

【参考資料Ⅴ】

防波堤の粘り強い構造に資する
民間企業等の技術

目 次

V-1	本資料の位置付け	1
V-2	防波堤の粘り強い構造に資する民間企業等の技術	2
2.1	防波堤の主な破壊要因と対策工法のまとめ	2
2.2	防波堤の粘り強い構造に資する技術	3
2.2.1	鋼管杭式防波堤補強工法	3
(1)	鋼管杭式防波堤補強工法の概要	3
(2)	鋼管杭式防波堤補強工法の試設計事例	4
2.2.2	サブプレオフレーム	21
(1)	サブプレオフレームの概要	21
(2)	サブプレオフレームの試設計事例	23
2.2.3	防波堤の粘り強い構造の参考となる技術	31
(1)	防波堤本体に関する技術	31
(2)	防波堤背後の腹付工に関する技術	32
(3)	防波堤上部工に関する技術	33
(4)	その他の技術	34

V-1 本資料の位置付け

2011年東北地方太平洋沖地震発生以降、産学官の技術者・研究者により、種々の水理模型実験や数値解析が実施され、津波による防波堤の被災メカニズムが解析されており、防波堤の粘り強い構造に資する技術は、多様な工法が開発されてきている。

本参考資料は、平成25年9月以降、民間企業等により独自に開発されてきた耐津波設計に資する新たな技術、知見を公募し、それらを取りまとめたものである。なお、ガイドラインが重力式の混成堤及び消波ブロック被覆堤を主たる対象としていることから、本参考資料も、標準的な重力式防波堤に適用可能な技術を主な対象としており、防波堤の粘り強い構造に資する全ての技術が必ずしも網羅されていない点に留意する必要がある。

各個別の防波堤における耐津波設計での比較設計においては、本参考資料を参考としながら、最新の粘り強い構造に資する技術開発の成果等を可能な限り確認し、適切に検討を行う必要がある。

V-2 防波堤の粘り強い構造に資する民間企業等の技術

2. 1 防波堤の主な破壊要因と対策工法のまとめ

耐津波設計における津波による防波堤の主な破壊要因と、その要因に対する有効な対策工法を以下にまとめる。下表は現時点における知見を踏まえ、基本的な対策をとりまとめたものである。

表V-2.1 防波堤の主な破壊要因と有効な対策工法

横軸： 対策工	対策①※	対策②※	対策③※	対策④※	対策⑤※	対策⑥※
縦軸： 破壊要因	重量を重くする	抵抗力を上げる	構造の変更	背後を抑える	マウンド等を被覆する	越流水の制御（向きを変える等）
津波波力	上部工の形状変更、中詰材の比重変更	摩擦増大マットの敷設	本体の形状変更**	腹付工の設置	—	—
越流洗掘	—	—	—	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	上部工の形状変更
地盤浸透流	—	—	本体の形状変更**、マウンドの透水性の調整	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	—

※：対策の丸囲みの数字は、対策の優先順位を示すものではないことに留意。

※※：本体の形状変更においては、根入れ構造である場合に地盤の浸透流対策に効果があるなど構造によって変化することに注意する必要がある。

2. 2 防波堤の粘り強い構造に資する技術

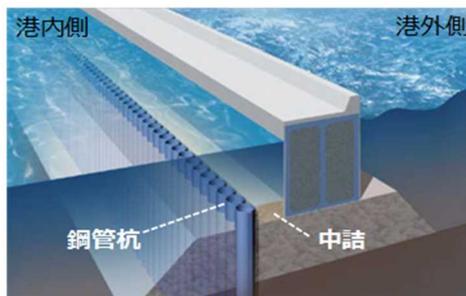
現時点において水理模型実験等で破壊に至る過程までの定量的な検証がされている民間企業等の技術であり、防波堤の粘り強い構造に資する技術として、鋼管杭式防波堤補強工法（参考資料V-2 2. 2. 1）、サブプレオフレーム（参考資料V-2 2. 2. 2）、ペルメックスによる腹付被覆マウンド工法（参考資料III-6 6. 2（1））について、とりまとめを行った。

なお、これらの技術以外にも、防波堤の粘り強い構造に資する技術や検討の際に参考となり得る技術があることに留意する必要がある。

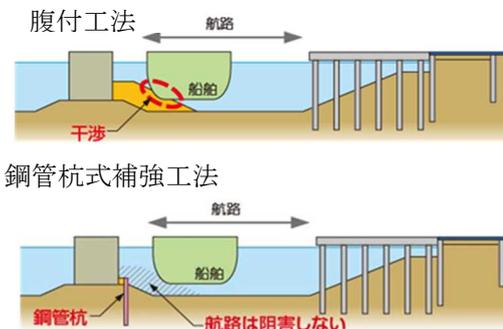
2. 2. 1 鋼管杭式防波堤補強工法

(1) 鋼管杭式防波堤補強工法の概要（対策④：背後を抑える）

<p>概要・概念 図</p>	<p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は、防波堤の港内側マウンドに連続的に鋼管杭を打設し、ケーソンと鋼管杭の間に僅かな中詰を施すことにより、防波堤を補強する工法(図V-2.1)である。</p> <p>補強の基本的なメカニズムは、波浪や津波によって防波堤ケーソンに大きな外力が作用しても、中詰がケーソンを受け止めることおよびケーソン底面からマウンド・原地盤を介した安定した力の伝達により、鋼管杭に伝達する荷重が分散し、鋼管杭の剛性と鋼管杭背後の地盤の抵抗によって防波堤全体の安定性を向上させるものである。さらに、越流による港内側地盤の洗掘が生じる場合でも、鋼管杭によりケーソン直下の地盤の洗掘を防止することで、防波堤の防護機能の喪失（倒壊）を遅延させることが期待できる工法である。</p> <p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は洗掘対策が難しい現場において特に有効な補助工法となる。また、防波堤の安定性(滑動・転倒・支持力破壊)が不足する場合にも適用が可能であり、特に防波堤背後に航路や泊地がある箇所(図V-2.2)や防波堤堤頭部など、大規模な補強が難しい場合に有効な工法である。</p>
<p>施工</p>	<p>鋼管杭の施工は、マウンドを構成する捨石層を打ち抜く必要があるが、実現可能な工法として、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法、ロックバイプロ工法が考えられる。</p>
<p>周辺環境への影響</p>	<p>鋼管杭の施工は、いずれもセメントミルク等を用いず環境への影響はない。また、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法は、回転圧入により鋼管杭を施工するため、騒音や振動が小さい工法である。</p>



図V-2.1 鋼管杭式防波堤補強工法の概要



図V-2.2 狭隘地での防波堤の補強

を行う【4）項】。次に、補強断面に「設計津波」を超える規模の津波が作用する場合に対し、洗掘進行時における防波堤全体の安定性の持続性（「粘り強さ」）について検討する【5）項】。

3) 既設防波堤の設計条件および断面諸元

本事例で対象とする既設防波堤の断面は、技術基準²⁾に従って再現期間50年の確率波（以下、「50年確率波」という。）を基に決定されているものとし、本事例ではその安定性検討の詳細については省略する。

a) 主要設計条件および安定性の照査結果

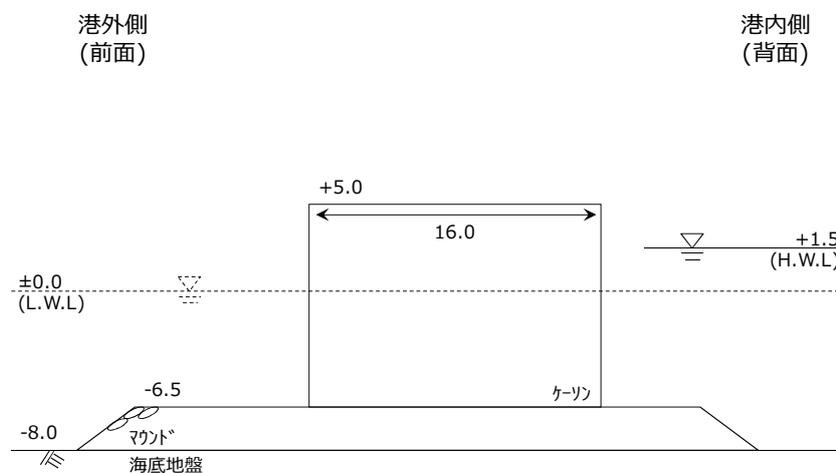
既設防波堤の主要設計条件として、「50年確率波」の諸元およびケーソンの滑動・転倒・支持力破壊に対する安全率の計算結果を表V-2.2に示す。本防波堤断面は、ケーソンの滑動破壊により決まった断面である。

表V-2.2 既設防波堤の主要設計諸元

潮位	H.W.L + 1.50 m
有義波高： $H_{1/3}$ (m)	6.7
最大波高： H_{MAX} (m)	10.5
周期： $T_{1/3}$ (sec)	12.0
補正後波向： β (°)	10
ケーソン滑動安全率	1.21 > 1.2
ケーソン転倒安全率	1.44 > 1.2
支持力破壊安全率 (簡易ビショップ法)	OK > 1.0

b) 既設防波堤の断面

表V-2.2の「50年確率波」により設定された防波堤断面を図V-2.4に示す。



図V-2.4 既設防波堤の断面

4) 「設計津波」に対する耐津波設計

a) 設計の基本方針

「設計津波」に対する設計は、越流によって防波堤背後のマウンドや原地盤が洗掘しても、防波堤全体の安定性が確実に確保されるような補強断面を設定することを基本方針とした。

具体的には、津波が越流し、洗掘が生じると仮定し、洗掘による支持力破壊に対する補強として、鋼管杭を用いた防波堤補強工法の適用を検討する。また、十分な防波堤の全体安定性を確保するための条件として、洗掘を考慮しても、鋼管杭の転倒に対する安全率が1.2を確保できる補強断面とする。また、鋼管杭の発生モーメントが降伏モーメント(M_y)以下となるように鋼管杭諸元を設定する。

b) 「設計津波」の諸元

本資料では、「設計津波」は数十年～百数十年に1回の頻度で発生する津波(以下、L1津波、という。)であるとする。「設計津波」の諸元を表V-2.3に示す。

表V-2.3 「設計津波」の諸元

潮位(港内水位： η_r) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)
津波水位(港外水位： η_f) (D.L.m)	+6.00
水位差(L1津波) (m)	4.5
越流水深： η (m)	1.0

c) 補強前の防波堤断面の安定性照査

本資料では、マウンドを含む防波堤背後の海底地盤の最大洗掘深の推定値として、

$$D_{MAX} = 6\eta \quad (1)$$

を用いた。ただし、式(1)は定常越流時の港内側海底地盤(単一砂)の最大洗掘深さを示すもの³⁾であり、ケーソンが倒壊しない場合等に限られるため、あくまで参考値である。洗掘後の断面形状には、発生する形状とは全く異なるが、鋼管杭打設(予定)位置より港内側に一様な洗掘が生じた断面を仮定する(図V-2.5)。

