

改訂前	改訂後
第 2 編 設計条件 第 5 章 津 波 5.2 津波の波力 5.2.1 津波波力の算定 津波による波力は、【津波】の規定に従って設定した津波の諸元、構造物の形式及び越流の有無等を考慮して、適切に算定するものとする。 津波は波浪に比べて周期が数分から数十分と長いことから、その波力は水位の上昇による静水圧として評価される場合が多い。しかし、実際には流れに伴う動的な影響や作用の継続時間による影響が考えられ、水理的に未解明な部分も多いことから、精度よく波力を評価するためには、水理模型実験等を行うことが望ましい。なお、動的な影響を考慮し提案された波力算定式として谷本式と水工研式があり、これらを用いてもよい。 津波波圧の算定には、非越流時の算定方法として実績のある谷本式を標準式として用いることとする。一方で、谷本式の適応範囲を超えた施設背後に越流するような場合は背後水位の変動を考慮していないため波力を過大に算定する場合もある。したがって、前面と背後水位の変動を考慮した水工研式による波圧算定手法と比較検討した上で、防波堤に作用する波圧を決定することができる。図 2-5-4 に津波波圧算定フローを示す。 ここで、津波波圧を算定する際に設定する基準水面は、堤体の安定性が最も低くなる場合とする。一般的には、朔望平均満潮面（H.W.L.）とする場合が多い。 また、引き波時に堤体前面の水位が大きく下がることで堤体の安定性が危険となる場合があるように、堤体の安定性が最も低くなる状態は、必ずしも堤体前面の水位が最高の時点とは限らないことに留意する必要がある。 このため、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及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。 また、海水の密度については、津波来襲時に底質が巻き上げられるような場合、海水の密度が通常とは異なることがあるため留意する必要がある。 <pre>graph TD; A[設計条件の設定 (津波高または水位)] --> B{越流発生}; B -- No --> C[谷本式]; B -- Yes --> D[水工研式 (越流直前状態での谷本式を確認)];</pre> 図 2-5-4 津波波圧算定フロー	第 2 編 設計条件 第 5 章 津 波 5.2 津波の波力 5.2.1 津波波力の算定 津波による波力は、【津波】の規定に従って設定した津波の諸元、構造物の形式及び越流の有無等を考慮して、適切に算定するものとする。 <u>東北地方太平洋沖地震津波（2011 年 3 月）の発生以前においては</u>、津波は波浪に比べて周期が数分から数十分と長いことから、その波力は水位の上昇による静水圧として評価される <u>ことが多かつた</u>。しかし、実際には流れに伴う動的な影響や作用の継続時間による影響が考えられ、水理的に未解明な部分も多いことから、精度よく波力を評価するためには、水理模型実験等を行うことが望ましい。 <u>海中の直立壁に作用する津波波力の算定式としては</u>、動的な影響を考慮した波力算定式として谷本式と水工研式が <u>定式化されている</u>。また、<u>陸上の直立壁に作用する津波波力については、越流発生の有無を考慮した波力算定式が定式化されている</u>。

(新設)

5.2.2 谷本式⁵⁾

谷本らは実験によって、直立壁に作用する津波の波圧について、進行波としての津波高さ a_I に対し、静水面上 $\eta^* = 3a_I$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p_1 = 2.2\rho_0ga_I$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布になるものとした（図 2-5-5 を参照のこと）。

$$\eta^* = 3a_I \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-1)}$$
$$p_1 = 2.2\rho_0ga_I \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-2)}$$
$$p_u = p_1 \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-3)}$$

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/m²）
- ρ_0 ：海水の密度（通常は 1.03t/m³）
- g ：重力加速度（9.81m/s²）

5.2.2 海中の直立壁に作用する津波波力の算定式

津波波圧の算定には、非越流時の算定方法として実績のある谷本式を標準式として用いることとする。一方で、谷本式の適応範囲を超えた施設背後に越流するような場合は背後水位の変動を考慮していないため波力を過大に算定する場合もある。したがって、前面と背後水位の変動を考慮した水工研式による波圧算定手法と比較検討した上で、防波堤に作用する波圧を決定することができる。図 2-5-4 に津波波圧算定フローを示す。

ここで、津波波圧を算定する際に設定する基準水面は、堤体の安定性が最も低くなる場合とする。一般的には、朔望平均満潮面（H.W.L.）とする場合が多い。

また、引き波時に堤体前面の水位が大きく下がることで堤体の安定性が危険となる場合があるように、堤体の安定性が最も低くなる状態は、必ずしも堤体前面の水位が最高の時点とは限らないことに留意する必要がある。

このため、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及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。

