	7.58	−0.29	0.013	0.88	7.023	
1006	7.66	−0.12	0.039	0.91	7.412	
1008	7.73	0.05	0.066	0.94	7.751	
1010	7.80	0.22	0.093	0.96	8.039	
1012	7.87	0.39	0.119	0.99	8.277	
1014	7.93	0.55	0.145	1.02	8.467	
1016	7.99	0.72	0.171	1.04	8.610	
1018	8.05	0.89	0.197	1.07	8.708	
1020	8.11	1.05	0.223	1.09	8.764	
1022	**8.16**	**1.21**	**0.249**	**1.12**	**8.780**	
1024	8.20	1.38	0.274	1.14	8.758	
1026	8.25	1.54	0.299	1.17	8.702	
1028	8.29	1.70	0.324	1.19	8.613	
1030	8.32	1.85	0.349	1.22	8.495	
1032	8.36	2.01	0.374	1.24	8.350	
1034	8.39	2.17	0.398	1.27	8.180	
1036	8.41	2.32	0.423	1.29	7.988	
1038	8.44	2.47	0.447	1.32	7.777	
1040	8.46	2.63	0.470	1.34	7.549	
1042	8.47	2.77	0.494	1.36	7.305	
1044	8.48	2.92	0.517	1.39	7.049	
1046	8.49	3.07	0.540	1.41	6.782	
1048	8.50	3.21	0.563	1.43	6.506	
1050	8.50	3.36	0.585	1.46	6.223	設計津波高
1052	8.50	3.50	0.607	1.48	5.935	
1054	8.49	3.64	0.629	1.50	5.643	
1056	8.48	3.77	0.651	1.52	5.349	
1058	8.47	3.91	0.672	1.54	5.055	
1060	8.46	4.04	0.693	1.56	4.762	

d/H=0.249

安定数 N=1.00×0.249＋0.87=1.12

越流水深 h_1=8.16－6.00=2.16m

所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N^3 \cdot (Sr-1)^3)$=2.3×2.16^3/1.12^3/(2.3/1.03－1)^3=8.780t＞3.135t

港内側の既設 A ブロック 3t 型は、設計津波の越流に対して安定性を確保できない。そこで、安定性の高い B ブロックの適用を行う。B ブロックの安定数算定図を図-4.12 に示す。

B ブロックの t 型：4t 型に仮定

B ブロック 4t 型の高さ=0.842m

B ブロック 4t 型の質量=4.073t

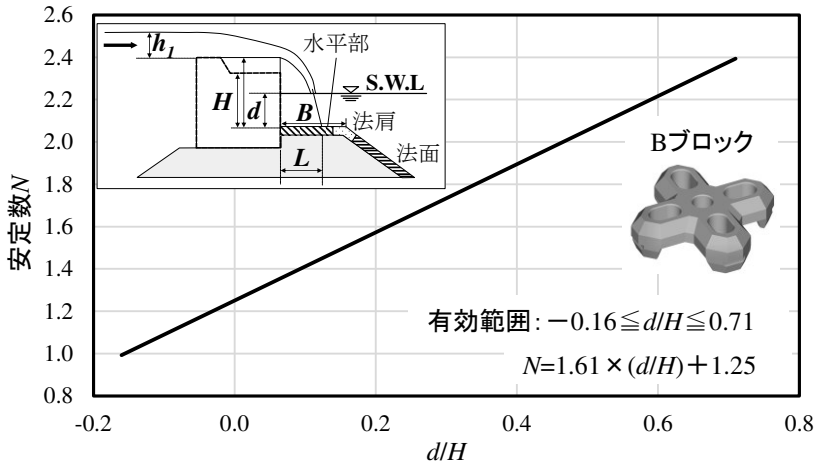


図-4.12　B ブロックの安定数算定図

被覆ブロック天端から堤体天端までの高さ H=6.0＋4.5－0.842－3.50=6.158m

所要質量の算定手順は、A ブロックの場合と同様である。

港内側水位の変化および結果を図-4.13、表-4.4 に示す。表-4.4 より、所要質量 M は時刻 1016s のときの 3.001t である。

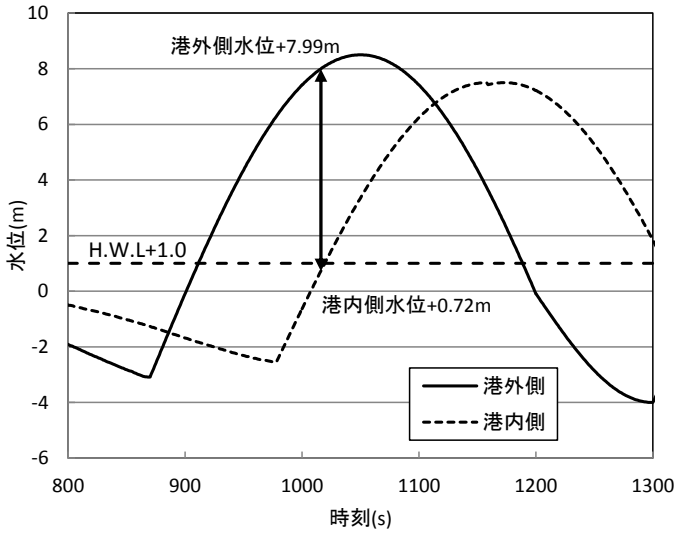


図-4.13　港内外における水位変化

表-4.4　港内側 B ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m)		d/H	安定数 N	所要質量 M(t)	備考
	港外側	港内側				
1000	7.41	−0.63	−0.077	1.13	2.434	
1002	7.50	−0.46	−0.049	1.17	2.573	
1004	7.58	−0.29	−0.022	1.22	2.690	
1006	7.66	−0.12	0.006	1.26	2.787	
1008	7.73	0.05	0.034	1.30	2.865	
1010	7.80	0.22	0.061	1.35	2.924	
1012	7.87	0.39	0.088	1.39	2.965	
1014	7.93	0.55	0.116	1.44	2.991	
1016	**7.99**	**0.72**	**0.143**	**1.48**	**3.001**	
1018	8.05	0.89	0.170	1.52	2.997	
1020	8.11	1.05	0.196	1.57	2.981	
1022	8.16	1.21	0.223	1.61	2.953	
1024	8.20	1.38	0.249	1.65	2.915	
1026	8.25	1.54	0.275	1.69	2.868	
1028	8.29	1.70	0.301	1.73	2.812	
1030	8.32	1.85	0.327	1.78	2.748	
1032	8.36	2.01	0.352	1.82	2.678	
1034	8.39	2.17	0.378	1.86	2.603	
1036	8.41	2.32	0.403	1.90	2.522	
1038	8.44	2.47	0.427	1.94	2.438	
1040	8.46	2.63	0.452	1.98	2.350	
1042	8.47	2.77	0.476	2.02	2.259	
1044	8.48	2.92	0.500	2.06	2.166	
1046	8.49	3.07	0.524	2.09	2.071	
1048	8.50	3.21	0.548	2.13	1.975	
1050	8.50	3.36	0.571	2.17	1.879	設計津波高
1052	8.50	3.50	0.594	2.21	1.783	
1054	8.49	3.64	0.616	2.24	1.687	
1056	8.48	3.77	0.639	2.28	1.591	
1058	8.47	3.91	0.660	2.31	1.497	
1060	8.46	4.04	0.682	2.35	1.404	

d/H=0.143
安定数 N=1.61×0.143＋1.25=1.48
越流水深 h_1=7.99－6.00=1.99m
所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N^3 \cdot (Sr-1)^3)$=2.3×1.99^3/1.48^3/(2.3/1.03－1)^3=3.001t＜4.073t
　よって、港内側被覆ブロックとして仮定した B ブロック 4t 型は、設計津波の越流に対して安定である。

c）　津波の流れの流速に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討
　設計津波の越流に対して安定であった B ブロック 4t 型を対象に、**式**(1-4-1)により津波の流れの流速に対する安定性の検討を行う。B ブロックのイスバッシュ定数 y は、作中ら[5)]が行った平面的な実験により得られた 1.27（無被害）とする。
　ここで、最も安全側になる検討を行うため、流れの方向は防波堤法線に対して直角方向とし、θ はマウンドの斜面勾配（1：2）を用いる（θ=26.585°）。
設計流速 U＝5.0m/s
斜面勾配 θ=26.585°
所要質量 $M=\pi\rho_r U^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$
$M=\pi\times2.3\times5.0^6/(48\times9.81^3\times1.27^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)$=3.541t＜4.073t

　よって、B ブロック 4t 型は、津波の流れの流速に対しても安定であることから、腹付マウンドの被覆材は、B ブロック 4t 型とする。

d）　引き波時の津波の越流に対する港外側被覆ブロックの安定性の検討
　図-4.7 から判るように、津波の引き波時においては港外側の水位が下がるが、港内側の水位は遅れて下がるため、港内側から港外側に越流することもあり得る。
　このようなことから、三井ら[3)]による算定図および式を用いて引き波時における既設の港外側被覆ブロック（A ブロック 10t 型）の安定性を検討する。なお、港外側は腹付マウンドが設置されていないためマニュアルの式の適用外である。
検討に用いる A ブロック 10t 型についての諸元は下記の通りである。
　高さ=0.935m、質量=10.299t、Dn=1.648m、ρ_r=2.3t/m^3、S_r=2.233、斜面長 S=6.221m

　安定数の算定図、港内外水位の変化および結果を**図-4.14**、**図-4.15**、**図-4.16**、**表-4.5** に示す。**表-4.5** より、所要質量 M は時刻 1186s のときの 8.854t である。