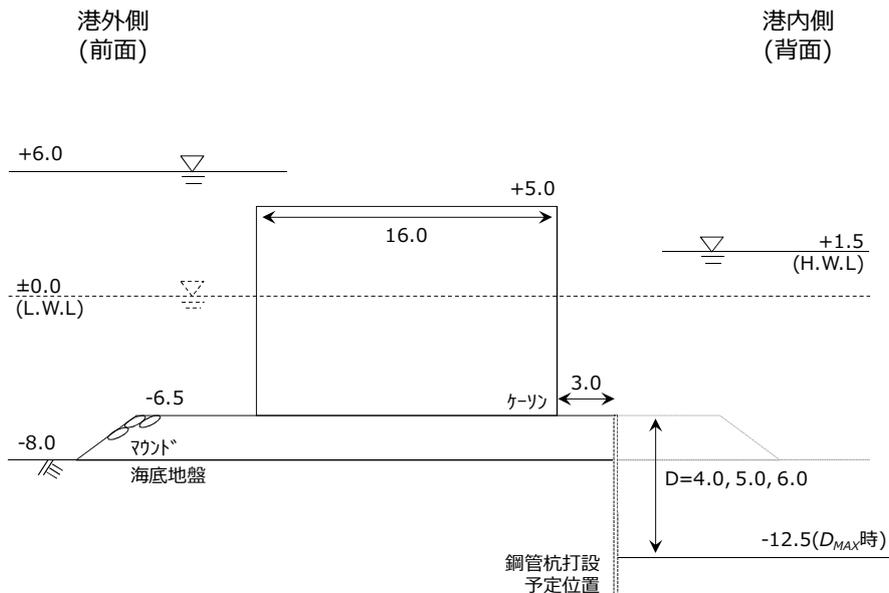


図 V-2.5 防波堤の初期断面 (L1 津波／越流時)

「設計津波」作用時における外力は、ガイドライン p.18【参考①】に従って算出する。「設計津波」作用時における洗掘深 D (m) が 3~6 m の間となる場合を想定し、無対策の(鋼管杭で補強する前の)防波堤断面の安定性を照査した結果を表 V-2.4 に示す。なお、計算に用いたケーソン重量および直下の地盤条件等は表 V-2.5 の通りである。

表 V-2.4 「設計津波」作用時における補強前の防波堤断面の安定性照査結果

	$D = 3.0$ ($= 3\eta$)	$D = 4.0$ ($= 4\eta$)	$D = 5.0$ ($= 5\eta$)	$D = 6.0$ ($= D_{MAX}$)
ケーソン滑動安全率(≥ 1.2)	2.51	2.51	2.51	2.51
ケーソン転倒安全率(≥ 1.2)	6.83	6.83	6.83	6.83
支持力破壊安全率(≥ 1.0)	1.09	0.97	0.91	0.87

ここで、ケーソンとマウンドの接触面における摩擦係数は $\mu_m = 0.6$ とした。

表 V-2.5 ケーソン直下の地盤条件等 (円弧すべり検討時)

	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	N 値
ケーソン	22.0	-	-
海底地盤(砂質土)	8.0	40.0	5
基礎マウンド(捨石)	10.0	35.0	10
海水	10.0	-	-

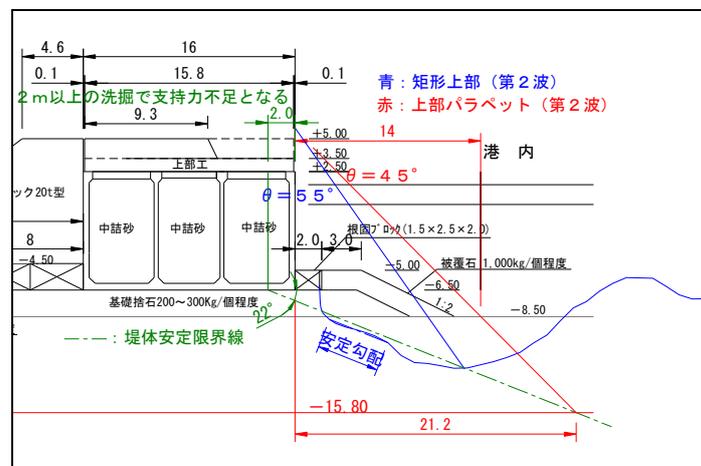
ここで、 ϕ の値は技術基準²⁾に従い、偏心傾斜荷重が作用する場合において簡易ビショップ法を用いて円弧すべりを検討する際の標準値である。

表 V-2.4 によると、マウンドの支持力破壊安全率は $D = 4.0 \sim D_{MAX}$ の範囲で 1.0 を下回っているが、これは洗掘形状の与え方により相当程度の影響を受けると考えられ

る。そこで、さらに当該断面の模型を用いた既往の水理実験結果⁴⁾を活用し、港内側海底地盤および基礎マウンドの安定性について確認を行った。

本検討では、「設計津波」の最大洗掘深として $D_{MAX} = 6.0$ を仮定しており、これは水理模型実験結果⁴⁾と同じ洗掘深であるが、津波水位(η_f)では本検討の「設計津波」の方が実験値⁴⁾よりも小さい。したがって本検討の「設計津波」の場合、水衝部(水塊打ち込み位置)は実験値⁴⁾よりもケーソン側に移動すると考えられる。このとき安定勾配(22°)を考えると堤体安定限界線(ケーソンの安定に対する境界線)がケーソンの下部に至る(ケーソン下方まで洗掘が及ぶ)ため、基礎地盤が支持力を失い直立部が滑落するような大きな被害となることが否定できない。

以上より、越流による洗掘が生じても防波堤全体の安定性が損なわれないよう、鋼管杭式防波堤補強工法の適用を検討する。



図V-2.6 越流水塊の着水位置と直立部の安定性
(ガイドライン参考資料IV IV-19)

d) 鋼管杭式防波堤補強工法の設計フローおよび設計諸元

本検討における設計フローを図V-2.7および図V-2.8-①, ②に示す。なお、本資料では、地震動による防波堤の変形や沈下量は無視できる程度としているが、変形や沈下に伴い鋼管杭部材に残留応力が発生する場合には、この影響を個別に検討する必要がある。また、「設計津波」から「最大クラスの津波」に至るまでの想定される破壊モードや弱点箇所の抽出・検討は、水理模型実験⁴⁾により既に確認済であるが、その他に浸透流による吸出しが生じないか等の検討は、状況に応じて行う必要がある。