また、海水の密度については、津波来襲時に底質が巻き上げられるような場合、海水の密度が通常とは異なることがあるため留意する必要がある。

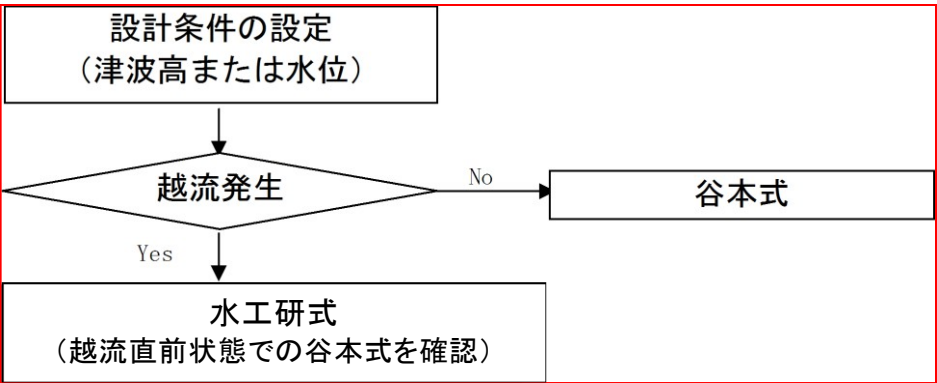


図 2-5-4 津波波圧算定フロー

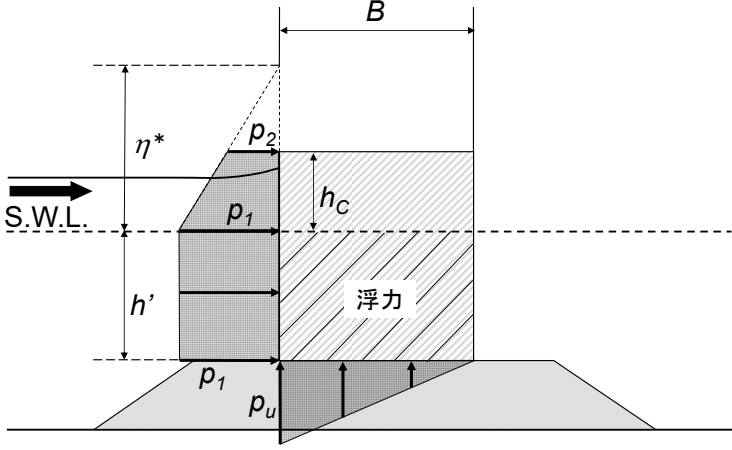
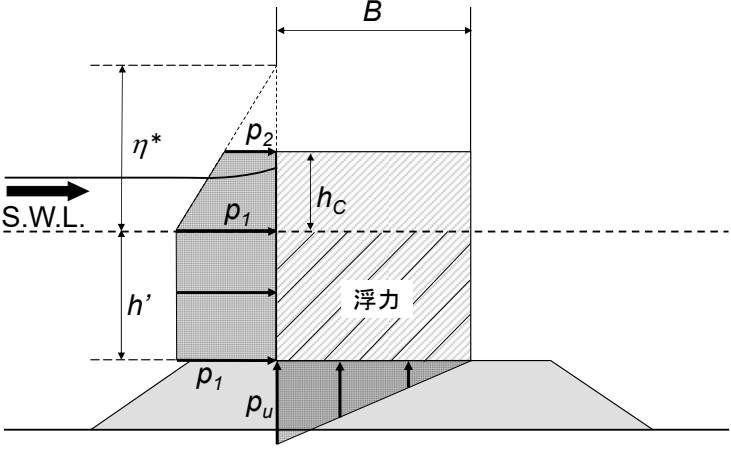
(1) 谷本式⁵⁾

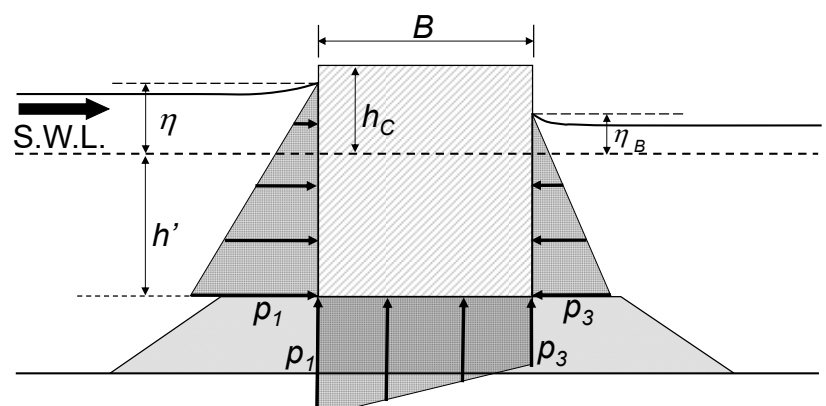
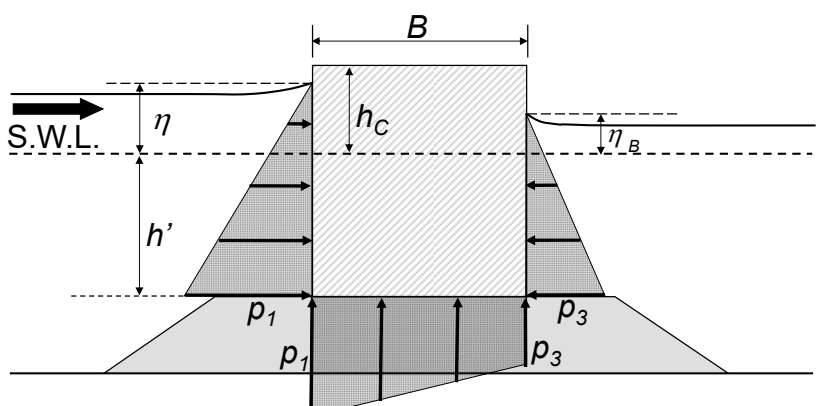
谷本らは実験によって、直立壁に作用する津波の波圧について、進行波としての津波高さ a_I に対し、静水面上 $\eta^* = 3a_I$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p_1 = 2.2\rho_0ga_I$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布になるものとした（図 2-5-5 参照）。