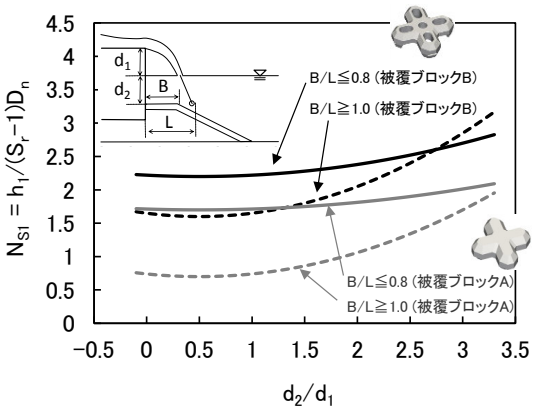


図-4.14　めくれに対する安定数 N_{S1}

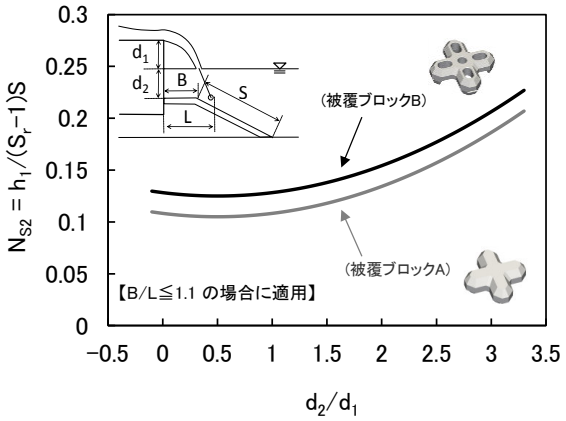


図-4.15　法面の滑りに対する安定数 N_{S2}

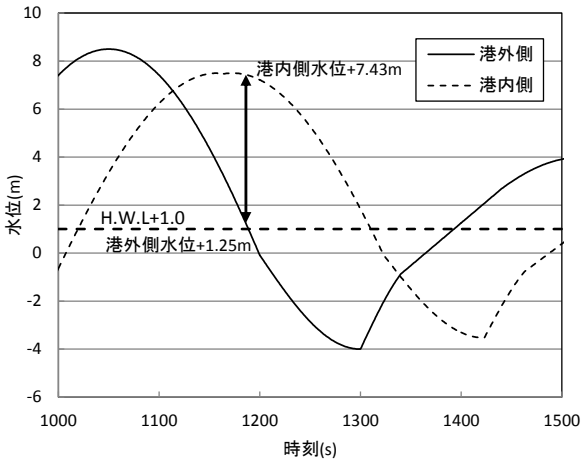


図-4.16　港内外における水位変化

表-4.5　港外側 A ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m)		h_1(m)	d_1(m)	d_2(m)	B(m)	L(m)	d_2/d_1	B/L	Ns_1	所要質量 (t)	判定	Ns_2	所要斜面長 (m)	判定	総合判定
	港外側	港内側														
1160	3.56	7.43	1.43	2.44	7.13	8.55	7.08	2.92	1.21	1.64	0.813	OK	0.18	0.00	OK	OK
1162	3.39	7.45	1.45	2.61	6.96	8.55	7.01	2.67	1.22	1.45	1.227	OK	0.17	0.00	OK	OK
1164	3.22	7.47	1.47	2.78	6.79	8.55	6.96	2.44	1.23	1.30	1.774	OK	0.15	0.00	OK	OK
1166	3.05	7.48	1.48	2.95	6.62	8.55	6.89	2.24	1.24	1.18	2.421	OK	0.14	0.00	OK	OK
1168	2.88	7.49	1.49	3.12	6.45	8.55	6.82	2.07	1.25	1.09	3.134	OK	0.14	0.00	OK	OK
1170	2.71	7.50	1.50	3.29	6.28	8.55	6.77	1.91	1.26	1.02	3.902	OK	0.13	0.00	OK	OK
1172	2.53	7.50	1.50	3.47	6.10	8.55	6.70	1.76	1.28	0.95	4.830	OK	0.13	0.00	OK	OK
1174	2.35	7.50	1.50	3.65	5.92	8.55	6.63	1.62	1.29	0.90	5.680	OK	0.12	0.00	OK	OK
1176	2.17	7.50	1.50	3.83	5.74	8.55	6.57	1.50	1.30	0.86	6.510	OK	0.12	0.00	OK	OK
1178	1.99	7.49	1.49	4.01	5.56	8.55	6.49	1.39	1.32	0.83	7.098	OK	0.12	0.00	OK	OK
1180	1.81	7.48	1.48	4.19	5.38	8.55	6.42	1.28	1.33	0.80	7.769	OK	0.11	0.00	OK	OK
1182	1.63	7.47	1.47	4.37	5.20	8.55	6.35	1.19	1.35	0.78	8.213	OK	0.11	0.00	OK	OK
1184	1.44	7.45	1.45	4.56	5.01	8.55	6.26	1.10	1.37	0.76	8.521	OK	0.11	0.00	OK	OK
1186	**1.25**	**7.43**	**1.43**	**4.75**	**4.82**	**8.55**	**6.18**	**1.01**	**1.38**	**0.74**	**8.854**	**OK**	**0.11**	**0.00**	**OK**	**OK**
1188	1.06	7.41	1.41	4.94	4.63	8.55	6.10	0.94	1.40	0.73	8.841	OK	0.11	0.00	OK	OK
1190	0.88	7.39	1.39	5.12	4.45	8.55	6.03	0.87	1.42	0.72	8.828	OK	0.11	0.00	OK	OK
1192	0.68	7.36	1.36	5.32	4.25	8.55	5.93	0.80	1.44	0.71	8.623	OK	0.11	0.00	OK	OK
1194	0.49	7.33	1.33	5.51	4.06	8.55	5.83	0.74	1.47	0.71	8.065	OK	0.11	0.00	OK	OK
1196	0.30	7.29	1.29	5.70	3.87	8.55	5.72	0.68	1.49	0.71	7.359	OK	0.11	0.00	OK	OK
1198	0.11	7.26	1.26	5.89	3.68	8.55	5.63	0.62	1.52	0.70	7.156	OK	0.11	0.00	OK	OK
1200	−0.09	7.22	1.22	6.09	3.48	8.55	5.52	0.57	1.55	0.70	6.496	OK	0.11	0.00	OK	OK
1202	−0.21	7.17	1.17	6.21	3.36	8.55	5.39	0.54	1.59	0.70	5.729	OK	0.11	0.00	OK	OK
1204	−0.33	7.13	1.13	6.33	3.24	8.55	5.29	0.51	1.62	0.70	5.161	OK	0.11	0.00	OK	OK
1206	−0.46	7.08	1.08	6.46	3.11	8.55	5.16	0.48	1.66	0.70	4.506	OK	0.11	0.00	OK	OK
1208	−0.58	7.03	1.03	6.58	2.99	8.55	5.02	0.45	1.70	0.70	3.872	OK	0.11	0.00	OK	OK
1210	−0.70	6.97	0.97	6.70	2.86	8.55	4.87	0.43	1.76	0.70	3.281	OK	0.11	0.00	OK	OK
1212	−0.82	6.91	0.91	6.82	2.74	8.55	4.71	0.40	1.82	0.70	2.727	OK	0.11	0.00	OK	OK
1214	−0.94	6.85	0.85	6.94	2.62	8.55	4.54	0.38	1.88	0.70	2.216	OK	0.11	0.00	OK	OK
1216	−1.06	6.79	0.79	7.06	2.50	8.55	4.36	0.35	1.96	0.70	1.754	OK	0.11	0.00	OK	OK
1218	−1.18	6.72	0.72	7.18	2.39	8.55	4.16	0.33	2.06	0.70	1.345	OK	0.11	0.00	OK	OK
1220	−1.30	6.65	0.65	7.30	2.27	8.55	3.95	0.31	2.16	0.71	0.950	OK	0.11	0.00	OK	OK

安定数 N_{s1}=0.16×(4.82/4.75-0.5)^2＋0.7=0.74
越流水深 h_1=7.43－6.00=1.43m
所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N_{s1}^3 \cdot (Sr-1)^3)$=2.3×1.43^3/0.74^3/(2.3/1.03－1)^3=8.854t＜10.299t
なお、法面の滑りに対する検討は、B/L=1.38≧1.1 となり、天端部に打ち込む条件では法面の滑りは発生しないので行わない。
　よって、港外側の既設 A ブロック 10t 型は、引き波時の津波の越流に対して安定である。

e） 津波の流れの流速に対する港外側被覆ブロックの安定性の検討
　港外側の既設の A ブロック 10t 型の設計津波による流れの流速に対する安定性の検討を行う。ここで、A ブロックのイスバッシュ定数 y は、作中ら[5)]が行った平面的な実験により得られた 1.04（無被害）とする。
　港内側の検討と同様、θ はここでは最も安全側の検討を行うものとし、マウンドの斜面勾配（1：2）をそのまま用いることとする（θ=26.585°）。

A ブロック 10t 型の質量：10.299t
設計流速 U＝5.0m/s
斜面勾配 θ=26.585°
所要質量 $M=\pi\rho r U^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$
$M=\pi\times2.3\times5.0^6/(48\times9.81^3\times1.04^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)$=11.744t＞10.299t

　よって、港外側の既設の A ブロック 10t 型は、設計津波の流れの流速に対して安定を確保できないことから、港外側マウンドの被覆材は B ブロック 4t 型とする（B ブロック 4t 型は、ｃ）で設計津波の流れの流速に対して安定であることを確認しているので検討は省略する）。

f） 引き波時の津波の越流に対する港外側被覆ブロックの安定性の検討
　港外側マウンドの被覆材を B ブロック 4t 型としたことから、ｄ）と同様の手順で引き波時における港外側被覆ブロック（B ブロック 4t 型）の安定性を検討する。
検討に用いる B ブロック 4t 型についての諸元は下記の通りである。
高さ=0.842m、質量=4.073t、Dn=1.210m、ρ_r=2.3t/m^3、S_r=2.233、斜面長 S=6.355m
　港内外水位の変化および結果を**図-4.17**、**表-4.6** に示す。**表-4.6** より、所要質量 M は時刻 1182s のときの 0.793t である。