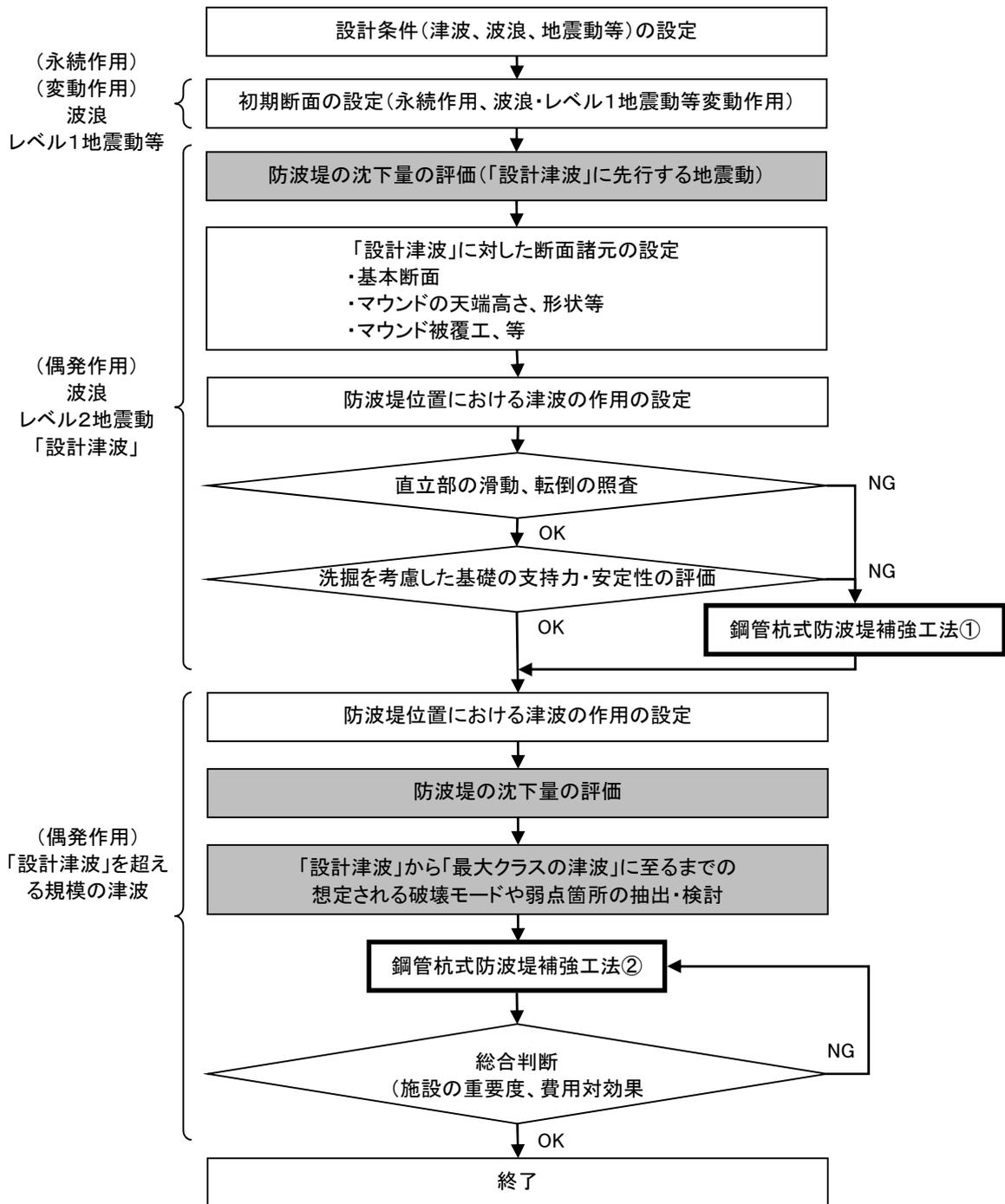


図 V-2.7 補強断面(鋼管杭式防波堤補強工法) 検討フロー

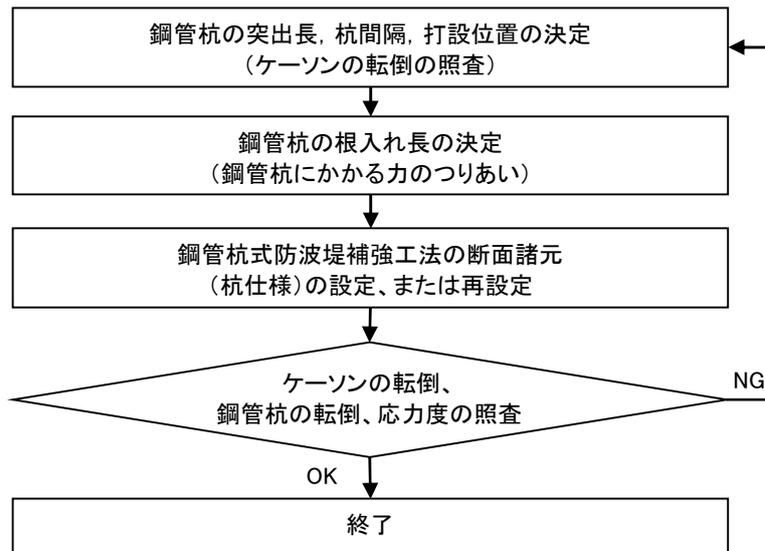


図 V-2.8-① 鋼管杭諸元の検証手順(図 V-2.7 中①より)

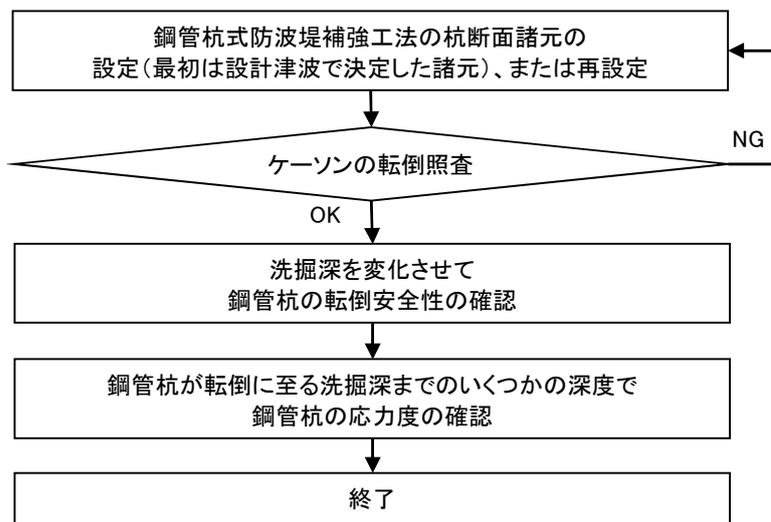
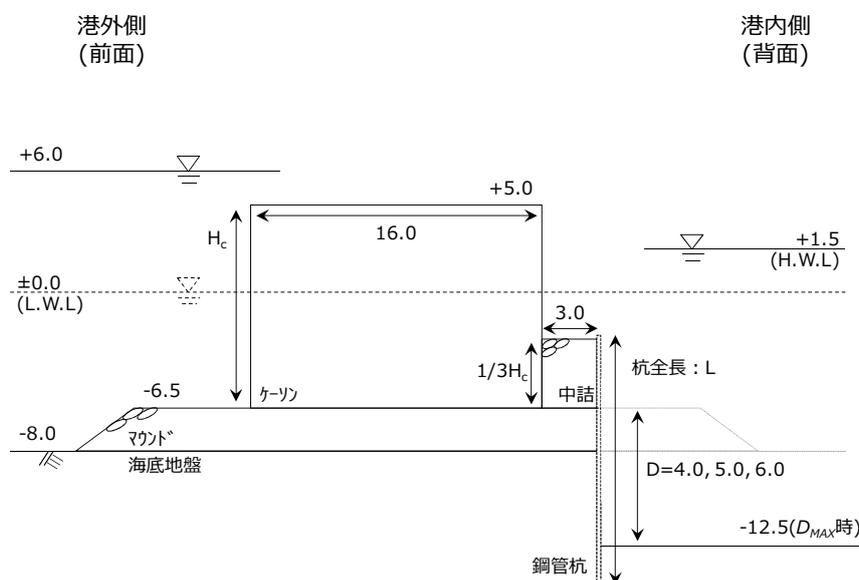


図 V-2.8-② 鋼管杭諸元の検証手順(図 V-2.7 中②より)

e) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面

表V-2.3の「設計津波」に対して鋼管杭式防波堤補強工法により防波堤を補強した場合の補強後断面を図V-2.9に示す。



図V-2.9 防波堤の補強後断面(L1 津波/越流時)

ここで、鋼管杭とケーソンの離隔(中詰幅)は既往の気中載荷模型実験の結果⁴⁾を参考として3.0mとした。また、中詰高は水理模型実験の結果^{1), 5), 6)}からケーソン高 H_c の1/3倍とし、鋼管杭の突出長もこれと同等とした。杭芯間隔(杭中心同士の間隔)は、施工が可能であり、かつ中詰がこぼれ出さないような幅とした。なお、計算に用いたケーソン重量および直下の地盤条件等は表V-2.6の通りである。

表V-2.6 ケーソン直下の地盤条件

	γ' (kN/m ³)	φ (°)	N 値	港研方式(S型)地盤バネ定数 : k_s (kN/m ^{3.5})
ケーソン	22.0	—	—	—
海底地盤(砂質土)	8.0	30.0	5	1,500
基礎マウンド(捨石)	10.0	37.0	10	3,650
海水	10.0	—	—	—

ここで、 k_s の値は技術基準²⁾に従い、N値と k_s との関係から求めた凡その値である。

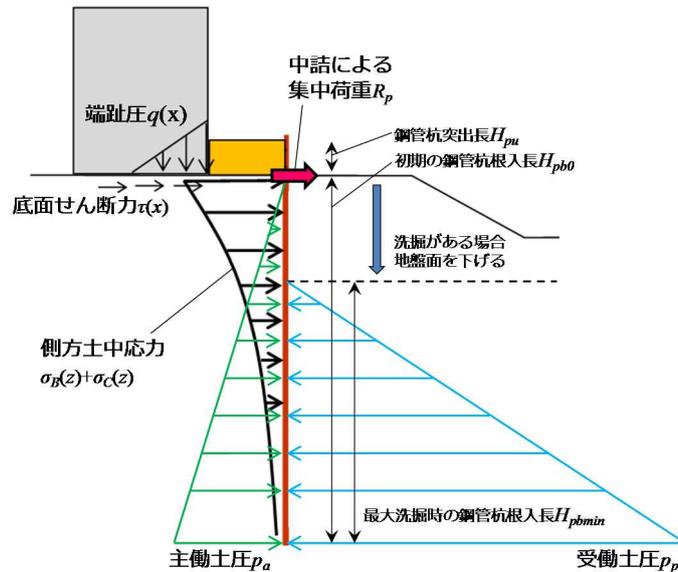
f) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面の安定性照査

本資料では、「設計津波」作用時の洗掘深として $D = 4.0, 5.0, 6.0$ mの3ケースを想定し、ケーソン転倒および鋼管杭転倒の安定性について照査を実施する。

ケーソンの転倒に関する照査では、本検討では鋼管杭式防波堤補強工法による補強後断面と補強前断面(無対策)で照査結果が等しい結果となるため、記述を省略する。仮にここでケーソンの転倒安全率が不足した場合には、鋼管杭の突出長を増大するこ

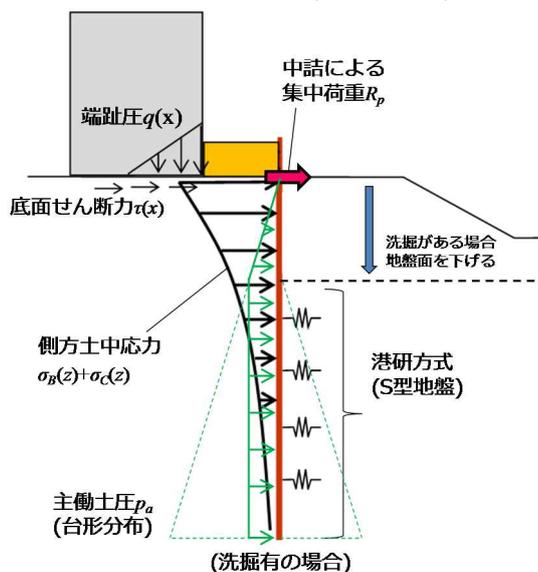
とで、ケーソンの転倒に対する安定性を向上させることができる。ただし、この場合は、ケーソンの滑動安全率が1.0未滿となりケーソン壁面反力(次頁 R_3)が生じていることが必要条件となる。

鋼管杭の転倒は、それぞれの洗掘深 D に対して、**図V-2.10**に示す荷重状態を考慮し⁶⁾、照査を行う。本検討では、鋼管杭下端を中心とした回転および鋼管杭前面の受働状態を仮定し、鋼管杭の転倒安全率(抵抗モーメントと転倒モーメントの比)が1.2以上となるように杭全長 L を決定する。ただし、鋼管杭の回転中心が鋼管杭の下端に無い場合についても、適宜検討を行う必要がある。



図V-2.10 鋼管杭転倒の照査に関するケーソン-鋼管杭間の荷重の考え方

続いて、それぞれの洗掘深 D ・杭全長 L の組み合わせに対して、**図V-2.11**に示す荷重の考え方⁵⁾から鋼管杭に発生する曲げ応力について照査を行う。梁-バネモデルによるフレーム計算を行い、鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが降伏モーメント M_y 以下となるように必要な杭断面の剛性(杭径・板厚)を設計する。