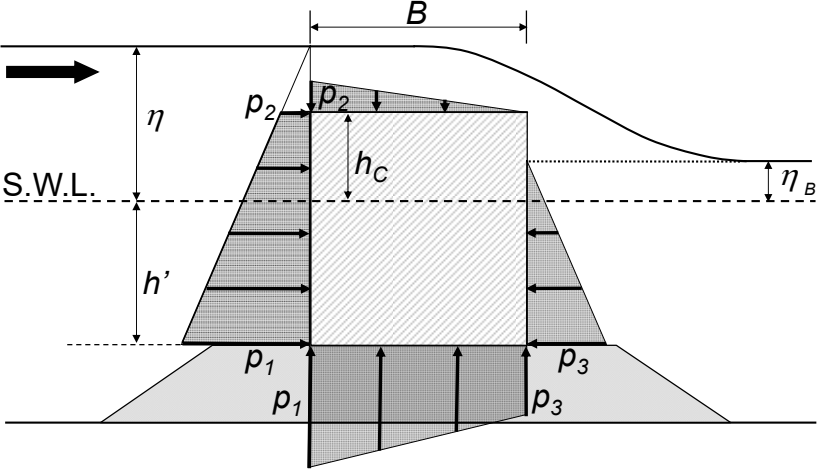
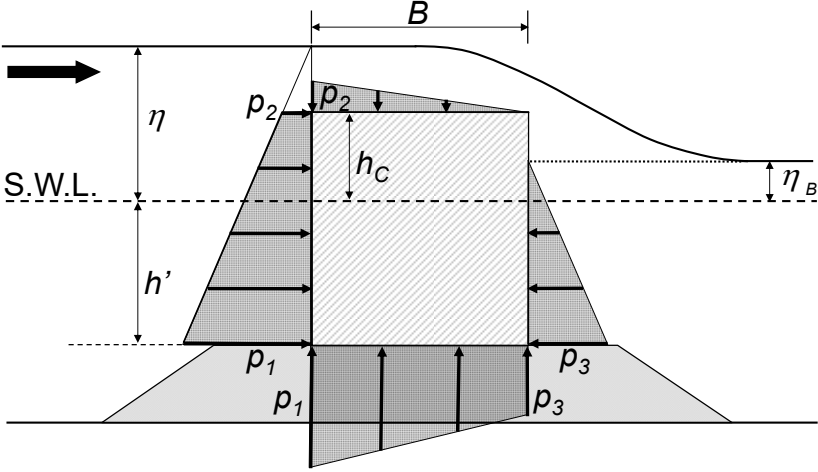
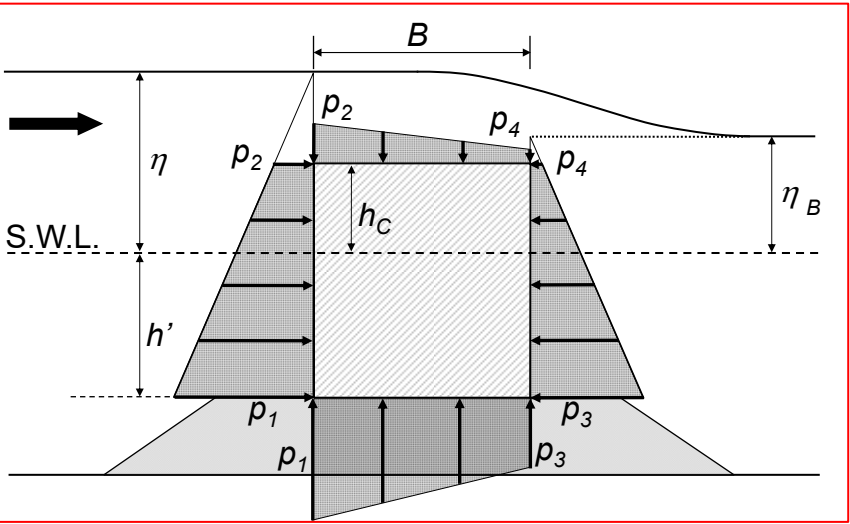
$$\eta^* = 3a_I \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-1)}$$
$$p_1 = 2.2\rho_0ga_I \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-2)}$$
$$p_u = p_1 \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-3)}$$

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/m²）
- ρ_0 ：海水の密度（通常は 1.03t/m³）
- g ：重力加速度（9.81m/s²）