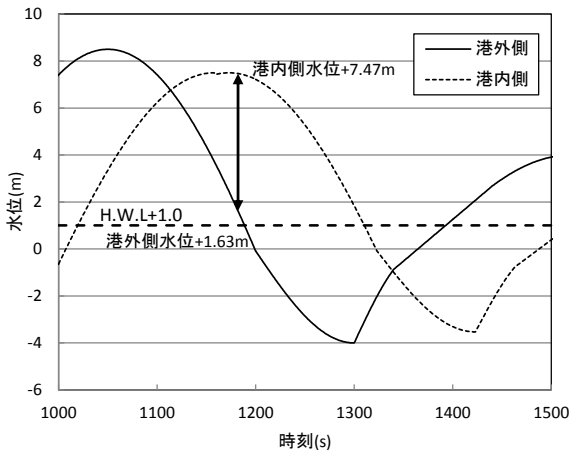


図-4.17　港内外における水位変化

表-4.6　港外側 B ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m) 港外側	水位(m) 港内側	h_1(m)	d_1(m)	d_2(m)	B(m)	L(m)	d_2/d_1	B/L	Ns_1	所要質量 (t)	判定	Ns_2	所要斜面長 (m)	判定	総合判定
1160	3.56	7.43	1.43	2.44	7.22	7.73	7.13	2.96	1.08	2.81	0.162	OK	0.20	−7.02	OK	OK
1162	3.39	7.45	1.45	2.61	7.05	7.73	7.06	2.70	1.09	2.57	0.220	OK	0.19	−7.72	OK	OK
1164	3.22	7.47	1.47	2.78	6.88	7.73	7.00	2.47	1.10	2.38	0.289	OK	0.18	−8.38	OK	OK
1166	3.05	7.48	1.48	2.95	6.71	7.73	6.93	2.27	1.12	2.23	0.359	OK	0.17	0.00	OK	OK
1168	2.88	7.49	1.49	3.12	6.54	7.73	6.87	2.10	1.13	2.11	0.432	OK	0.16	0.00	OK	OK
1170	2.71	7.50	1.50	3.29	6.37	7.73	6.81	1.94	1.14	2.01	0.510	OK	0.15	0.00	OK	OK
1172	2.53	7.50	1.50	3.47	6.19	7.73	6.74	1.78	1.15	1.93	0.576	OK	0.15	0.00	OK	OK
1174	2.35	7.50	1.50	3.65	6.01	7.73	6.67	1.65	1.16	1.86	0.644	OK	0.14	0.00	OK	OK
1176	2.17	7.50	1.50	3.83	5.83	7.73	6.61	1.52	1.17	1.81	0.698	OK	0.14	0.00	OK	OK
1178	1.99	7.49	1.49	4.01	5.65	7.73	6.53	1.41	1.18	1.77	0.732	OK	0.14	0.00	OK	OK
1180	1.81	7.48	1.48	4.19	5.47	7.73	6.46	1.31	1.20	1.73	0.768	OK	0.13	0.00	OK	OK
1182	**1.63**	**7.47**	**1.47**	**4.37**	**5.29**	**7.73**	**6.39**	**1.21**	**1.21**	**1.70**	**0.793**	**OK**	**0.13**	**0.00**	**OK**	**OK**
1184	1.44	7.45	1.45	4.56	5.10	7.73	6.30	1.12	1.23	1.68	0.789	OK	0.13	0.00	OK	OK
1186	1.25	7.43	1.43	4.75	4.91	7.73	6.22	1.03	1.24	1.66	0.784	OK	0.13	0.00	OK	OK
1188	1.06	7.41	1.41	4.94	4.72	7.73	6.14	0.96	1.26	1.64	0.780	OK	0.13	0.00	OK	OK
1190	0.88	7.39	1.39	5.12	4.54	7.73	6.06	0.89	1.28	1.63	0.761	OK	0.13	0.00	OK	OK
1192	0.68	7.36	1.36	5.32	4.34	7.73	5.96	0.82	1.30	1.62	0.726	OK	0.13	0.00	OK	OK
1194	0.49	7.33	1.33	5.51	4.15	7.73	5.87	0.75	1.32	1.61	0.692	OK	0.13	0.00	OK	OK
1196	0.30	7.29	1.29	5.70	3.96	7.73	5.75	0.69	1.34	1.61	0.631	OK	0.13	0.00	OK	OK
1198	0.11	7.26	1.26	5.89	3.77	7.73	5.66	0.64	1.37	1.60	0.599	OK	0.13	0.00	OK	OK
1200	−0.09	7.22	1.22	6.09	3.57	7.73	5.55	0.59	1.39	1.60	0.544	OK	0.13	0.00	OK	OK
1202	−0.21	7.17	1.17	6.21	3.45	7.73	5.42	0.56	1.43	1.60	0.480	OK	0.13	0.00	OK	OK
1204	−0.33	7.13	1.13	6.33	3.33	7.73	5.32	0.53	1.45	1.60	0.432	OK	0.13	0.00	OK	OK
1206	−0.46	7.08	1.08	6.46	3.20	7.73	5.18	0.50	1.49	1.60	0.377	OK	0.13	0.00	OK	OK
1208	−0.58	7.03	1.03	6.58	3.08	7.73	5.04	0.47	1.53	1.60	0.324	OK	0.13	0.00	OK	OK
1210	−0.70	6.97	0.97	6.70	2.96	7.73	4.90	0.44	1.58	1.60	0.275	OK	0.13	0.00	OK	OK
1212	−0.82	6.91	0.91	6.82	2.84	7.73	4.74	0.42	1.63	1.60	0.228	OK	0.13	0.00	OK	OK
1214	−0.94	6.85	0.85	6.94	2.72	7.73	4.57	0.39	1.69	1.60	0.186	OK	0.13	0.00	OK	OK
1216	−1.06	6.79	0.79	7.06	2.60	7.73	4.38	0.37	1.76	1.60	0.147	OK	0.13	0.00	OK	OK
1218	−1.18	6.72	0.72	7.18	2.48	7.73	4.19	0.35	1.84	1.60	0.113	OK	0.13	0.00	OK	OK
1220	−1.30	6.65	0.65	7.30	2.36	7.73	3.97	0.32	1.95	1.61	0.081	OK	0.13	0.00	OK	OK

安定数 N_{s1}=0.20×(5.29/4.37-0.5)^2＋1.6=1.70

越流水深 h_1=7.47－6.00=1.47m

所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N_{s1}^3 \cdot (Sr-1)^3)$=2.3×1.47^3/1.70^3/(2.3/1.03－1)^3=0.793t＜4.073t

なお、法面の滑りに対する検討は、B/L=1.21≧1.1 となり、天端部に打ち込む条件では法面の滑りは発生しないので行わない。

よって、港外側の B ブロック 4t 型は、引き波時の津波の越流に対して安定である。

設計した既設防波堤の粘り強い構造の図を図-4.18 に示す。

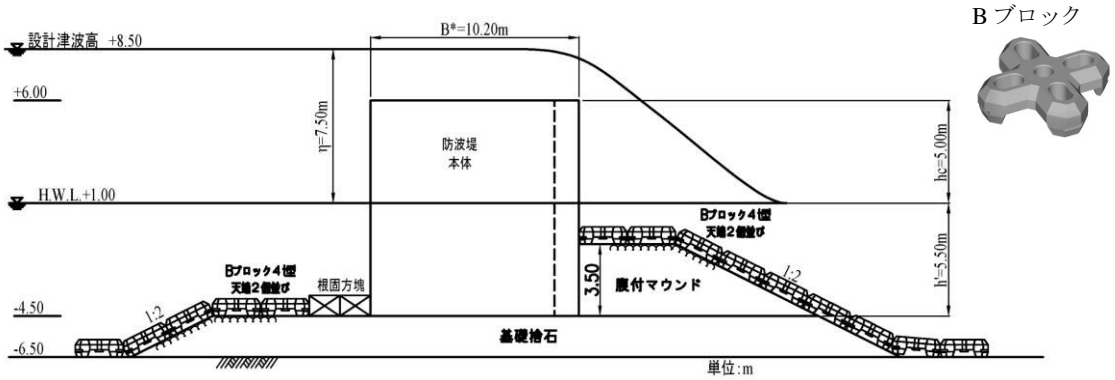


図-4.18　既設防波堤の粘り強い化

(2)　　設計津波に対して堤体の安定性が確保されている場合

1)　設計条件

設置条件および堤体条件は、(1)と同様とする。ただし、海象条件は次の通りとする（(1)とは津波の条件のみ異なる）。

・　設計潮位：H.W.L.＋1.00m

・　設計津波高（発生頻度の高い津波）：＋7.00m

・　設計津波による流れの流速の最大値（港内外とも）: 4.2m/s（流れの方向は防波堤法線に対し直角方向とする）
・　設計津波による港外側、港内側の水位：図-4.19 参照

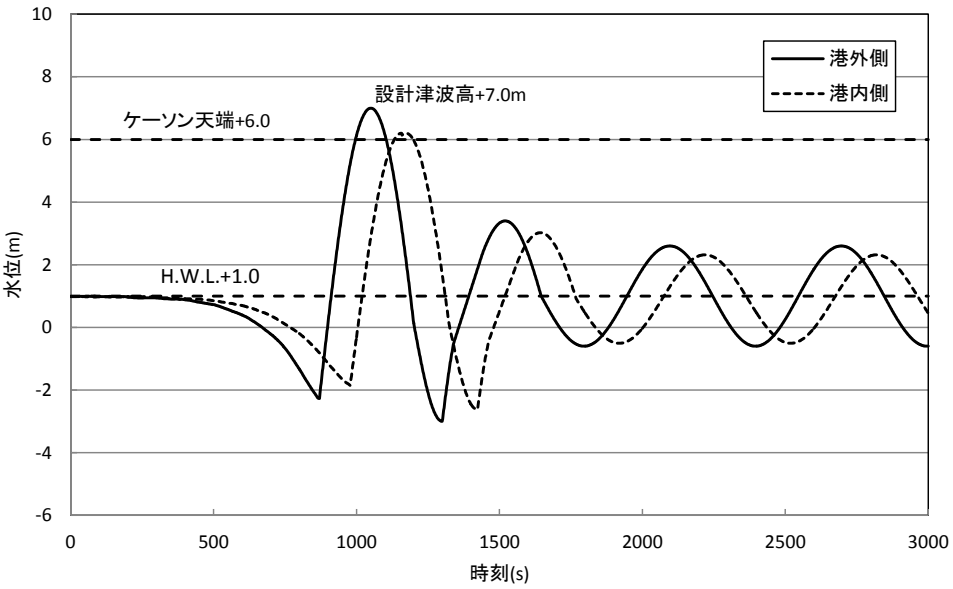


図-4.19　津波水位

2)　設計津波に対する堤体の安定性の検討

設計津波は防波堤を越流するため、水工研式（式(1-4-4)）により堤体に働く波圧合力 P、揚圧力合力 P_u および安全率 F を求める（図-4.20、表-4.7）。