図V-2.11 鋼管杭に発生する曲げ応力の照査に関するケーソン-鋼管杭間の荷重の考え方

ここでは計算の簡易化を目的として、中詰を剛体として扱う。各部材間の作用力 $R_1 \sim R_7$ (kN) を図 V-2.12 に示す。 $R_1 \sim R_7$ はケーソン・中詰の自重との力学的な釣り合い条件を満たすものとし、これを基にそれぞれ $R_1 \sim R_7$ がもつ荷重分布および図 V-2.11 に示した各荷重分布について、以下①～⑥の要領で計算する。

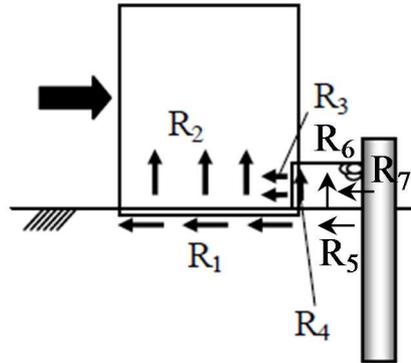


図 V-2.12 各部材間の作用力

ここに、 R_1 :ケーソン底面摩擦力、 R_2 :ケーソン底面反力、 R_3 :ケーソン壁面反力、 R_4 :ケーソン壁面摩擦力(壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$)、 R_5 : 中詰底面摩擦力($\mu_m = 0.6$)、 R_6 :中詰底面反力、 R_7 :鋼管杭頭部反力である。

- ①ケーソン底面および中詰の摩擦力 $\tau(x)$ は、 $F_e (= R_1, R_5)$ の大きさの等分布荷重とする。
- ②ケーソン底面および中詰の鉛直支持力 $q(x)$ は、それぞれ端趾圧 p_e が最大値となる三角形分布(台形分布)荷重および等分布荷重とする。
- ③ $\tau(x)$ に起因する鋼管杭への作用力分布 $\sigma_c(z)$ は、*Cerruti* の解(図 V-2.13)を適用し算出する。

$$\sigma_c(z) = \frac{F_e}{2\pi} \left\{ (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) - 4 \left(\ln \left| \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right| \right) \right\} \quad (2)$$

- ④ $q(x)$ に起因する鋼管杭への作用力分布 $\sigma_B(z)$ は、*Boussinesq* の解(図 V-2.13)を適用し算出する。

$$\sigma_B(z) = \frac{p_e}{2\pi(\alpha_3 - \alpha_1)} \left[2a_3(\alpha_2 - \alpha_1) - a_3(\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) - (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) + 4 \left(\ln \left| \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right| \right) \right] \quad (3)$$

- ⑤鋼管杭頭部に作用する荷重 R_p は、ケーソン底面の高さに R_7 の大きさの集中荷重とする。
- ⑥鋼管杭の地盤反力は、鋼管杭自体の安定性(転倒)を照査する場合はクーロン土圧(受働・主働)、鋼管杭に発生する曲げ応力を照査する場合は港研方式(S型)地盤バネ定数を、作用させる。

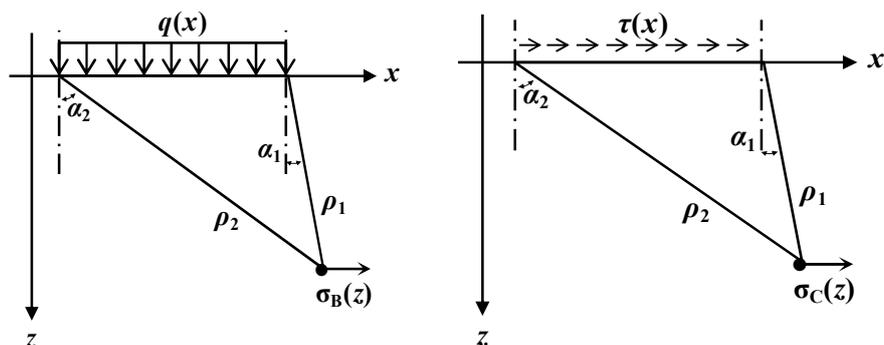


図 V-2.13 Boussinesq の解と Cerruti の解の模式図⁵⁾

設定した各洗掘深度に対して計算により決定された鋼管杭仕様の一覧を表 V-2.7 に示す。なお、それぞれの洗掘深に至る過程における曲げモーメント分布とたわみ曲線によると、同じ外力(水位差)に対しては、洗掘深が深いほど鋼管杭の曲げモーメントが大きくなる。ただし、最大曲げモーメントの発生深度は外力や地盤条件によって変化するため、洗掘が進む途中過程における応力状態についても適宜検討する必要がある。

表 V-2.7 「設計津波」作用時における防波堤補強断面の安定性照査結果と鋼管杭仕様の一覧

検討ケース	L1550-D400(L1)	L1750-D500(L1)	L1950-D600(L1)
-	設計津波による補強工諸元	設計津波による補強工諸元	設計津波による補強工諸元
港内外水位差 (m)	4.50		
越流水深 (m)	1.00		
洗掘深 (m)	4.00	5.00	6.00
鋼管杭全長 (m)	15.50	17.50	19.50
根入長(洗掘前) (m)	11.67	13.67	15.67
根入長(洗掘後) (m)	7.67	8.67	9.67
ケソソ滑動安全率(無対策) -	2.51		
ケソソ転倒安全率(無対策) -	6.83		
支持力破壊安全率(無対策) -	0.97	0.91	0.87
鋼管杭転倒安全率 -	1.22	1.23	1.32
壁延長 (m)	20	20	20
杭径 (mm)	800	800	800
板厚 (mm)	9	9	12
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05	1.75.E+05	2.31.E+05
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03	4.37.E+03	5.77.E+03
断面積 (cm ² /本)	223.6	223.6	297.1
杭芯間隔 (m)	1.05	1.05	1.05
杭本数 (本/20m)	19.1	19.1	19.1
鋼材規格 -	SKK400	SKK400	SKK400
降伏モーメント M _y (kN/m/本)	1027	1027	1356
全塑性モーメント M _p (kN/m/本)	-	-	-
最大曲げモーメント M (kN/m/本)	571	797	982
判定 (M < M _y or M < M _p) -	OK	OK	OK

5) 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討

a) 検討の基本方針

4) 項で「設計津波」に対して設計した補強後断面について、「設計津波」を超える規模の津波が継続的に作用する条件下での、防波堤の安定性の持続性について定量的な検討例を提示する。

「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤補強後断面の各種安定性は、4) 項と同様にして検討する。ただし、「粘り強さ」の発揮目標が『「設計津波」を超える規模の津波に対しても防波堤の津波減災効果を可能な限り発揮できること』とされていることを考慮し、ケーソンの転倒安全率が1.0未満となった場合にケーソンが転倒、鋼管杭の転倒安全率が1.0未満となった場合に鋼管杭が転倒、鋼管杭の発生モーメントが全塑性モーメント(M_p)以上となった場合に鋼管杭自体が破壊すると判定する。なお、上記の照査を実施することを前提とし、ケーソンの滑動、マウンドの支持力破壊に関する照査は実施しない。

b) 「設計津波」を超える規模の津波の諸元

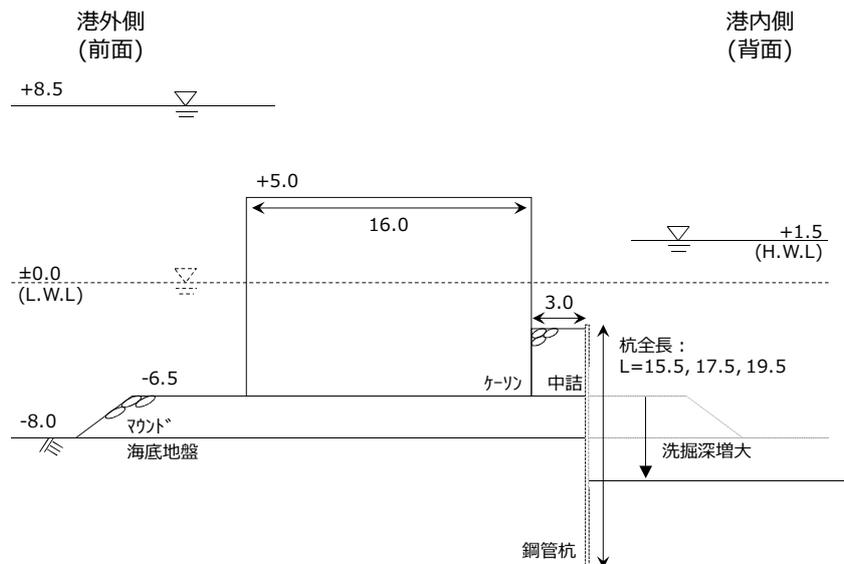
本資料では、「設計津波」を超える規模の津波は数百年～千年に1回の頻度で発生する津波(以下、L2津波)であるとする。「設計津波」を超える規模の津波の諸元を表V-2.8に示す。

表V-2.8 「設計津波」を超える規模の津波の諸元

潮位(港内水位： η_f) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)
港外水位： η_r (m) (D.L.m)	+8.50
水位差(L2津波) (m)	7.0
越流水深： η (m)	3.5

c) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面の安定性

検討対象として補強後断面を図V-2.14に示す。鋼管杭は、「設計津波」による洗掘深を4.0, 5.0, 6.0 mと設定して決定された仕様(表V-2.7)とする。なお、「設計津波」を超える規模の津波が到来する前には、地盤の洗掘は生じていない(補強後断面の状態が維持されている)状態である。