改訂前	改訂後
p_u：前面下端における揚圧力強度（kN/m²）  図 2-5-5 谷本式による津波波力 なお、ソリトン分裂が発生し分裂波による波圧の増加が考えられるような条件下（水深と津波波長の比が 0.005 以上）においては、$p_1=3.0\rho_0ga_l$ として設定する⁶⁾。 防波堤がある条件での津波伝播シミュレーション結果を用いる場合には、堤体前面では反射波により津波波高は、防波堤のない場合のほぼ 2 倍（重複波）になるため、η（堤前の静水面からの津波高）$=2a_l$ として取り扱う。設定水位は、津波来襲時の水位を基準とする。 谷本式は、津波高さが防波堤天端高よりも低く越流が生じない場合の押し波時においては、その波圧分布を適正に与えることができると考えられるが、越流時や引き波時において、堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが難しい。 5. 2. 3 水工研式⁷⁾⁸⁾ 平成 23 年度に水産工学研究所（中山ら）は、施設の前面及び背面における水位変動に基づいて圧力バランスを考慮した式を提示した。これにより、越流時や引き波時において堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが可能となった（図 2-5-6 を参照のこと）。 流れの影響等による動水圧による影響は、補正係数（a_1 及び a_B）により与えることとし、水理模型実験等の結果により、前面については $a_1=1.1$、背面は $a_B=0.9$ として設定することができる。この補正係数は、消波工の有無に関わらず適用することが出来る。また、引き波時の波圧の算定にこの波圧式を用いる場合、引き波時の主方向側を前面波圧側とし、津波伝播シミュレーションより求められる施設前後の水位から波圧を算定する。 この水工研式は、堤体上面と下面に作用する圧力を直接評価することで、浮力は、揚圧力合力 P_U として一体として評価される形となっており、別途、浮力を評価する必要はない。 越流時における堤体背面の静水面上の水位 η_B は津波水塊の落下位置よりも後ろの水面が平らとなる位置での水位を与えてもよい。 また、堤体上面に作用する圧力分布（p_2 及び p_4 からなる台形分布）は、図では堤体の前面から背面において変化する水位を考慮した形として示しているが、津波伝播シミュレーションのメッシュサイ	p_u：前面下端における揚圧力強度（kN/m²）  図 2-5-5 谷本式による津波波力 なお、ソリトン分裂が発生し分裂波による波圧の増加が考えられるような条件下（水深と津波波長の比が 0.005 以上）においては、$p_1 = 3.0\rho_0ga_l$ として設定する⁶⁾。<u>また、丸山ら⁷⁾は直立壁が消波ブロックで被覆されている場合に、ソリトン分裂波の碎波による衝撃力が緩和されることを示すとともに、その際の波圧算定式を提案しており参考にすることができる。</u> 防波堤がある条件での津波伝播シミュレーション結果を用いる場合には、堤体前面では反射波により津波波高は、防波堤のない場合のほぼ 2 倍（重複波）になるため、η（堤前の静水面からの津波高）$=2a_l$ として取り扱う。設定水位は、津波来襲時の水位を基準とする。 谷本式は、津波高さが防波堤天端高よりも低く越流が生じない場合の押し波時においては、その波圧分布を適正に与えることができると考えられるが、越流時や引き波時において、堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが難しい。 <u>(2) 水工研式⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾</u> <u>水産工学研究所（現水産技術研究所）</u>は、堤体の前面及び背面における水位変動に<u>基づく</u>圧力バランスを考慮した<u>津波波力算定式</u>を提示した。これにより、越流時や引き波時において堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが可能となった（<u>図 2-5-6 参照</u>）。 流れの影響等による動水圧による影響は、補正係数（a_1 及び a_B）により与えることとし、水理模型実験等の結果により、前面については $a_1=1.1$、背面は $a_B=0.9$ として設定することができる。この補正係数は、消波工の有無に関わらず適用することが出来る。また、引き波時の波圧の算定にこの波圧式を用いる場合、引き波時の主方向側を前面波圧側とし、津波伝播シミュレーションより求められる施設前後の水位から波圧を算定する。 この水工研式は、堤体上面と下面に作用する圧力を直接評価することで、浮力は、揚圧力合力 P_U として一体として評価される形となっており、別途、浮力を評価する必要はない。 越流時における堤体背面の静水面上の水位 η_B は津波水塊の落下位置よりも後ろの水面が平らとなる位置での水位を与えてもよい。 また、堤体上面に作用する圧力分布（p_2 及び p_4 からなる台形分布）は、図では堤体の前面から背面において変化する水位を考慮した形として示しているが、津波伝播シミュレーションのメッシュサ