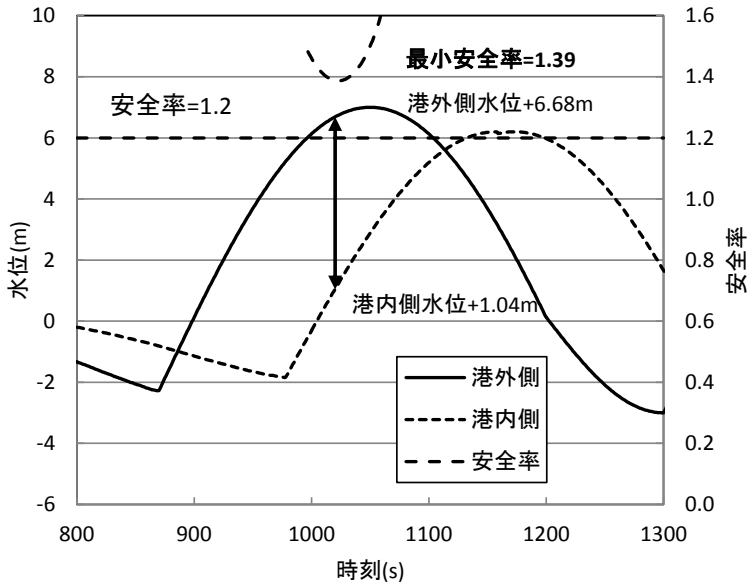


図-4.20　港内外における水位の時刻変化

表-4.7　時刻別の安全率の算定結果

時刻(s)	水位(m)		波圧(kN/m^2)				波圧合力 P(kN/m)	揚圧力合力 P(kN/m)	安全率	備考
	港外側	港内側	p_1	p_2	p_3	p_4				
1000	6.13	−0.31	118.12	1.46	38.11	0.00	547.9	696.5	1.46	
1002	6.20	−0.17	118.86	2.21	39.36	0.00	550.4	702.1	1.45	
1004	6.26	−0.03	119.58	2.92	40.61	0.00	552.4	707.7	1.44	
1006	6.32	0.10	120.27	3.61	41.85	0.00	554.0	713.3	1.43	
1008	6.38	0.24	120.92	4.27	43.08	0.00	555.2	718.8	1.42	
1010	6.44	0.37	121.55	4.90	44.31	0.00	555.9	724.4	1.41	
1012	6.49	0.51	122.15	5.50	45.54	0.00	556.1	729.9	1.40	
1014	6.55	0.64	122.72	6.07	46.75	0.00	555.9	735.3	1.40	
1016	6.59	0.78	123.26	6.61	47.96	0.00	555.3	740.8	1.39	
1018	6.64	0.91	123.78	7.12	49.17	0.00	554.2	746.2	1.39	
1020	6.68	1.04	124.26	7.60	50.36	0.00	552.7	751.6	1.39	
1022	**6.72**	**1.17**	**124.71**	**8.05**	**51.55**	**0.00**	**550.8**	**756.9**	**1.39**	
1024	6.76	1.30	125.13	8.47	52.73	0.00	548.5	762.2	1.39	
1026	6.80	1.43	125.51	8.86	53.90	0.00	545.7	767.5	1.39	
1028	6.83	1.56	125.87	9.22	55.06	0.00	542.5	772.7	1.39	
1030	6.86	1.68	126.20	9.55	56.21	0.00	538.9	777.9	1.39	
1032	6.89	1.81	126.50	9.84	57.35	0.00	534.9	783.0	1.40	
1034	6.91	1.93	126.76	10.11	58.48	0.00	530.4	788.1	1.40	
1036	6.93	2.06	127.00	10.34	59.60	0.00	525.6	793.2	1.41	
1038	6.95	2.18	127.20	10.55	60.71	0.00	520.4	798.2	1.42	
1040	6.96	2.30	127.37	10.72	61.81	0.00	514.8	803.1	1.43	
1042	6.98	2.42	127.51	10.86	62.90	0.00	508.8	808.0	1.44	
1044	6.99	2.54	127.62	10.97	63.98	0.00	502.5	812.8	1.45	
1046	6.99	2.66	127.70	11.05	65.04	0.00	495.7	817.6	1.47	
1048	7.00	2.77	127.75	11.09	66.09	0.00	488.7	822.4	1.48	
1050	7.00	2.89	127.77	11.11	67.13	0.00	481.2	827.0	1.50	設計津波高
1052	7.00	3.00	127.75	11.09	68.16	0.00	473.4	831.7	1.52	
1054	6.99	3.11	127.70	11.05	69.17	0.00	465.3	836.2	1.54	
1056	6.99	3.22	127.62	10.97	70.17	0.00	456.8	840.7	1.56	
1058	6.98	3.33	127.51	10.86	71.15	0.00	448.0	845.1	1.59	
1060	6.96	3.43	127.37	10.72	72.12	0.00	438.9	849.5	1.61	

安定限界となる時刻 1022s における計算結果の詳細を以下に示す。

$\mu = 0.6$

$\alpha_1 = 1.1$

$\alpha_\beta = 0.9$

$\eta = 6.72 - 1.00 = 5.72$ m

$\eta_B = 1.17 - 1.00 = 0.17$ m

$h' = 1.00 + 4.50 = 5.50$ m

$\rho_0 g = 1.03 \times 9.81 = 10.1$ kN/m^3

$$p_1 = \rho_0 g\left(h' + \eta\right) \times \alpha_1 = 10.1 \times \left(5.50 + 5.72\right) \times 1.1 = 124.7 \text{ kN/m}^2$$

$$h_c^* = \min(\eta, h_c) = \min(5.72, 5.00) = 5.00 \text{ m}$$

$$p_2 = \frac{(\eta - h_c^*)}{h' + \eta p_1} = \frac{(5.72 - 5.00)}{(5.50 + 5.72)} \times 124.7 = 8.1 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_3 = \rho_0 g(h' + \eta_B) \times \alpha_B = 10.1 \times (5.50 + 0.17) \times 0.9 = 51.5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$h_{cB}^* = \min(\eta_B, h_c) = \min(0.17, 5.00) = 0.17 \text{ m}$$

$$p_4 = \frac{(\eta_B - h_{cB}^*)}{(h' + \eta_B) p_3} = \frac{(0.17 - 0.17)}{(5.50 + 0.17) \times 51.5} = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)(h' + h_c^*) - \frac{1}{2}(p_3 + p_4)(h' + h_{cB}^*)$$

$$= \frac{1}{2} \times (124.7 + 8.1) \times (5.50 + 5.00) - \frac{1}{2} \times (51.5 + 0.00) \times (5.50 + 0.17)$$

$$= 550.8 \text{ kN/m}$$

$$P_U = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)B - \frac{1}{2}(p_2 + p_4)B$$

$$= \frac{1}{2} \times (124.7 + 51.5) \times 9.00 - \frac{1}{2} \times (8.1 + 0.00) \times 9.00 = 756.9 \quad \text{kN/m}$$

$$F = \mu(W - P_U)/P = 0.6 \times (2030.0 - 756.9)/550.8 = 1.39 > 1.2$$

既設防波堤は、設計津波の波力に対して滑動安全率が 1.2 以上であるため、直接的な津波力に対して施設は安定である。

よって、堤体の拡幅は必要ない。

なお、越流直前については、谷本式により安定性の検討を行い、越流後（水工研式）の方が危険であることを確認している。本計算例では、その検討内容は省略することとする。

3) 腹付マウンドの設計

設計津波が堤体を越流する条件であることから、腹付マウンドの設計を行う。

なお、ここでは粘り強い構造としたことにより付加される便益を算出した結果、腹付マウンドの厚さは 2.0m に決定されたものとする（検討結果は省略する）。

a) 腹付マウンドの諸元

・ 腹付マウンドの厚さ：2.0m とする。

・ 腹付マウンドの斜面勾配：1：2 とする。

・ 被覆ブロックの並び個数：2 個並びとする。

b) 津波の越流に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討

既設の A ブロック 3t 型を転用する場合を想定し（撤去した後マウンドを嵩上げし、その後再据付け）、設計津波の越流に対する安定性を**式**(1-4-2)により検討する。A ブロックの安定数算定図は**図-4.10** に示した通りである。

A ブロック 3t 型の高さ=0.629m

A ブロック 3t 型の質量=3.135t

被覆ブロック天端から堤体天端までの高さ H=6.00＋4.50－0.629－2.00=7.871m

所要質量 M を求める手順は、(1)と同様である。

港内側水位の変化および結果を**図-4.21**、**表-4.8** に示す。**表-4.8** より、所要質量 M は時刻 1042s のときの 0.404t である。

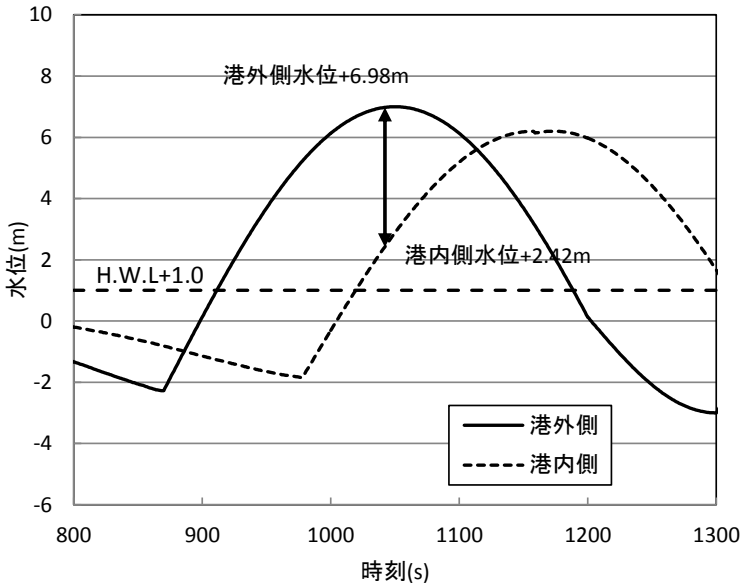


図-4.21　港内外における水位の時刻変化

表-4.8　港内側 A ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m)		d/H	安定数 N	所要質量 M(t)	備考
	港外側	港内側				
1020	6.68	1.04	0.370	1.24	0.206	
1022	6.72	1.17	0.386	1.26	0.235	
1024	6.76	1.30	0.403	1.27	0.264	
1026	6.80	1.43	0.419	1.29	0.290	
1028	6.83	1.56	0.436	1.31	0.315	
1030	6.86	1.68	0.452	1.32	0.337	
1032	6.89	1.81	0.468	1.34	0.356	
1034	6.91	1.93	0.483	1.35	0.373	
1036	6.93	2.06	0.499	1.37	0.386	
1038	6.95	2.18	0.515	1.38	0.395	
1040	6.96	2.30	0.530	1.40	0.402	
1042	**6.98**	**2.42**	**0.545**	**1.42**	**0.404**	
1044	6.99	2.54	0.560	1.43	0.404	
1046	6.99	2.66	0.575	1.45	0.400	
1048	7.00	2.77	0.590	1.46	0.393	
1050	7.00	2.89	0.604	1.47	0.383	設計津波高
1052	7.00	3.00	0.619	1.49	0.370	
1054	6.99	3.11	0.633	1.50	0.355	
1056	6.99	3.22	0.647	1.52	0.338	
1058	6.98	3.33	0.660	1.53	0.320	
1060	6.96	3.43	0.674	1.54	0.299	
1062	6.95	3.54	0.687	1.56	0.278	
1064	6.93	3.64	0.701	1.57	0.256	
1066	6.91	3.74	0.713	1.58	0.233	
1068	6.89	3.84	0.726	1.60	0.210	
1070	6.86	3.94	0.739	1.61	0.187	
1072	6.83	4.04	0.751	1.61	0.168	
1074	6.80	4.13	0.763	1.61	0.149	
1076	6.76	4.23	0.775	1.61	0.130	
1078	6.72	4.32	0.786	1.61	0.112	
1080	6.68	4.41	0.798	1.61	0.094	