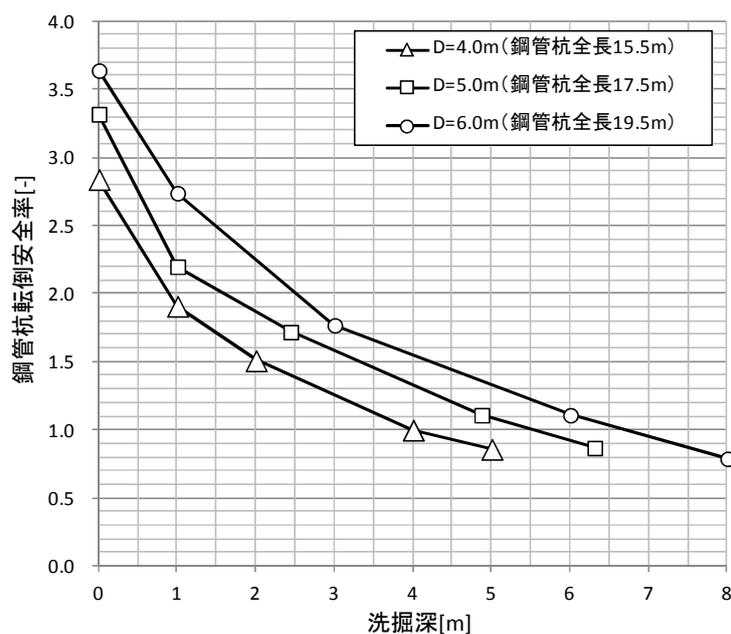
図V-2.14 防波堤の補強後断面(L2津波/越流時)

d) 検討結果

越流(外力)条件を一定として、洗掘深を徐々に増加させた場合の鋼管杭の転倒安全率の推移を図V-2.15に示す。

図V-2.15より、洗掘深が深くなるほど安全率が低下すること、また、鋼管杭を長くすれば相対的な安定性が向上することが分かる。このような検討を行うことで、「設計津波」を越える規模の津波により洗掘が進んだ時に、どの程度の状態になるまで防波堤の安定性が保たれるのかを容易に検討することができる。

なお、津波による洗掘深は、現状では簡単な推定式等が導出されていないが、概略検討段階では最大洗掘量 D_{MAX} を参考に適当な値を設定すると良い。詳細な検討を行う際には、水理模型実験により津波高さや継続時間と洗掘量との関係を確認し、図V-2.15のような図と対比することで粘り強さの検証が可能となる。



図V-2.15 外力一定条件における洗掘深の増大に伴う鋼管杭の転倒安全率の推移

e) 終局状態における破壊形態の制御

最後に、終局状態における破壊形態の制御について検討した結果を示す。本補強断面の破壊形態として、鋼管杭転倒による破壊モードと鋼管杭全塑性状態による破壊モードを想定している。鋼管杭転倒による破壊モードが先行する場合には、ケーソン・鋼管杭ともに大変形を生じるが、完全には倒壊しないため水位差が確保され、防波堤の防護機能が完全には失われない^{1),6)}ことが分かっている。一方、鋼管杭全塑性状態による破壊モードが先行する場合には、この防護機能を発揮する前に防波堤が倒壊してしまう。このため、本補強工法では、鋼管杭全塑性状態による破壊モードが先行して発生しないようにすることが、粘り強い構造の検討において重要なポイントとなる。以下、本断面で、試行的に検討した結果を示す。

洗掘深毎の安定性照査の諸元および結果一覧を表V-2.9-①~③に示す。表V-2.9には、「設計津波」による洗掘深が4.0, 5.0, 6.0 mと仮定して決定された防波堤補強後断面・鋼管杭諸元に対し、「設計津波」を超える津波により順次洗掘が進んだ状態の安定照査の結果を示している。

表V-2.9に示した計算結果において、全塑性モーメントに対する最大曲げモーメントの余裕代に着目すると、鋼管杭転倒安全率が1.0付近で鋼管杭もほぼ同時に全塑性モーメントに達する可能性があることが分かる。このことから、本断面は「設計津波」を超える規模の津波に対して一定の補強効果を示しているものの、破壊の最終形態が鋼管杭の転倒、鋼管杭の全塑性化のどちらになるか明確でないといえる。これに対して、例えば鋼管杭の材料をSKK400材からSKK490材に切り替えることで、設計上は鋼管杭を全塑性化させることなく鋼管杭転倒モードを誘発する断面とし、予期せぬ破壊モードを未然に防ぐ設計とすることが可能である。

表 V-2.9-① 安定性照査結果(D = 4.0 m)

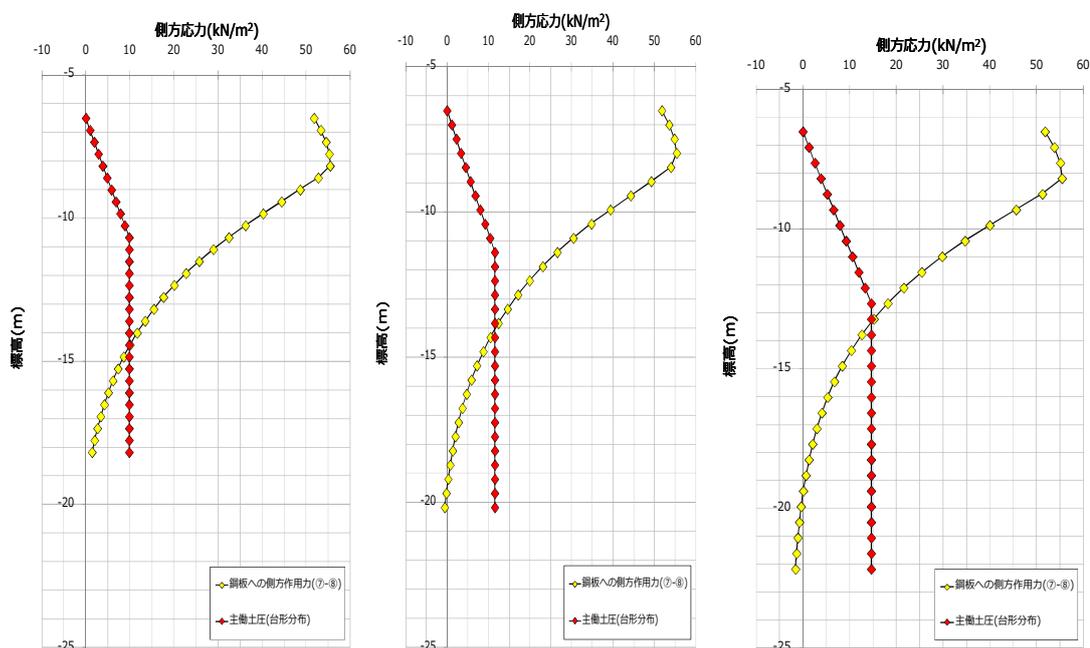
検討ケース	洗掘深 D=4.0m			
	L1550 -D000(L2)	L1550 -D100(L2)	L1550 -D200(L2)	L1550 -D400(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	2.00	4.00
鋼管杭全長 (m)	15.50			
根入長(洗掘前) (m)	11.67	11.67	11.67	11.67
根入長(洗掘後) (m)	11.67	10.67	9.67	7.67
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	2.84	1.91	1.51	1.00
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	9			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03			
断面積 (cm ² /本)	223.6			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1322	1322	1322	1322
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	80	283	446	967
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK

表 V-2.9-② 安定性照査結果(D = 5.0 m)

検討ケース	洗掘深 D=5.0m			
	L1750 -D000(L2)	L1750 -D100(L2)	L1750 -D244(L2)	L1750 -D487(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	2.44	4.87
鋼管杭全長 (m)	17.50			
根入長(洗掘前) (m)	13.67	13.67	13.67	13.67
根入長(洗掘後) (m)	13.67	12.67	11.23	8.80
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	3.32	2.20	1.72	1.11
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	9			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03			
断面積 (cm ² /本)	223.6			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1322	1322	1322	1322
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	82	328	519	1183
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK

表 V-2.9-③ 安定性照査結果(D = 6.0 m)

検討ケース	洗掘深 D=6.0m			
	L1950 -D000(L2)	L1950 -D100(L2)	L1950 -D300(L2)	L1950 -D600(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	3.00	6.00
鋼管杭全長 (m)	19.50			
根入長(洗掘前) (m)	15.67	15.67	15.67	15.67
根入長(洗掘後) (m)	15.67	14.67	12.67	9.67
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	3.64	2.74	1.77	1.11
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	12			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	2.31.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	5.77.E+03			
断面積 (cm ² /本)	297.1			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1752	1752	1752	1752
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	87	266	761	1624
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK



L1550-D400(L2)

L1750-D487(L2)

L1950-D600(L2)

図 V-2.16 港外側地盤からの鋼管杭への作用荷重分布(曲げ応力の照査時)

6) 参考文献

1. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 田中隆太, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼管杭による防波堤補強工法の津波越流時の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1298, 2015.
2. 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社)日本港湾協会, 2007.
3. 有川太郎, 池田剛, 窪田幸一郎: 越流による直立型堤防背後の洗掘量に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, 2014.
4. 及川森, 菊池喜昭, 川邊翔平, 水野竜太, 森安俊介, 田中隆太, 妙中真治: 鋼壁を用いた防波堤補強工法に関する気中載荷実験, 地盤工学会, 地盤工学会特別シンポジウム, 2014.
5. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 田中隆太, 原田典佳, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼杭による防波堤補強工法の津波越流時における破壊モードの考え方と一考察, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.62, 2015. (印刷中)
6. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼杭による防波堤補強工法の津波越流時における安定性に関する研究, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.71, No.2, 2015.
7. 森安俊介, 菊池喜昭, 田中隆太, 妙中真治: 鋼杭による防波堤補強工法の抵抗機構に関する数値解析, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.71, No.2, 2015.

その他

- ・ 独立行政法人港湾空港技術研究所, 東京理科大学, 新日鐵住金株式会社, 一般財団法人沿岸技術研究センター: 鋼管杭を用いた防波堤の粘り強い構造の検討-耐津波設計に関する報告書-(2015年3月)
- ・ S. Moriyasu, Y. Kikuchi, S. Kawabe, R. Tanaka, S. Oikawa: Reinforcement Mechanism of a Gravity-type Breakwater with Steel Walls, International Association for Bridge and Structural Engineers in Nara, May, 2015.
- ・ 勝呂基弘, 菊池喜昭, 兵頭太一, 喜古真次, 長澤宗一郎, 森安俊介, 及川森: 鋼杭による防波堤補強工法に関する模型気中載荷実験, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.71, No.2, 2015.
- ・ S. Oikawa, T. Arikawa, Y. Kikuchi, A. Yahiro, K. Shimosako: Stability of the Breakwater with Steel Pipe Piles under Tsunami Overflow, Coastal Structures, 2015.
- ・ Y. Kikuchi, S. Kawabe, S. Taenaka, S. Moriyasu: Horizontal Loading Experiments on Reinforced Gravity Type Breakwater with Steel Walls, 国際地盤工学会第15回アジア地域会議, 2015.