改訂前	改訂後
ズと構造物の寸法から考えて p_2 及び p_4 を精度よく算出することが難しいと判断される場合は、防波堤上の平均的な水位による一様分布として扱ってもよい。 ○ 前面波力 P_l の算定（非越流時は $p_2=0$） $p_1=\rho_0g(h'+\eta)\times a_1 \quad , \quad p_2=p_1(\eta-h_C^*)/(h'+\eta) \quad , \quad h_C^*=\min(\eta,h_C)$ $P_l=\frac{1}{2}(p_1+p_2)(h'+h_C^*) \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-4)}$ ○ 背面圧力 P_B の算定（非越流時は $p_4=0$） $p_3=\rho_0g(h'+\eta_B)\times a_B \quad , \quad p_4=p_3(\eta_B-h_{CB}^*)/(h'+\eta_B) \quad , \quad h_{CB}^*=\min(\eta_B,h_C)$ $P_B=\frac{1}{2}(p_3+p_4)(h'+h_{CB}^*) \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-5)}$ ○ 揚圧力合力 P_U の算定（揚力及び浮力を含む） $P_U=\frac{1}{2}(p_1+p_3)B-\frac{1}{2}(p_2+p_4)B \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-6)}$ ○ 堤体重量 $W=W_{dry} \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-7)}$	イズと構造物の寸法から考えて p_2 及び p_4 を精度よく算出することが難しいと判断される場合は、防波堤上の平均的な水位による一様分布として扱ってもよい。 ○ 前面波力 P_l の算定（非越流時は $p_2=0$） $p_1=\rho_0g(h'+\eta)\times a_1 \quad , \quad p_2=p_1(\eta-h_C^*)/(h'+\eta) \quad , \quad h_C^*=\min(\eta,h_C)$ $P_l=\frac{1}{2}(p_1+p_2)(h'+h_C^*) \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-4)}$ ○ 背面圧力 P_B の算定（非越流時は $p_4=0$） $p_3=\rho_0g(h'+\eta_B)\times a_B \quad , \quad p_4=p_3(\eta_B-h_{CB}^*)/(h'+\eta_B) \quad , \quad h_{CB}^*=\min(\eta_B,h_C)$ $P_B=\frac{1}{2}(p_3+p_4)(h'+h_{CB}^*) \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-5)}$ ○ 揚圧力合力 P_U の算定（揚力及び浮力を含む） $P_U=\frac{1}{2}(p_1+p_3)B-\frac{1}{2}(p_2+p_4)B \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-6)}$ ○ 堤体重量 $W=W_{dry} \quad \cdots\cdots\cdots \text{(式 2-5-7)}$
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） ρ_0g：海水の単位体積重量（kN/m³） p_1：堤体下端部における前面波圧強度（kN/m²） p_2：堤体上端部における前面波圧強度（kN/m²） p_3：堤体下端部における背面波圧強度（kN/m²） p_4：堤体上端部における背面波圧強度（kN/m²） B：堤体幅（m） h_C：堤体の静水面上の高さ（m） W_{dry}：堤体の空中重量（kN） a_1：前面の静水压補正係数 a_B：背面の静水压補正係数 	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） ρ_0g：海水の単位体積重量（kN/m³） p_1：堤体下端部における前面波圧強度（kN/m²） p_2：堤体上端部における前面波圧強度（kN/m²） p_3：堤体下端部における背面波圧強度（kN/m²） p_4：堤体上端部における背面波圧強度（kN/m²） B：堤体幅（m） h_C：堤体の静水面上の高さ（m） W_{dry}：堤体の空中重量（kN） a_1：前面の静水压補正係数 a_B：背面の静水压補正係数 

改訂前	改訂後
(非越流時)  (越流時 $\eta_B \leq h_C$ の場合) 図 2-5-6 水工研式による津波波力	(非越流時)  (越流時 $\eta_B \leq h_C$ の場合)  (越流時 $\eta_B > h_C$ の場合) 図 2-5-6 水工研式による津波波力
(新設)	<u>5.2.3 陸上の直立壁に作用する津波波力の算定式¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾</u> <u>陸上の直立壁に作用する津波波力については、下記により算定する。胸壁に対する津波波力の算定手順を図 2-5-7 に示す。</u> <u>(1) 非越流時の津波波力</u> <u>胸壁については、越流しない場合の波力算定式としては、① フルード数による津波波力算定法、② 津波浸水深による津波波力算定法がある。いずれも水理模型実験結果に合致する数式として示されたものである。</u>

改訂前	改訂後
	<pre>graph TD; A["○津波水位の設定 ○胸壁天端高の設定"] --> B{"越流状態の選択"}; B -- "越流する場合" --> C["②波力算定式【越流】"]; B -- "越流しない場合(基本)" --> D["①波力算定式【非越流】"]; C --> E["・越流時の波力算定法 ・水理実験 ・数値計算"]; D --> F["i) フルード数による津波波力算定法 ii) 津波浸水深による津波波力算定法"]; E --> G{"非越流：越流"}; F --> G; G -- "大きい方" --> H["設計波力の算定"]; G -.-> I["粘り強い構造の検討"];</pre> 図 2-5-7 胸壁に対する津波波力算定手順 ¹²⁾ ① フルード数による津波波力算定法 胸壁がない場合の津波遡上シミュレーションにより、進行波の津波水位を算定し、胸壁設置箇所フルード数により、津波波力を算定する方法である（図 2-5-8 参照）。フルード数 Fr は次式で定義される。 $Fr = \frac{U}{\sqrt{g\eta_{\max}}} \dots\dots\dots \text{（式 2-5-8）}$ ここで、Uは水平流速、$\eta_{\max}$は進行波の最大遡上浸水深、gは重力加速度である。フルード数 Fr が $0.0 \leq Fr \leq 1.5$ の範囲において、波圧作用高さは進行波の浸水深の α' 倍とする。作用する水圧は α 倍とする。 $\frac{p_{\max}}{\rho_0 g \eta_{\max}} = \alpha \left(1 - \frac{Z}{\alpha' \eta_{\max}} \right) \dots\dots\dots \text{（式 2-5-9）}$ $\alpha' = \max\{3, \alpha\} \dots\dots\dots \text{（式 2-5-10）}$ ここで、Zは波圧作用位置の地盤からの高さ、$p_{\max}$は最大波圧、ρ_0は海水の密度である。無次元波圧係数 α は、以下の関数として与える。 $\alpha = 1.0 + 1.35Fr^2 \dots\dots\dots \text{（式 2-5-11）}$ ただし、フルード数 Fr が 1.5 程度を超える場合は、既往研究成果及び水理模型実験や数値計算