d/H=0.545
安定数 N=1.00×0.545＋0.87=1.42
越流水深 h_1=6.98－6.00=0.98m
所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N^3 \cdot (Sr-1)^3)=2.3\times 0.98^3/1.42^3/(2.3/1.03-1)^3=0.404\text{t}<3.135\text{t}$
　よって、港内側の既設 A ブロック 3t 型は、設計津波の越流に対して安定である。

c）　津波の流れの流速に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討
　設計津波の越流に対して安定であった A ブロック 3t 型を対象に、**式**(1-4-1)により津波の流れの流速に対する安定性の検討を行う。A ブロックのイスバッシュ定数 y は、作中ら[5)]が行った平面的な実験により得られた 1.04（無被害）とする。
　ここで、(1)と同様、θ はマウンドの斜面勾配（1：2）を用いる（θ=26.585°）。
設計流速 U＝4.2m/s
斜面勾配 θ=26.585°
所要質量 $M=\pi\rho r U^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$
$=\pi\times 2.3\times 4.2^6/(48\times 9.81^3\times 1.04^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)=4.126\text{t}>3.135\text{t}$

　よって、港内側の既設の A ブロック 3t 型は、設計津波の流れの流速に対して安定を確保できないことから、港内側マウンドの被覆材は B ブロックとする。なお、B ブロックの質量は、越流に対する検討を踏まえて決定する。

d）　津波の越流に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討（B ブロック）
　既設の A ブロック 3t 型は設計津波の流れの流速に対して安定を確保できないことから、港内側マウンドの被覆材は B ブロックとし、越流に対する検討を行う。
B ブロックの t 型：2t 型に仮定
B ブロック 2t 型の高さ=0.670m
B ブロック 2t 型の質量=2.045t
被覆ブロック天端から堤体天端までの高さ H=6.00＋4.50－0.670－2.00=7.830m

　所要質量 M を求める手順は、(1)と同様である。B ブロックの安定数算定図は図-4.12 に示した通りである。
　港内側水位の変化および結果を**図**-4.22、**表**-4.9 に示す。**表**-4.9 より、所要質量 M は時刻 1042s のときの 0.12t である。

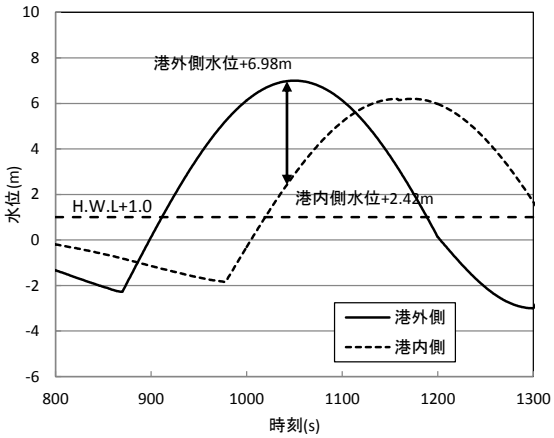


図-4.22　港内外における水位の時刻変化

表-4.9　港内側 B ブロックの所要質量算定結果

時刻(s)	水位(m)		d/H	安定数 N	所要質量 M(t)	備考
	港外側	港内側				
1020	6.68	1.04	0.367	1.84	0.063	
1022	6.72	1.17	0.383	1.87	0.072	
1024	6.76	1.30	0.400	1.89	0.080	
1026	6.80	1.43	0.416	1.92	0.088	
1028	6.83	1.56	0.433	1.95	0.095	
1030	6.86	1.68	0.449	1.97	0.101	
1032	6.89	1.81	0.465	2.00	0.107	
1034	6.91	1.93	0.481	2.02	0.111	
1036	6.93	2.06	0.496	2.05	0.115	
1038	6.95	2.18	0.512	2.07	0.118	
1040	6.96	2.30	0.527	2.10	0.119	
1042	**6.98**	**2.42**	**0.543**	**2.12**	**0.120**	
1044	6.99	2.54	0.558	2.15	0.119	
1046	6.99	2.66	0.573	2.17	0.118	
1048	7.00	2.77	0.588	2.20	0.115	
1050	7.00	2.89	0.602	2.22	0.112	設計津波高
1052	7.00	3.00	0.617	2.24	0.108	
1054	6.99	3.11	0.631	2.27	0.104	
1056	6.99	3.22	0.645	2.29	0.099	
1058	6.98	3.33	0.659	2.31	0.093	
1060	6.96	3.43	0.672	2.33	0.087	
1062	6.95	3.54	0.686	2.35	0.080	
1064	6.93	3.64	0.699	2.38	0.074	
1066	6.91	3.74	0.712	2.39	0.067	
1068	6.89	3.84	0.725	2.39	0.062	
1070	6.86	3.94	0.737	2.39	0.057	
1072	6.83	4.04	0.750	2.39	0.051	
1074	6.80	4.13	0.762	2.39	0.045	
1076	6.76	4.23	0.774	2.39	0.040	
1078	6.72	4.32	0.785	2.39	0.034	
1080	6.68	4.41	0.797	2.39	0.029	

d/H=0.543
安定数 N=1.61×0.543＋1.25=2.12
越流水深 h_1=6.98－6.00=0.98m
所要質量 $M=\rho_r \cdot h_1^3/(N^3 \cdot (Sr-1)^3)=2.3\times 0.98^3/2.12^3/(2.3/1.03-1)^3=0.120\text{t}<2.045\text{t}$

よって、港内側の被覆ブロックとして仮定した B ブロック 2t 型は、津波の越流に対して安定である。

e)　津波の流れの流速に対する港内側被覆ブロックの安定性の検討
設計津波の越流に対して安定であった B ブロック 2t 型を対象に、式(1-4-1)により津波の流れの流速に対する安定性の検討を行う。B ブロックのイスバッシュ定数 y は、(1)と同様 1.27（無被害）とする。

設計流速 U＝4.2m/s
斜面勾配 θ=26.585°
所要質量 $M=\pi\rho r U^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$
$=\pi\times 2.3\times 4.2^6/(48\times 9.81^3\times 1.27^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)$
=1.244t＜2.045t

よって、B ブロック 2t 型は、津波の流れの流速に対しても安定であることから、腹付マウンドの被覆材は、B ブロック 2t 型とする。

f)　引き波時の津波の越流に対する港外側被覆ブロックの安定性の検討
既設の港外側被覆ブロックの A ブロック 10t 型は、より厳しい引き波時の津波の越流に対

して安定であったことから((1)における検討)、この条件においても安定と考えられるため、検討は省略する。

g) 津波の流れの流速に対する港外側被覆ブロックの安定性の検討

c)の検討より、流速 4.2m/s に対する A ブロックの所要質量は 4.126t である。よって、既設の港外側被覆ブロックの A ブロック 10t 型は、津波の流れの流速に対して安定である。

以上より、港外側被覆ブロックは、既設の A ブロック 10t 型のままとする。

設計した既設防波堤の粘り強い構造の図を図-4.23 に示す。

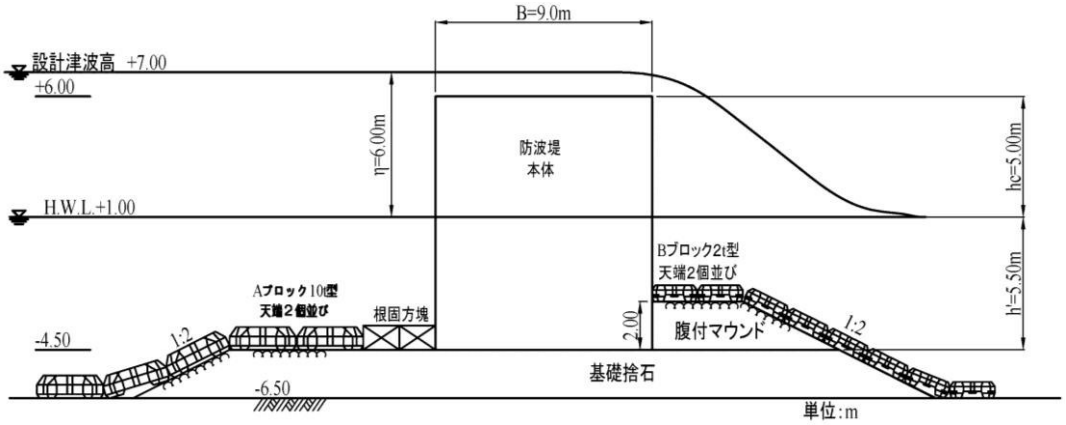


図-4.23 既設防波堤の粘り強い化

4.8.2 津波がパラペット付上部工の防波堤を越流する場合

(1) 設計条件、海象条件および堤体条件

設計条件および海象条件は、4.8.1(1)と同様とする。堤体条件は、次の通りとする（図-4.24）。

- 堤体形状：パラペット付防波堤
- 堤体天端高：＋5.00m
- 堤体幅 B：9.00m
- パラペット天端高：＋6.00m
- パラペット天端幅：2.00m
- パラペット港内側勾配：1：0.5
- 堤体重量 W：1880.0kN/m
- 基礎マウンド天端水深：－4.50m
- 基礎マウンド厚さ：2.00m
- 被覆ブロック　港外側：A ブロック 6t 型 2 個並び、港内側：A ブロック 3t 型 1 個並び