2. 2. 2 サブプレオフレーム

(1) サブプレオフレームの概要 (対策④：背後を抑える)

概要・概念
図

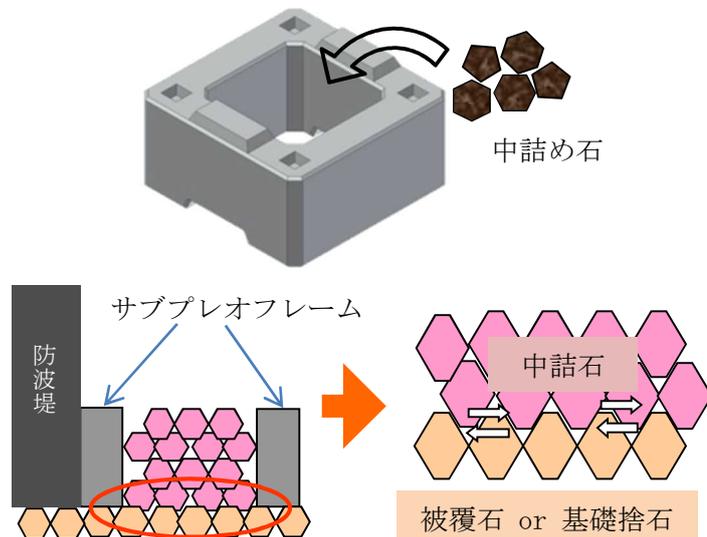
サブプレオフレームは四辺を無筋コンクリートの壁で囲んだ構造物で、中央の孔部に石を詰め（中詰石）、四辺を拘束された中詰石とマウンドの石とのかみ合いによって、1個から滑動に対して所定の水平抵抗力を発揮する工法である（図-1）。

サブプレオフレームは、コンクリート製のブロックフレームの自重によって得られる摩擦抵抗力と、中詰石とブロックを設置した下層にある石（基礎マウンド）とのかみ合わせにより得られるせん断抵抗力の2つの抵抗力によって、大きな滑動抵抗力を発揮することが可能である。

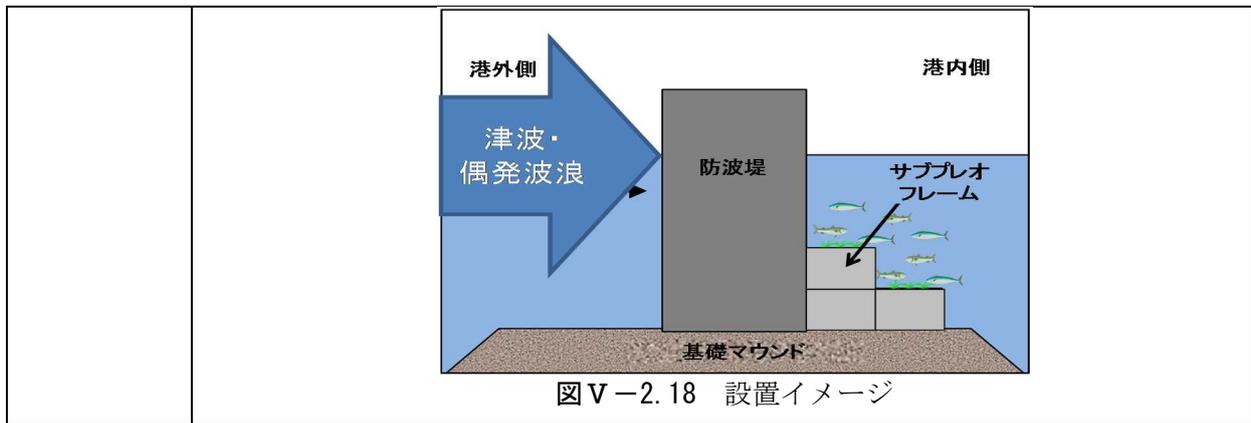
サブプレオフレームは腹付工の一種と考えられ、利用する際は、これを防波堤港内側に設置し、直立防波堤の滑動に対する安定性を向上させ、津波（あるいは偶発波浪）に対して粘り強い構造とする（図V-2.17）。

従来の石の腹付けによる補強工法と比較すると、サブプレオフレームは、小さな断面で必要な抵抗力を発揮できる場合が多く、航路や泊地に影響を及ぼす可能性が少ない。また、標準的なコンクリート方塊の腹付けによる補強工法の場合は、最上段の方塊による抵抗力を無視する必要があるが、サブプレオフレームは、1基の場合でも設計で想定した抵抗力を発揮することが実験で確かめられており、最上段の抵抗力も考慮することが可能である。

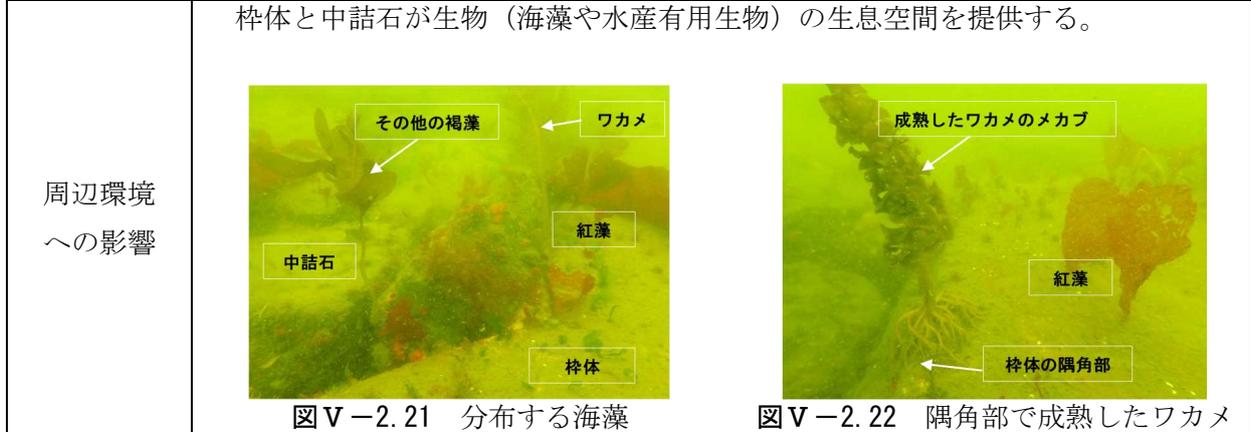
さらに、フレーム中央の孔部により揚圧力の影響を受けにくく、中詰石は四辺をコンクリートの壁に拘束されているため、流れに対しても高い安定性を有しており、通常は中詰石部分に被覆ブロック等を設置する必要が無い。



図V-2.17 サブプレオフレームの構造



一般的な根固ブロック、被覆ブロックによる場合と同様の施工手順となる。サブプレオフレームの設置面は、被覆ブロックと同程度の均しとする。製作に際しては、内型枠、外型枠にわずかにテイパーをつけており、すべて分解することなく簡易に取外しが可能。中詰石の投入も小型グラブで簡単に投入できる。



試設計の方針としては、既設の防波堤断面に「設計津波」を超える規模の津波が作用する場合に対し、津波波力作用時における防波堤全体の安定性の持続性(「粘り強さ」)について検討する。

3) 既設防波堤の設計条件および断面諸元

以下のような断面形状のモデル防波堤で、設計波浪(変動波浪)及びレベルー地震動である変動状態に対して、堤体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以上になっているものとする。

【条件】

- ① 現地水深：-13m
- ② ケーソンの設置水深：-9.0m
- ③ ケーソンの天端高さ：+5.0m

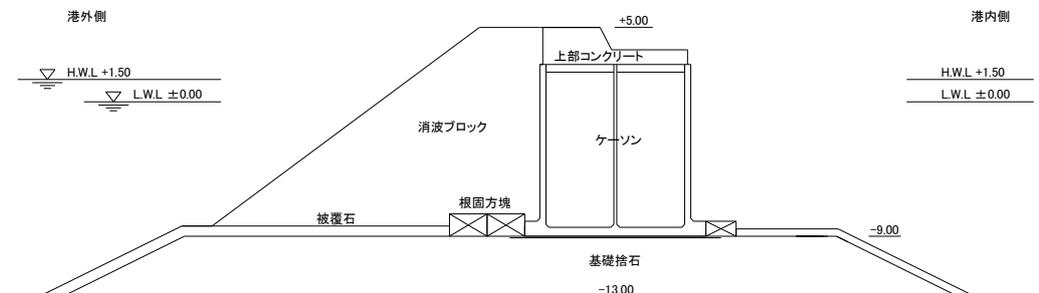


図 V-2.27 防波堤の断面諸元

4) 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討

この断面に対し、最大クラスの津波が来襲した際にも、サブプレオフレームの設置によって防波堤に求められる機能が可能な限り維持され、防波堤の全体安定性を損なわない「粘り強い構造」となるようにサブプレオフレームを設計する。

a) 「設計津波」を超える規模の津波の諸元

この事例で検討する最大クラスの津波は以下の2ケースとする。

ケース1 港外側水位 7.0m(DL) 港内側水位 0.5m(DL)

ケース2 港外側水位 5.5m(DL) 港内側水位 -3.0m(DL)

(第2波以降の最も厳しい条件)

なお、「粘り強い構造物」として最大クラスの津波に対する滑動の安全率は1.0を確保することを目標とする。

5) サブプレオフレームの設計

津波力に対する直立部の滑動に対する安定性については、ガイドライン p.18【参考①】の直立部の滑動に対する安定性照査式により行う。式中記号 γ はその添字に関する部分係数であり、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