改訂前	改訂後
	等を用いて無次元波圧係数 α（波圧作用高さ α' は 3 とする）を検討する。 なお、フルード数 Fr が不明な場合は、$\eta_{\max}$ として汀線際（0m 位置）の最大水深 $\eta_{0\max}$ を利用し、谷本式（$\alpha'=3.0$、$\alpha=2.2$）を用いて波力を算定する。 フルード数による算定法では、胸壁を置かない状態で浸水シミュレーションを行い、通過波としての津波の浸水深と流速が必要となる。この際、津波は周期が長いいため、特に常流状態では下流側の地形や建築物（粗度）によって胸壁設置位置の水深や流速が変化し、波力算定に支障を来す場合がある。そのため、浸水シミュレーション実施時には胸壁背後の地形をフラットにし、かつ粗度が無い状態にする必要がある。 図 2-5-8 非越流時の津波波力算定式(フルード数による方法)の概念 ¹²⁾ ② 津波浸水深による津波波力算定法 胸壁がある場合の津波遡上シミュレーションにより、胸壁前面の津波浸水深を算定し、浸水深から波力を算定する（図 2-5-9 参照）。 波圧作用高さは胸壁設置時の浸水深とする。作用する水圧は静水圧の 1.1 倍とする。 $p_1 = \rho_0 g \eta \alpha_I, \alpha_I = 1.1 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-12)}$ ここで、η は胸壁設置時の浸水深、p_1 は下端部における波圧、α_I は静水圧の波圧係数である。 ただし、胸壁基部側では、静水圧を大幅に上回る最大波圧が発生することがある。また、段波砕波が発生する場合等、波圧係数が 1.1 倍を上回ることがあることに留意する。

改訂前	改訂後
	図 2-5-9 非越流時の津波波力算定式(浸水深による方法)の概念 ¹²⁾ (2) 越流時の津波波力 胸壁がある場合の津波遡上シミュレーションを実施し、胸壁前面、背面の津波水位を算定し、その水位を用いて津波波力を算定する。波力の算定にあたっては、水理模型実験、実験で検証された数値シミュレーション、又は以下の式を用いて算定することができる（図 2-5-10 参照）。 i) 前面 $p_1 = \alpha_I \rho_0 g \eta \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-13)}$ $p_2 = \frac{\eta - h_c}{\eta} p_1 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-14)}$ α_Iは、前面法先の浸水深 η を使用する場合は、以下の通りとする。 $\alpha_I = -0.17 \frac{h_c}{\eta} + 1.27, \quad 0.4 \leq \frac{h_c}{\eta} < 1.0 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-15)}$ また、η の代わりに前面沖合(水面変動の小さい位置)の浸水深 η_0 を使用する場合は、以下の通りとする。 $\alpha_I = 1.1 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-16)}$ ii) 背面 $p_3 = \alpha_{IB} \rho_0 g \eta^* \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-17)}$ $p_4 = \frac{\eta^* - h_{CB}^*}{\eta^*} p_3 \quad \dots\dots\dots \begin{matrix} \text{(式 2-5-19)} \\ \text{(式 2-5-18)} \end{matrix}$

改訂前

改訂後

$$h_{CB}^* = \min\{\eta^*, h_c\}$$

ここで、浸水深 η^* として、背後浸水深 η_B を使用する。津波シミュレーションにおいて法先前面の波力算定に、法先前面の浸水深を η として使用する場合には、背面の波力算定には、浸水深 η の発生時刻の背後浸水深を η_B として用いる。前面沖合（水面変動の小さい位置）の浸水深 η_0 を使用する場合は、胸壁に作用する水平波力（胸壁前面と背面の波力の差）が最も大きくなる時刻の背後浸水深とする。波圧係数 α_{IB} は、 $hc/\eta_B < 0.8$ で 0.4、 $hc/\eta_B \geq 0.8$ で 0.0（背面波圧を考慮しない）である。なお、背面波圧は、背後の地形等の影響により異なるため留意が必要である。