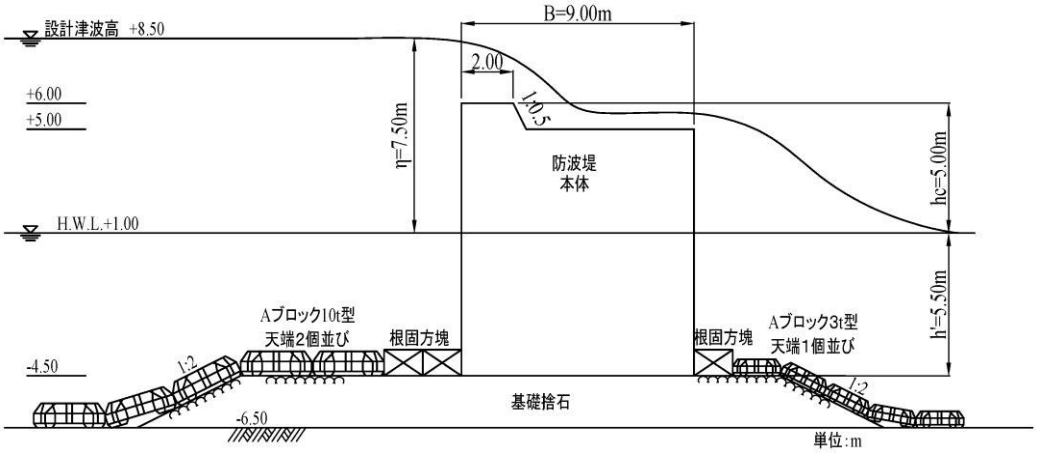


図-4.24　防波堤標準断面図

(2)　　設計津波に対する堤体の安定性の検討

設計津波は防波堤を越流するため、水工研式（式(1-4-4)）により堤体に働く波圧合力 P、揚圧力合力 P_u および安全率 F 求める（図-4.25、表-4.10）。

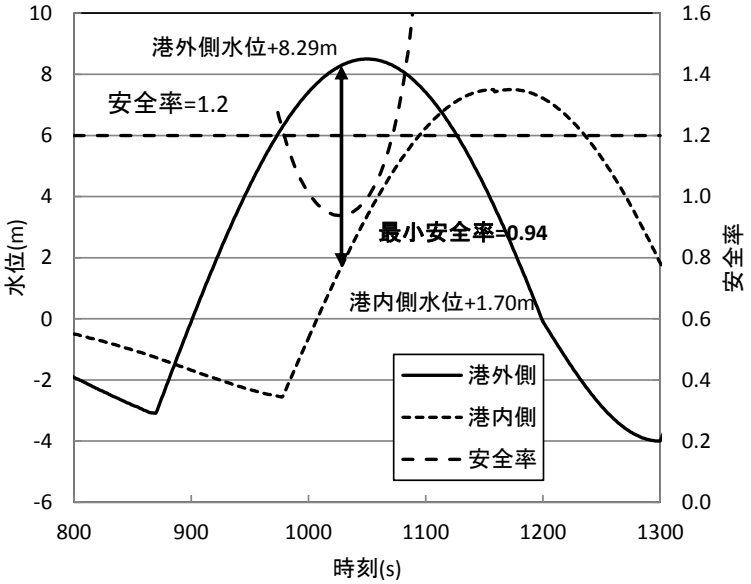


図-4.25　港内外における水位の時刻変化

表-4.10　時刻別の安全率の算定結果

時刻(s)	水位(m)		波圧(kN/m^2)				波圧合力 P(kN/m)	揚圧力合力 P(kN/m)	安全率	備考
	港外側	港内側	p_1	p_2	p_3	p_4				
1000	7.41	−0.63	132.37	15.71	35.14	0.00	709.5	683.1	1.01	
1002	7.50	−0.46	133.30	16.64	36.70	0.00	713.1	690.1	1.00	
1004	7.58	−0.29	134.20	17.54	38.26	0.00	716.1	697.1	0.99	
1006	7.66	−0.12	135.06	18.40	39.81	0.00	718.5	704.1	0.98	
1008	7.73	0.05	135.88	19.22	41.36	0.00	720.2	711.1	0.97	
1010	7.80	0.22	136.67	20.01	42.89	0.00	721.4	718.0	0.97	
1012	7.87	0.39	137.42	20.76	44.42	0.00	721.9	724.8	0.96	
1014	7.93	0.55	138.13	21.47	45.94	0.00	721.8	731.7	0.95	
1016	7.99	0.72	138.80	22.15	47.46	0.00	721.1	738.5	0.95	
1018	8.05	0.89	139.44	22.79	48.96	0.00	719.9	745.3	0.95	
1020	8.11	1.05	140.04	23.39	50.45	0.00	718.0	752.0	0.94	
1022	8.16	1.21	140.61	23.95	51.94	0.00	715.6	758.7	0.94	
1024	8.20	1.38	141.13	24.48	53.41	0.00	712.5	765.3	0.94	
1026	8.25	1.54	141.62	24.96	54.87	0.00	708.9	771.9	0.94	
1028	**8.29**	**1.70**	**142.06**	**25.41**	**56.32**	**0.00**	**704.7**	**778.4**	**0.94**	
1030	8.32	1.85	142.47	25.82	57.76	0.00	700.0	784.9	0.94	
1032	8.36	2.01	142.84	26.19	59.19	0.00	694.7	791.3	0.94	
1034	8.39	2.17	143.18	26.52	60.60	0.00	688.9	797.7	0.94	
1036	8.41	2.32	143.47	26.82	62.01	0.00	682.5	804.0	0.95	
1038	8.44	2.47	143.72	27.07	63.39	0.00	675.6	810.2	0.95	
1040	8.46	2.63	143.94	27.29	64.77	0.00	668.2	816.4	0.96	
1042	8.47	2.77	144.12	27.46	66.13	0.00	660.3	822.5	0.96	
1044	8.48	2.92	144.25	27.60	67.47	0.00	651.8	828.6	0.97	
1046	8.49	3.07	144.35	27.70	68.80	0.00	642.9	834.6	0.98	
1048	8.50	3.21	144.41	27.76	70.12	0.00	633.4	840.5	0.98	
1050	8.50	3.36	144.43	27.78	71.41	0.00	623.5	846.3	0.99	設計津波高
1052	8.50	3.50	144.41	27.76	72.70	0.00	613.2	852.1	1.01	
1054	8.49	3.64	144.35	27.70	73.96	0.00	602.4	857.8	1.02	
1056	8.48	3.77	144.25	27.60	75.21	0.00	591.1	863.4	1.03	
1058	8.47	3.91	144.12	27.46	76.44	0.00	579.4	868.9	1.05	
1060	8.46	4.04	143.94	27.29	77.65	0.00	567.2	874.4	1.06	

安定限界となる時刻 1026s における計算結果の詳細を以下に示す。

$\mu = 0.6$

$\alpha_1 = 1.1$

$\alpha_\beta = 0.9$

$\eta = 8.29 - 1.00 = 7.29$ m

$\eta_B = 1.70 - 1.00 = 0.70$ m

$h' = 1.00 + 4.50 = 5.50$ m

$\rho_0 g = 1.03 \times 9.81 = 10.1$ kN/m^3

$p_1 = \rho_0 g(h' + \eta) \times \alpha_1 = 10.1 \times (5.50 + 7.29) \times 1.1 = 142.1$ kN/m^2

$h_c^* = \min(\eta, h_c) = \min(7.29, 5.00) = 5.00$ m

$p_2 = \frac{(\eta - h_c^*)}{h' + \eta p_1} = \frac{(7.29 - 5.00)}{(5.50 + 7.29)} \times 142.1 = 25.4$ kN/m^2

$p_3 = \rho_0 g(h' + \eta_B) \times \alpha_B = 10.1 \times (5.50 + 0.70) \times 0.9 = 56.3$ kN/m^2

$h_{cB}^* = \min(\eta_B, h_c) = \min(0.70, 5.00) = 0.70$ m

$p_4 = \frac{(\eta_B - h_{cB}^*)}{(h' + \eta_B) p_3} = \frac{(0.70 - 0.70)}{(5.50 + 0.70) \times 56.3} = 0.0$ kN/m^2

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)(h' + h_c^*) - \frac{1}{2}(p_3 + p_4)(h' + h_{cB}^*)$$

$$= \frac{1}{2} \times (142.1 + 25.4) \times (5.50 + 5.00) - \frac{1}{2} \times (56.3 + 0.00) \times (5.50 + 0.70)$$

$$= 704.7 \text{ kN/m}$$

$$P_U = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)B - \frac{1}{2}(p_2 + p_4)B$$

$$= \frac{1}{2} \times (142.1 + 56.3) \times 9.00 - \frac{1}{2} \times (25.4 + 0.00) \times 9.00 = 778.4 \quad \text{kN/m}$$

$$F = \mu(W - P_U)/P = 0.6 \times (1880.0 - 778.4)/704.7 = 0.94 < 1.2$$

既設防波堤は、設計津波の波力に対して滑動安全率が 1.2 を下回るため、直接的な津波力による施設の安定性不足が懸念される。

よって、まず堤体の拡幅により設計津波の波力に対する安定性を確保する。その後、腹付マウンドを設置し、越流による防波堤港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘に対する粘り強い構造の検討を行う。

なお、越流直前については、谷本式により安定性の検討を行い、越流後（水工研式）の方が危険であることを確認している。本計算例では、その検討内容は省略することとする。

(3)　既設防波堤の拡幅の設計

設計津波の波力に対し、既設防波堤の滑動安全率が 1.2 以上となるように堤体の拡幅を行う。

拡幅後の堤体幅 B^*：11.5m（2.5m 拡幅）
堤体重量 W^*：2420.0 kN/m

揚圧力合力 P_u の再検討
P_u=1/2×(p_1＋ p_3)×B^*－1/2×(p_2＋p_4)×B*
=1/2×(142.1＋56.3)×11.5－1/2×(25.4＋0.0)×11.5=994.8 kN/m

滑動安全率の再検討
$F=\mu(W^*-P_u)/P$
=0.6×(2420.0－994.8)/704.7=1.21＞1.2

よって、津波波力に対して拡幅した堤体は安定性を満足する。

(4)　腹付マウンドの設計

設計津波が堤体を越流する条件かつ既設の堤体（拡幅前）が設計津波に対して安定性を確保できない条件であることから、腹付マウンドの設計を行う。腹付マウンドの諸元は、4.8.1(1)と同様とする。

本防波堤はパラペット付防波堤であるため、津波の越流に対する被覆ブロックの安定性の検討においては、防波堤形状を「**本章 p.1-4-7　4.6 被覆ブロックの安定質量**」に示す**図-4.4** の要領で矩形堤に置き換えて検討を行う。