① 滑動

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) + P_{R_d} \geq \gamma_a P_{H_d} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- f : 壁体底面と基礎との摩擦係数
- W : 堤体の重量 (kN/m)
- P_B : 浮力 (kN/m)
- P_U : 津波の揚圧力 (kN/m)
- P_H : 津波の水平波力 (kN/m)
- γ_a : 構造解析係数
- P_R : 補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗力 (kN/m)

$$X_d = X_k \cdot \gamma_X \quad \dots\dots\dots (2)$$

式(1)の設計用値は、式(2)に示すように、パラメータ X の特性値に部分係数を乗じることにより求めることが出来る。部分係数は、構造解析係数を除き全て 1.00 を用いても良い。構造解析係数は、防波堤に要求される性能に応じた適切な値を設定する。

a) ケーソン重量 W_k の計算

3) に示したモデル防波堤の断面形状に基づき、1m あたりケーソン重量 W_k は 2819.11 kN/m とする。

b) 津波外力 P_H の計算

津波が防波堤を越流するので、ケース 1 及びケース 2 のいずれにおいても、静水圧差による算定式を用いる。

① ケース 1

$$P_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$P_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} P_1$$

$$P_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$

P_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度	(kN/m ²)
P_2 : 直立壁前面の天端面における波圧強度	(kN/m ²)
P_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度	(kN/m ²)
α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数	(1.05)
$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量	(10.1kN/m ³)
η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ	(5.5m)
h' : 直立壁の底面の水深	HWL 時 (10.5m) LWL 時 (9.0m)
h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ	HWL 時 (3.5m) LWL 時 (5.0m)

$$\alpha_r : \text{直立壁背面の静水圧補正係数} \quad (0.9)$$

$$\eta_r : \text{直立壁背面の静水面からの津波高さ} \quad (-1.0\text{m})$$

$$P_1 = 1.05 \times 10.1 \times (5.5 + 10.5) = 169.68 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)} \quad \text{※LWL 時と同じ}$$

$$P_2 = (5.5 - 3.5) / (5.5 + 10.5) \times 169.68 = 21.21 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$$

$$P_3 = 0.9 \times 10.1 \times (-1.0 + 10.5) = 86.36 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$$

$$P_{H1} = (P_1 + P_2) / 2 \times (h' + h_c) - P_3 \times (h' + \eta_r) / 2$$

$$= (169.68 + 21.21) / 2 \times (10.5 + 3.5) - 86.36 \times (10.5 - 1.0) / 2$$

$$= 926.02 \text{ kN/m}$$

② ケース 2

$$\alpha_f : \text{直立壁前面の静水圧補正係数} \quad (1.05)$$

$$\rho_0 g : \text{海水の単位体積重量} \quad (10.1 \text{ kN/m}^3)$$

$$\eta_f : \text{直立壁前面の静水面からの津波高さ} \quad (4.0\text{m})$$

$$h' : \text{直立壁の底面の水深} \quad \begin{array}{ll} \text{HWL 時} & (10.5\text{m}) \\ \text{LWL 時} & (9.0\text{m}) \end{array}$$

$$h_c : \text{静水面から直立壁天端面までの高さ} \quad \begin{array}{ll} \text{HWL 時} & (3.5\text{m}) \\ \text{LWL 時} & (5.0\text{m}) \end{array}$$

$$\alpha_r : \text{直立壁背面の静水圧補正係数} \quad (0.9)$$

$$\eta_r : \text{直立壁背面の静水面からの津波高さ} \quad (-3.0\text{m})$$

$$P_1 = 1.05 \times 10.1 \times (4.0 + 10.5) = 153.77 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)} \quad \text{※LWL 時と同じ}$$

$$P_2 = (4.0 - 3.5) / (4.0 + 10.5) \times 153.77 = 5.30 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$$

$$P_3 = 0.9 \times 10.1 \times (-4.5 + 10.5) = 54.54 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$$

$$P_{H2} = (P_1 + P_2) / 2 \times (h' + h_c) - P_3 \times (h' + \eta_r) / 2$$

$$= (153.77 + 5.30) / 2 \times (10.5 + 3.5) - 54.54 \times (10.5 - 4.5) / 2$$

$$= 949.87 \text{ kN/m}$$

$$P_H = \max(P_{H1}, P_{H2})$$

$$= \max(926.02 \text{ kN/m}, 949.87 \text{ kN/m})$$

$$= 949.87 \text{ kN/m}$$

c) ケーソンの浮力 P_B

ケーソンの浮力 P_B は、m あたりのケーソン体積 V に海水の単位体積重量 $\rho_0 g$ を乗じて求める。

$$P_B = 132.90 \times 10.1 = 1342.29 \text{ kN/m}$$

d) ケーソン本体の滑動抵抗力 P_K

$$P_K = (W_k - P_B) \times f \quad ; f \text{はケーソンと基礎マウンドとの摩擦係数}(0.6)$$

$$= (2819.11 - 1342.29) \times 0.6$$

$$= \underline{886.09 \text{ kN/m}}$$

e) 不足する滑動抵抗力 R_F

$$R_F = P_H - P_K$$

$$= 949.87 - 886.09$$

$$= 63.78 \text{ kN/m}$$

f) サブプレオフレームの所要個数 n

サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力を算定後、防波堤直立部の大きさと設置状況、基礎マウンドの形状・基礎捨石のサイズ、施工性等を考慮して、サブプレオフレームの規格、配置を決定する。

①サブプレオフレームの規格と配置を決定する際に考慮すべき事項は、以下のとおりである。

- ・サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力（この値が大きいと使用個数が増える）
- ・防波堤直立部の大きさととのバランス
- ・基礎マウンドの形状
 - 港内側基礎マウンドの天端幅内に設置可能か否か
 - サブプレオフレームの設置に耐える形状か否か
- ・中詰石のサイズ（サブプレオフレームの孔部に十分充填が可能で越流水塊に対して安定であることが必要）
- ・施工性（施工機械の制約など）

②サブプレオフレームの規格は下表のとおりであるが、20t型を原則とする。

サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力が小さい場合や基礎マウンドの港内側天端幅が短い場合等に12t型の設置を検討する。両規格とも相似形であり、摩擦係数等の基本性能に差はない。いずれの規格も無筋コンクリートである。

③サブプレオフレームの配置方法

サブプレオフレームの配置は、以下の形状を基本に設定する。なお、最大積上げ数は3段とする。

表V-2.10 サブプレオフレームの規格

規格	実質量 (t)	コンクリート体積 (m ³)	型枠面積 (m ²)	孔部体積 (m ³)	基本寸法(mm)				
					L	B	H	D	E
12t	11.27	4.904	24.01	2.773	2500	2500	1250	500	1500
20t	19.48	8.471	34.62	4.793	3000	3000	1500	600	1800

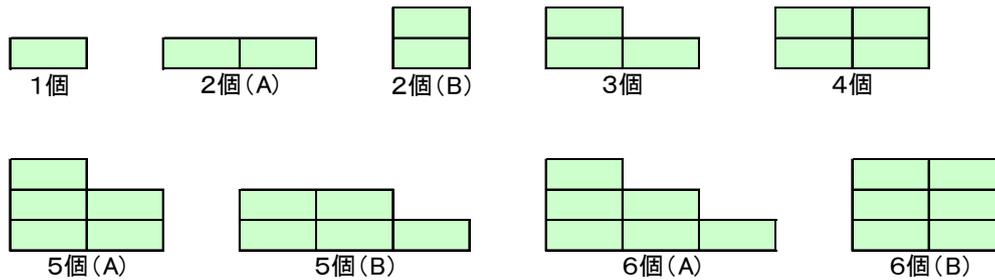


図 V-2.28 サブプレオフレームの配置例（左側に防波堤直立部がある場合）

④サブプレオフレームと基礎マウンドの間の摩擦係数

サブプレオフレームの摩擦係数は、京都大学防災研究所で実施した陸上の引張実験に基づいて設定した。サブプレオフレームの摩擦係数は 0.7~0.8（最大値 0.83）で推移しており、設計に用いるサブプレオフレームの摩擦係数としては、実験結果が平均値 0.75、分散 0.05 の正規分布に従っていることを確認した上で、平均値 0.75 を採用した。

また、上記で設定した摩擦係数の妥当性を検証するため、京都大学防災研究所の平面水槽において縮尺 1/40 の模型を用いて水理模型実験を行い、設定した摩擦係数が安全側の値であることを確認している。

⑤サブプレオフレームの滑動抵抗力

20t 型サブプレオフレームの滑動抵抗力 R の算定

$$R = W_{SPF}' \times \mu$$

$$W_{SPF}' = W_1' + W_2'$$

ここに、 R ：滑動抵抗力（kN/m）

W_{SPF}' ：中詰石を含むサブプレオフレームの水中重量（kN）

μ ：設計摩擦係数（0.75）

W_1' ：コンクリートフレームの水中重量（kN）

W_1 ：コンクリートフレームの空中重量（kN）

$$W_1' = W_1 \times (\rho_c - \rho_w) / \rho_c$$

W_2' ：中詰石の水中重量（kN）

W_2 ：中詰石の空中重量（kN）

$$W_2' = W_2 \times (\rho_r - \rho_w) / \rho_r$$

ρ_w ：海水の密度（t/m³）

ρ_c ：コンクリートの密度（t/m³）

ρ_r ：中詰石の密度（t/m³）

g ：重力加速度（m/s²）

20t 型 1 個の滑動抵抗力 $R_{20t \text{ 型}}$

計算条件 $\rho_w = 1.03$ （t/m³）、 $\rho_c = 2.3$ （t/m³）、 $\rho_r = 2.65$ （t/m³）

$g = 9.8$ （t/m³）

$$W_{SPF} = 19.48 \times (2.3 - 1.03) / 2.3 \times 9.8 + 6.35 \times (2.65 - 1.03) / 2.65 \times 9.8$$

$$= 105.4 + 38.04 = 143.44$$

$$R_{20t \text{ 型}} = 143.44 \times 0.75 = 107.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{断面 1mあたりの滑動抵抗力 } R_{20t \text{ 型}} / \text{製品幅 } B = 107.5 / 3 = \underline{35.8 \text{ (kN/m)}}$$

※中詰石の空隙率は50%として計算した。

⑥サブプレオフレームの所要個数の算定

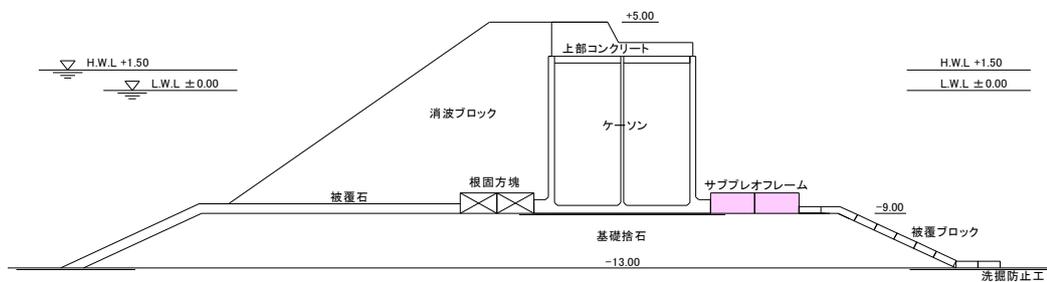
20 t 型 1 個の滑動抵抗力 $R_{20t \text{ 型}} = 35.8 \text{ kN/m}$

$$n > R_F / R_{20t \text{ 型}}$$

$$n > 63.78 / 35.8 \approx 1.78$$

$$n = 2$$

以上より、サブプレオフレームを2個配置する。



図V-2.29 防波堤のサブプレオフレームの配置例

6) 参考文献

1. 日建工学株式会社, 京都大学防災研究所: サブプレオフレームの耐津波設計マニュアル (第1版) .
2. 間瀬 肇, 平石哲也, 川田達也, 行本卓生, 徳永誠之, 松下紘資: 偶発波浪荷重対策としてのカウンターウェイトブロックの開発, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.67, No.2, pp.I_696-I_700, 2011.
3. T. Hiraishi, H. Mase, T. Kawata, T. Yukimoto, S. Tokunaga, H. Matsushita: Experimental Study on Counter-weight Blocks for Breakwater Stability, Proceedings of the 21th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE-2011, Volume 3, pp.1146-1151, 2011.
4. 松下紘資, 平石哲也, 川田達也, 間瀬 肇: 偶発波浪に対するカウンターウェイトブロックの適用に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I_215-I_220, 2013.
5. 松下紘資, 平石哲也, 間瀬 肇, 岸本 治: 偶発作用に対するカウンターウェイトブロックの性能評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, 2014.