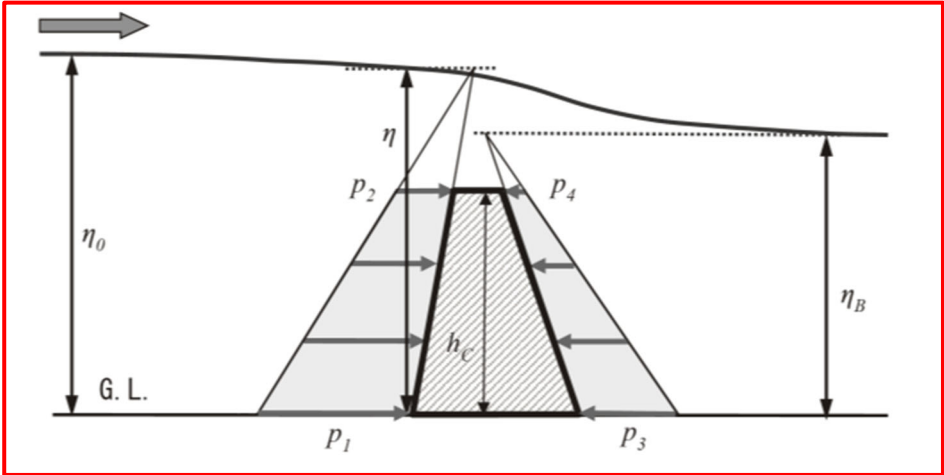


図 2-5-10 越流時の波圧分布 ¹²⁾

背面水位 η_B の算出が困難である時に、 η^* として天端上水位 η_2 を用いて背面波圧の波圧係数 α_{IB} を算定する方法を以下に示す（図 2-5-11、図 2-5-12 参照）。水位 η_2 の算出にあたっては、前面水位と天端高の差による h_1 から本間の公式より算出する。

$$\eta_2 = h_2 + h_c = 0.45h_1 + h_c \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-20)}$$

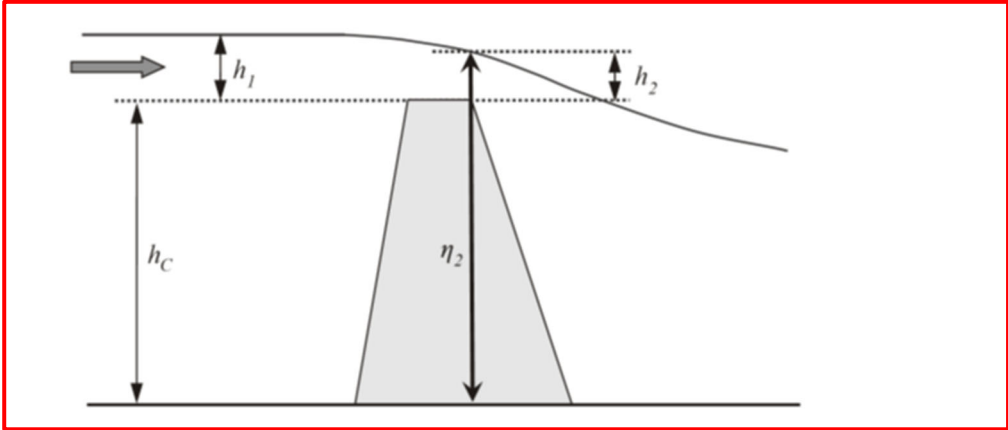


図 2-5-11 天端上水位 η_2 の定義 ¹²⁾

このとき波圧係数 α_{IB} は、 $hc/\eta_2 < 0.8$ で 0.4、 $hc/\eta_2 \geq 0.8$ で 0.0（背面波圧を考慮しない）とする。

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

根固め・被覆ブロック等の安定質量は、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⁹⁾（以下、イスバッシュ式という）又は水理模型実験等によって定めることができる。

港外側及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、イスバッシュの式によって算定することができる（式 2-5-8、図 2-5-7 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¹⁰⁾）を参考とすることができ、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、 $\theta = 45^\circ$ 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。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-8)}$$

ここに、

- M : 安定質量 (t)
- ρ_r : 捨石等の密度 (t/m³)
- 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/s²)
- 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 (°)

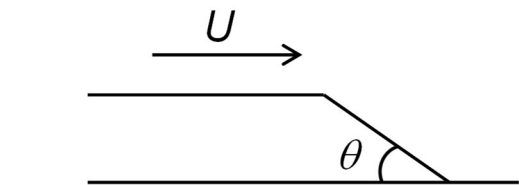


図 2-5-7 根固・被覆ブロックの概念図

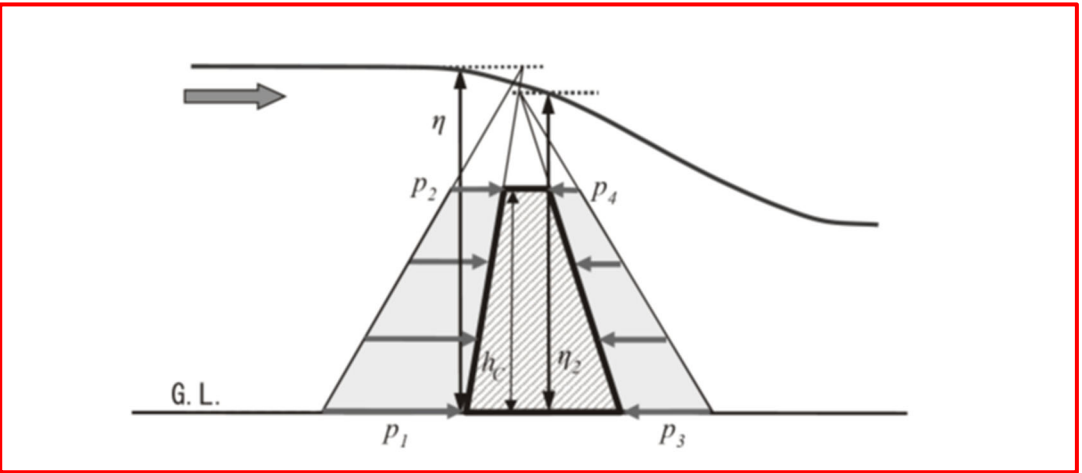


図 2-5-12 天端上水位 η_2 の定義¹²⁾

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

港外側及び津波が防波堤を越流しない場合の港内側の被覆石及び根固め・被覆ブロックの安定質量は、以下に示す安定質量算定式によって定めることができるが、これによらない場合は、水理模型実験等によって定めることができる。