パラペット天端高が＋6.0m であることから、天端高＋6.0m の矩形堤に置き換える。津波の越流に対しては、設計上 4.8.1(1)の設計例と同じ設計となるため省略する。
設計した既設防波堤の粘り強い構造の図を**図-4.26** に示す。

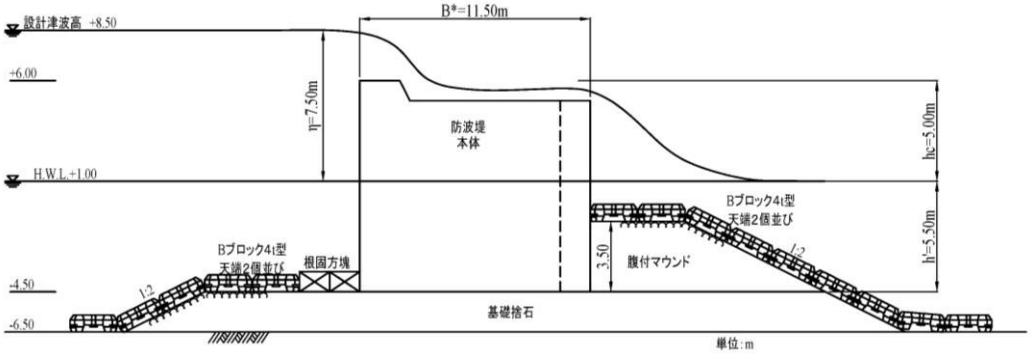


図-4.26　既設防波堤の粘り強い化

4.8.3　津波が防波堤を越流しない場合

(1)　　設計条件

設置条件は、4.8.1(1)と同様とする。海象条件および堤体条件は次の通りとする。設計津波は防波堤を越流しないため、津波の波形表示は省略する。

1) 海象条件

・ 設計潮位：H.W.L.＋1.00m
・ 設計津波高（発生頻度の高い津波）：＋5.50m
・ 設計津波による流れの流速の最大値（港内外とも）：4.00m/s（流れの方向は防波堤法線に対し直角方向とする）

2) 堤体条件（既設防波堤、図-4.27 参照）

・ 堤体形状：矩形堤
・ 堤体天端高：＋6.00m
・ 堤体幅 B：5.50m
・ 堤体重量 W：1240.0kN/m
・ 基礎マウンド天端水深：－4.50m
・ 基礎マウンド厚さ：2.00m
・ 被覆ブロック　港外側：A ブロック 4t 型 2 個並び、港内側：A ブロック 2t 型 1 個並び

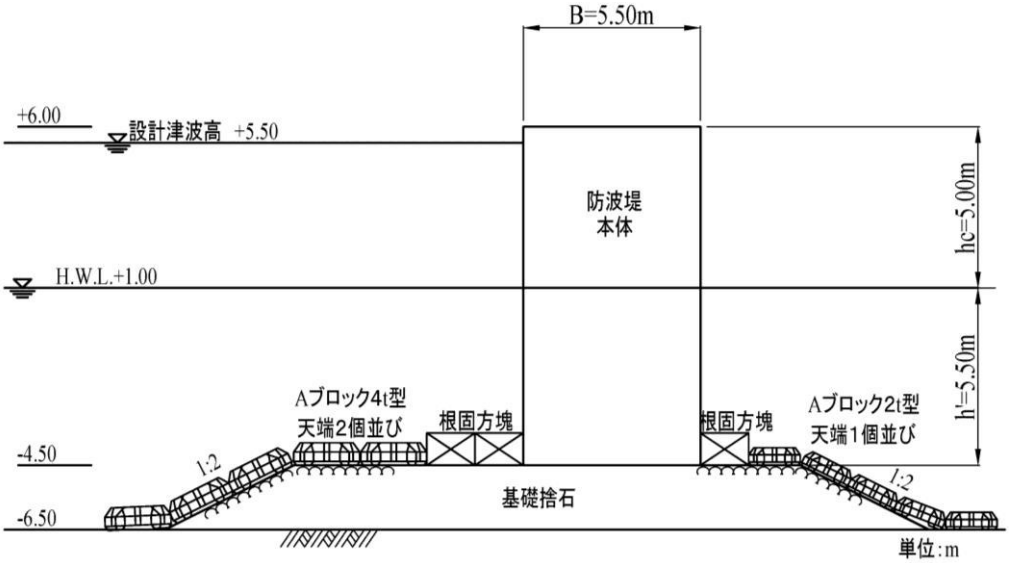


図-4.27　防波堤標準断面図

(2)　　設計津波に対する堤体の安定性の検討

設計津波（設計津波高：＋5.50m）は防波堤を越流しないため、谷本式（**式**(1-4-3)）により堤体に働く波圧合力 P および揚圧力合力 P_u を求める。

$a_I = (5.5 - 1.0)/2 = 2.25$ m
$\eta^* = 3a_I = 3 \times 2.25 = 6.75$ m
$h' = 1.00 + 4.50 = 5.50$ m
$h_c = 6.00 - 1.00 = 5.00$ m
$\rho_0 g = 1.03 \times 9.81 = 10.1$ kN/m^3
$p_1 = p_u = 2.2\rho_0 g a_I = 2.2 \times 10.1 \times 2.25 = 50.0$ kN/m^2
$p_2 = p_1(\eta^* - h_c)/\eta^* = 50.0 \times (6.75 - 5.00)/6.75 = 13.0$ kN/m^2

$P = 1/2 \times (p_1 + p_2) \times h_c + p_1 \times h' = 1/2 \times (50.0 + 13.0) \times 5.00 + 50.0 \times 5.50$

$= 432.5$ kN/m
$P_u = 1/2 \times p_u \times B$
$= 1/2 \times 50.0 \times 5.5 = 137.5$ kN/m
浮力 $U = h' \times B \times \rho_0 g = 5.5 \times 5.5 \times 10.1 = 305.5$ kN/m
$F = \mu(W - P_u - U)/P = (0.6 \times (1240 - 137.5 - 305.5)/432.5 = 1.10 < 1.2$

既設防波堤は、設計津波の波力に対して滑動安全率が 1.2 を下回るため、直接的な津波力による施設の安定性不足が懸念される。

よって、まず堤体の拡幅により設計津波の波力に対する安定性を確保する。その後、腹付マウンドを設置し、津波の流れの流速に対する腹付マウンド被覆材の検討を行う。

(3)　　既設防波堤の拡幅の設計

設計津波の波力に対し、既設防波堤の滑動安全率が 1.2 以上となるように堤体の拡幅を行う。

拡幅後の堤体幅 B^*：6.00m（0.5m 拡幅）
堤体重量 W^*：1350.0 kN/m

揚圧力合力 P_u の再検討
$P_u = 1/2 \times p_u \times B^* = 1/2 \times 50.0 \times 6.0 = 150.0$kN/m

浮力 U の再検討
$U = h' \times B \times \rho_o g = 5.5 \times 6.0 \times 10.1 = 333.3$kN/m

滑動安全率の再検討
$F = \mu(W^* - P_u - U)/P$
$= 0.6 \times (1350 - 150.0 - 333.3)/432.5 = 1.202 > 1.2$

よって、津波波力に対して拡幅した堤体は安定性を満足する。

(4)　　腹付マウンドの設計

設計津波の波力に対して拡幅前の堤体は安定性を確保できなかったことから、腹付マウンドの設計を行う。

なお、ここでは粘り強い構造としたことにより付加される便益を算出した結果、腹付マウンドの厚さは 2.0m に決定されたものとする（検討結果は省略する）。

1） 腹付マウンドの諸元

・ 腹付マウンドの厚さ：2.00m とする。

・ 腹付マウンドの斜面勾配：1：2 とする。

・ 被覆ブロックの並び個数：2 個並びとする。

2） 津波の流れの流速に対する港内側・港外側被覆ブロックの安定性の検討

既設のマウンド被覆材 A ブロックを対象に、式(1-4-1)により津波の流れの流速に対する安定性の検討を行う。A ブロックのイスバッシュ定数 y は、作中ら[5)]が行った平面的な実験により得られた 1.04（無被害）とする。

ここで、4.8.1(1)と同様、θ はマウンドの斜面勾配（1：2）を用いる（θ=26.585°）。

設計流速 U＝4.0m/s

斜面勾配 θ=26.585°

所要質量 $M=\pi prU^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$

$=\pi\times2.3\times4.0^6/(48\times9.81^3\times1.04^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)=3.079\text{t}$

よって、港内側の既設の A ブロック 2t 型（質量:2.028t）は、設計津波の流れの流速に対して安定を確保できないことから、港内側マウンドの被覆材は B ブロックとする。

一方、港外側の既設の A ブロック 4t 型（質量:4.266t）は、設計津波の流れの流速に対して安定である。

B ブロックのイスバッシュ定数 y は、作中ら[5)]が行った平面的な実験により得られた 1.27（無被害）とする。

所要質量 $M=\pi prU^6/(48g^3y^6\times(Sr-1)^3\times(\cos\theta-\sin\theta)^3)$

$=\pi\times2.3\times4.0^6/(48\times9.81^3\times1.27^6\times(2.3/1.03-1)^3\times(\cos 26.585-\sin 26.585)^3)=0.928\text{t}$

よって、港内側被覆ブロックは、B ブロック 2t 型（質量:2.045t）とする。

設計した既設防波堤の粘り強い構造の図を図-4.28 に示す。

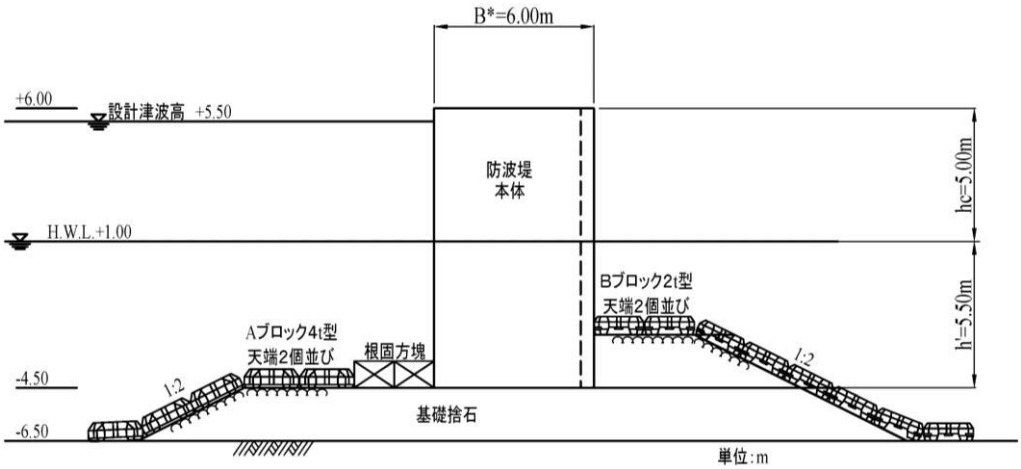


図-4.28 既設防波堤の粘り強い化

4.9 腹付マウンドの効果検討（粘り強い構造から推定される許容津波高の算定）

「**本章 p.1-4-2　4.2 設計計算の手順**」に記したように、粘り強い構造の検討においては、総合的な評価項目として費用対効果の高いものを採用することが求められる。「**考え方 p.57　(3)　粘り強い構造から推定される許容津波の発生確率の推定方法**」には、粘り強い構造としたことにより付加される耐津波特性を考慮した便益の算定方法が示されている。これに基づき、嵩上げ厚さを変化させて許容津波高を推算し、推算した許容津波高を発生させる地震のモーメントマグニチュードの算定、および発生確率の推定を行い、便益を算出して嵩上げ厚さを決定するのは 1 つの考え方である。