6. H. Matsushita: Breakwater Reinforcement Method against Large Tsunami, PIANC De Paep-Willems Award 2013, PIANC Yearbook 2013, pp.111-130, 2013.

2. 2. 3 防波堤の粘り強い構造の参考となる技術

本技術は、水理模型実験等で破壊に至る過程までの定量的な検証がなされていない等の課題があるものの、防波堤の粘り強い構造の参考となる要素技術を、現時点でとりまとめた結果である。今後の水理模型実験や調査研究等の成果により、破壊に至る過程までの定量的な検証が確認される可能性もあるため、今後の技術開発動向について注視していく必要がある。参考となる技術の基本的な考え方を以下に示しているが、この他にも防波堤の粘り強い構造に参考となり得る技術があることに留意する必要がある。

(1) 防波堤本体に関する技術

本技術は、防波堤本体であるケーソンの構造変更などの工夫により、津波波力や地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 台形ケーソン上部斜面堤（対策③：構造の変更）

津波が防波堤を越流する際に、台形ケーソン及び上部工の斜面部に作用する津波波力にて鉛直力を増加させ、滑動、転倒に対する安定性を向上させ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

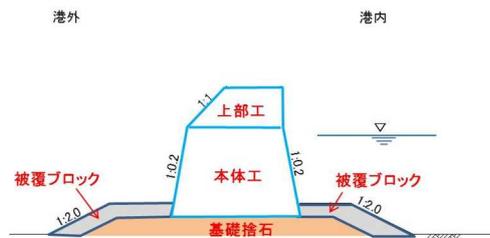


図 V-2.30 台形ケーソン上部斜面堤概念図

2) 根入れ式鋼板セル防波堤（対策③：構造の変更）

根入れ式鋼板セルの根入れ効果により、滑動、転倒に対する安定性を向上させるとともに、浸透流発生の防止、越流洗掘に対して全壊するのを遅らせることができ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

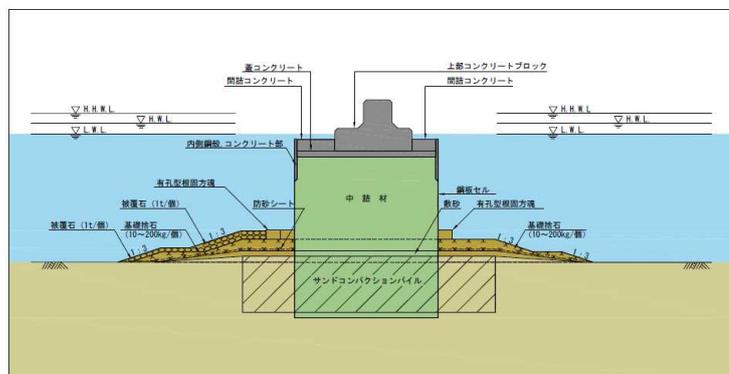


図 V-2.31 根入れ式鋼板セル防波堤概念図

3) 防波堤補強アンカー工法 (対策③: 構造の変更)

ナット定着方式のグラウンドアンカー工法を防波堤本体に施し、その緊張力により、滑動、転倒、基礎の支持力の安定性を向上させ、変形は許容するが、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

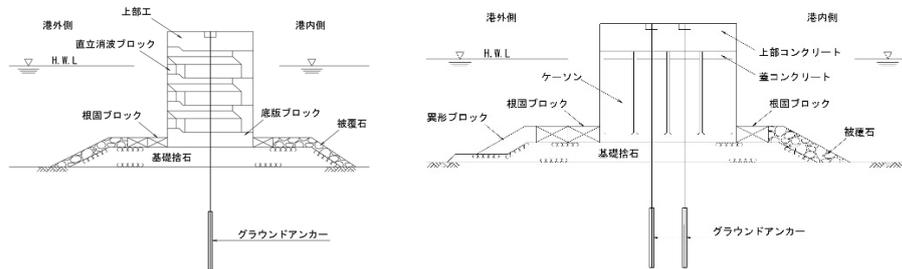


図 V-2.32 防波堤補強アンカー工法概念図

(2) 防波堤背後の腹付工に関する技術

本技術は、防波堤背後の腹付工などの工夫により、津波波力、津波の越流洗掘や地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 高耐久性築堤マットによる腹付工の被覆 (対策⑤: マウンド等を被覆する)

防波堤の港内側の腹付工に、かごマットを施すことにより、腹付工の越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

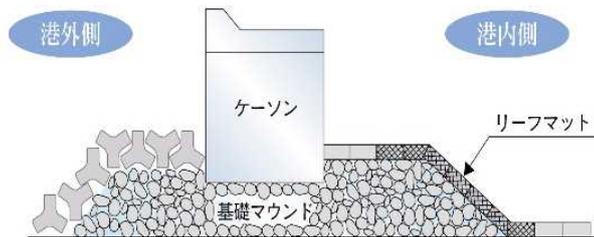


図 V-2.33 高耐久性築堤マットによる腹付工概念図

2) 浚渫土砂を用いた固化処理土による腹付工 (対策④: 背後を抑える)

浚渫土砂を用いた固化処理土 (カルシア改質剤またはセメント混合) による腹付工を施すことにより、固化処理土の受動抵抗によって抵抗力を増加させ、滑動、転倒に対する安定性を向上させるとともに、越流洗掘に対して破壊するのを遅らせることができ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

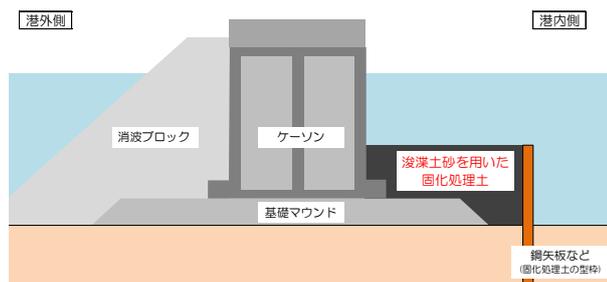


図 V-2.34 浚渫土砂を用いた固化処理土による腹付工概念図

(3) 防波堤上部工に関する技術

本技術は、防波堤上部工の形状を変更するなどの工夫により、津波の越流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 台形ケーソン上部斜面堤【再掲】(対策⑥：越流水の制御)

防波堤の上部工の斜面天端高の設定 ($H/3 \times 1.0$) することで、越流する津波の水深低減や越流継続時間を短くすることより、マウンドの越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

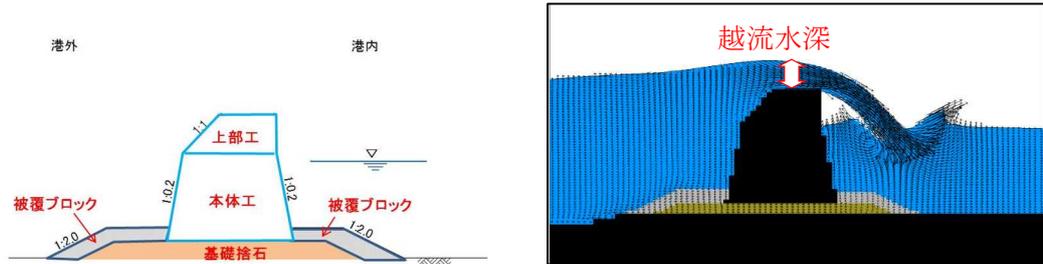


図 V-2.35 台形ケーソン上部斜面堤概念図

2) 防波堤用津波減衰柵 (対策⑥：越流水の制御)

透過性構造の防波板を面材とした津波減衰柵を防波堤の上部工に施し、越流した津波を減衰させ流速を低減することで、背後のマウンドや腹付工の越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

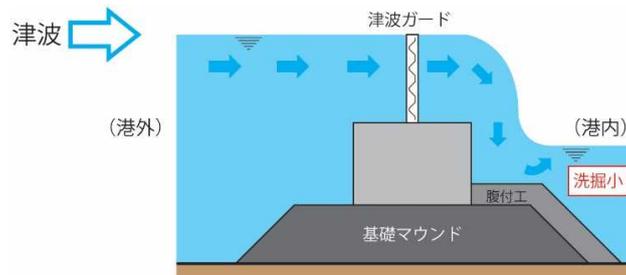


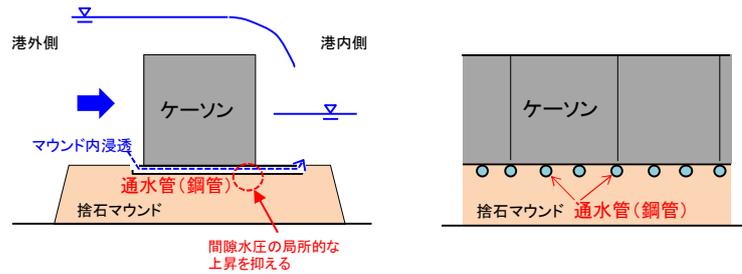
図 V-2.36 防波堤用津波減衰柵概念図

(4) その他の技術

(1) 防波堤本体に関する技術から(3) 防波堤上部工に関する技術に属さない、地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 浸透に伴うマウンド不安定化を抑制する通水構造 (対策③構造の変更)

防波堤直下に通水管を施し、浸透ルートを設定することにより、津波の港内外の水位差による間隙水圧上昇による基礎の支持力低下を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。



図V-2.37 浸透に伴うマウンド不安定化を抑制する通水構造概念図