ここでは､腹付マウンドを設置することによる堤体の滑動抵抗力と許容津波高の増加に着目し、粘り強い構造の効果を検討する。

なお、本検討は防波堤の設計として行うものではなく、上記のような費用対効果の評価をするための一例である。

4.9.1　捨石の嵩上げによる滑動抵抗力の算定

捨石の嵩上げによる滑動抵抗力は、「**考え方 p.57　(3)　粘り強い構造から推定される許容津波の発生確率の推定方法**」に示されるように、受働土圧合力として捨石の嵩上げの効果を考慮し、以下の式（1-4-5）により求められる。

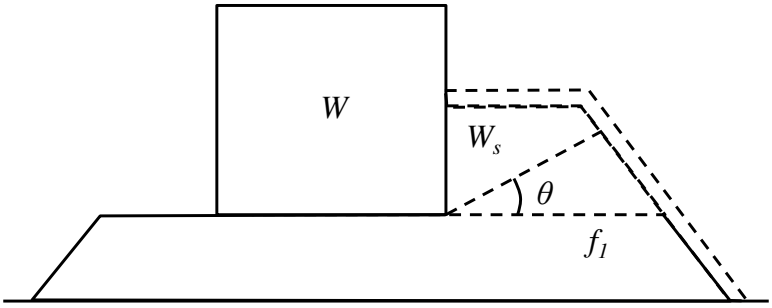


図-4.29　滑動抵抗力算出のための防波堤周辺の諸量の定義図

$$R = W_s \tan(\theta + \emptyset) \qquad (1\text{-}4\text{-}5)$$
$$\emptyset = \tan^{-1} f_1$$

ここに、

R：割石の滑動抵抗力（kN/m）

W_s：捨石重量（kN/m）

f_1：内部摩擦係数（f_1=0.8）

θ：すべり面傾斜角

（θ を試行的に変えて求められる R の最小値を滑動抵抗力とする。）

4.9.2　粘り強い構造から推定される許容津波高の算定

粘り強い構造から推定される許容津波高は、ケーソン自体の滑動抵抗力に「**本章 p.1-4-34　4.9.1 捨石の嵩上げによる滑動抵抗力の算定**」で求めた腹付マウンドの滑動抵抗力 R を加え、水工研式または谷本式により求めた津波波力に対して算定される。

4.10 腹付マウンドの効果検討の計算例

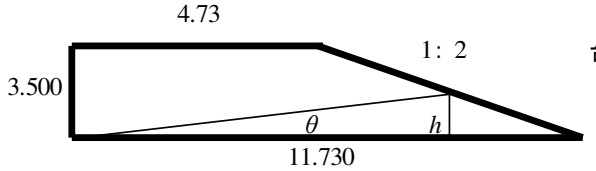
「**本章 p.1-4-10　4.8 設計津波に対する計算例**」および「**本章 p.1-4-34　4.9 腹付マウンドの効果検討（粘り強い構造から推定される許容津波高の算定）**」で示した条件・計算結果・検討方法に基づいて、腹付マウンドを設置することによる効果の検証を行う。ここで、計算条件は、「**本章 p.1-4-10　4.8 設計津波に対する計算例　4.8.1 津波が矩形型上部工の防波堤を越流する場合　(1) 設計津波に対して堤体の安定性が不足する場合**」と同様とする。

4.10.1 腹付マウンドの滑動抵抗力

腹付マウンドの天端幅=4.73m（B ブロック 2 個並び）

図-4.30 に示す計算により、腹付マウンドの滑動抵抗力 R は 225.3kN/m となる。

腹付け石断面図



台形断面積

28.805 m^2

捨石の諸元

w'　10 kN/m^3　(水中重量)

φ　38.66 (°)

θ	$\tan\theta$	h	断面積S	Ws（捨石）	R
(°)		(m)	(m2)	(kN/m)	(kN/m)
0.0000	0.0000	0.0000	28.805	288.050	230.44
8.0214	0.1409	1.2896	21.242	212.417	225.26
8.0787	0.1419	1.2968	21.199	211.991	225.26
8.1360	0.1430	1.3041	21.157	211.566	225.26
8.1933	0.1440	1.3113	21.114	211.142	**225.26**
8.2506	0.1450	1.3185	21.072	210.719	225.26
8.3079	0.1460	1.3257	21.030	210.298	225.26
8.3652	0.1470	1.3329	20.988	209.877	225.26
8.4225	0.1481	1.3400	20.946	209.458	225.26
8.4798	0.1491	1.3471	20.904	209.040	225.27
8.5371	0.1501	1.3542	20.862	208.624	225.27
				R_{min}	**225.26**

図-4.30　腹付マウンドの滑動抵抗力の算定

堤体重量 W=2310.0kN/m、波圧合力 P=708.9kN/m、揚圧力合力 P_u=874.8 kN/m、腹付マウンドの滑動抵抗力 R=225.3kN/m であるから、設計津波に対する滑動安全率は腹付マウンドのない場合（拡幅後）の 1.21 から 1.53 に増大し、粘り強い化の効果が確認できる。

$F=(\mu\times(W-P_u)+R)/P=(0.6\times(2310.0-874.8)+225.3)/708.9=1.53>1.2$

4.10.3 粘り強い構造から推定される許容津波高

津波高を＋9.70m として、**「本章 p.1-4-11　4.8 設計津波に対する計算例　4.8.1 津波が矩形型上部工の防波堤を越流する場合　(1)設計津波に対して堤体の安定性が不足する場合 2) 設計津波に対する堤体の安定性の検討」**と同様の計算を行うと、次のようになる。ここで、港内側の水位は設計潮位 H.W.L.＋1.00m とする。粘り強い構造から推定される許容津波高は＋9.70m となり、設計津波高＋8.50m を 1.20m 上回り、粘り強い化の効果が確認できる。

なお、粘り強い構造から推定される許容津波高＋9.70m は、最大クラスの津波の津波高+10.50m 以下である（粘り強い構造は発生頻度の高い津波（設計津波）と最大クラスの津波の間で検討するものである）。

$\mu = 0.6$

$\alpha_1 = 1.1$

$\alpha_\beta = 0.9$

$\eta = 9.70 - 1.00 = 8.70$ m

$\eta_B = 0.00$ m

$h' = 1.00 + 4.50 = 5.50$ m

$\rho_0 g = 1.03 \times 9.81 = 10.1$ kN/m³

$p_1 = \rho_0 g(h' + \eta) \times \alpha_1 = 10.1 \times (5.50 + 8.70) \times 1.1 = 157.8$ kN/m²

$h_c^* = \min(\eta, h_c) = \min(8.70, 5.00) = 5.00$ m

$p_2 = \frac{(\eta - h_c^*)}{h' + \eta p_1} = \frac{(8.70 - 5.00)}{(5.50 + 8.70)} \times 157.8 = 41.1$ kN/m²

$p_3 = \rho_0 g(h' + \eta_B) \times \alpha_B = 10.1 \times (5.50 + 0.00) \times 0.9 = 50.0$ kN/m²

$h_{cB}^* = \min(\eta_B, h_c) = \min(0.00, 5.00) = 0.00$ m

$p_4 = \frac{(\eta_B - h_{cB}^*)}{(h' + \eta_B) p_3} = \frac{(0.00 - 0.00)}{(5.50 + 0.00) \times 50.0} = 0.0$ kN/m²

$R = 225.3$ kN/m

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)(h' + h_c^*) - \frac{1}{2}(p_3 + p_4)(h' + h_{cB}^*)$$

$$= \frac{1}{2} \times (157.8 + 41.1) \times (5.50 + 5.00) - \frac{1}{2} \times (50.0 + 0.00) \times (5.50 + 0.00)$$

$$= 906.6 \text{ kN/m}$$

$$P_U = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)B - \frac{1}{2}(p_2 + p_4)B$$

$$= \frac{1}{2} \times (157.8 + 50.0) \times 10.20 - \frac{1}{2} \times (41.1 + 0.00) \times 10.20 = 849.9 \text{ kN/m}$$

$$F = (\mu(W - P_U) + R)/P = (0.6 \times (2310.0 - 849.9) + 225.3)/906.6 = 1.21 < 1.2$$

以上の計算は、**「本章 p.1-4-10　4.8 設計津波に対する計算例」**における**「本章 p.1-4-20　4.8.1 (2) 設計津波に対して堤体の安定性が確保されている場合」**、**「本章 p.1-4-27　4.8.2 津波がパラペット付上部工の防波堤を越流する場合」**、**「本章 p.1-4-31　4.8.3 津波が防波堤を越流しない場合」**の各ケースで同様に行うことができる。

4.11 参考文献

1) Coastal Engineering Research Center : Shore Protection Manual，U.S.Army Corps of Engrs.，Vol.II，pp.7_213-7_216，1984

2) 岩崎敏夫・真野明・中村武弘・堀越伸彰：潜堤のマウンド材およびプレパックド堤に作用する定常流流体力に関する実験的研究，第 31 回海岸工学講演会論文集，pp.527-531，1984

3) 三井順，松本朗，半沢稔，灘岡和夫：防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流対する安定性照査方法の提案，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69，No.2，pp.I_956-I_960，2013

4) 一般社団法人漁港漁場新技術研究会自然との共生研究部会異形ブロック専門部会：津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル，2014

5) 作中淳一郎，有川太郎：防波堤開口部の耐津波安定性についての実験ならびに数値計算，港湾空港技術研究所　資料，No.1274，pp.18-21，2013