津波流れに対する被覆材の安定質量について、被覆石を検討する場合は、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（式 2-5-21）¹⁵⁾を用いることができる（図 2-5-13 参照）。式 2-5-21 内のイスバッシュの定数 y の値として、埋込石及び露出した石に対する 1.20 及び 0.86 の値を参考とすることができる^{16) 17)}。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-21)}$$

ここに、

- M : 安定質量 (t)
- ρ_r : 捨石等の密度 (t/m³)
- 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/s²)
- 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 : 捨石マウンド等の法面の傾斜角 (°)

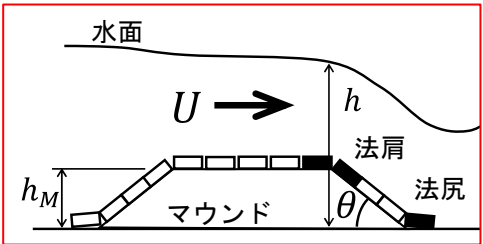


図 2-5-13 算定式に用いるパラメータ

被覆材として平型のブロックを検討する場合は、法肩部での転倒を主要被災メカニズムと仮定してイスバッシュの式を修正した以下の算定式（式 2-5-22）を用いることができる（図 2-5-13 参照）¹⁸⁾ ¹⁹⁾。式 2-5-22 の係数 x の値として、方塊ブロック（ブロックの横高さ比 $\alpha = 0.37$ 、ブロックの縦横比 $\beta = 1$ ；図 2-5-14 参照）を対象とした水理模型実験から得られた式 2-5-23 に示す算定式または図 2-5-15 に示す算定図を参考とすることができる²⁰⁾。様々な形状の被覆ブロックを対象とする場合には、係数の値について民間の知見を参考にすることができる。

改訂前	改訂後
	$M = \frac{\rho_r U^6}{g^3 x^6 (S_r - 1)^3 \cos^3 \theta} \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-22)}$ $x = \frac{Y}{\sqrt[6]{\alpha \beta}} = \begin{cases} 1.96 & h/h_M \geq 2.7 \\ 0.52(h/h_M) + 0.56 & 2.7 > h/h_M \geq 1.4 \end{cases}$ $\cdots \cdots \cdots \text{(式 2-5-23)}$ 図 2-5-14 方塊ブロックの概念図 ここに、 <u>M：安定質量 (t)</u> <u>ρ_r：被覆ブロックの密度 (t/m³)</u> <u>U：被覆ブロックの上面における断面平均流速 (m/s)</u> <u>g：重力加速度 (m/s²)</u> <u>$x = Y/\sqrt[6]{\alpha \beta}$：質量算定の係数 ($Y$にブロックの形状パラメータ α, βの影響を含めた係数)</u> <u>Y：質量算定の係数</u> <u>$\alpha = c/a$：ブロックの横高さ比</u> <u>$\beta = b/a$：ブロックの縦横比</u> <u>h：下流側マウンド法肩での水位(m)</u> <u>(図 2-5-13 に示すマウンド法肩の水位)</u> <u>h_M：マウンド厚(m)</u> <u>S_r：被覆ブロックの海水に対する比重</u> <u>θ：捨石マウンド等の法面の傾斜角 (°)</u> 式 2-5-22、式 2-5-23 が適用できる被覆ブロック等の法面の角度は、$\theta = 45^\circ$ 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、低水位においては、マウンドの法尻を固定しない場合に滑動によるブロック離脱が転倒による離脱よりも先に生じる可能性が水理模型実験により示唆されている²¹⁾。また、防波堤の堤頭部では、複雑な流況条件のためにブロックの安定性が低下する可能性が指摘されている。堤頭部での安定質量が標準部の概ね 1.5 倍以上であるという水理模型実験結果が報告されている²⁰⁾ものの、堤頭部での不安定化の程度を調べた事例は限られており、今後の知見の集積を注視し参考にしていくことも重要である。 ○：方塊ブロック ($\alpha=0.37$, $\beta=1$) を用いた水理模型実験値 —, ---: 式 2-5-23 の係数 x の線 図 2-5-15 方塊ブロックの係数算定図

改訂前	改訂後
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¹¹⁾による安定数（式 2-5-9）から根固・被覆ブロック等の安定質量を評価してもよい。水産庁の調査⁸⁾によれば、方塊型の場合、安定数を 0.6 程度に設定し算出される質量が安全の目安となることが報告されている。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¹²⁾。 捨石の肩幅については、「第 5 編 2.2.7 混成堤」に示されるように、設計波高に応じて定めてもよい。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。 なお、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、水産庁の調査によれば標準的な図 2-5-8（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。 $N = \frac{h_1}{(S_r - 1) D_n} \dots\dots\dots (式 2-5-9)$ ここに、 N：安定数 h_1：越流水深(m) S_r：コンクリートの海水に対する比重 D_n：ブロック代表長さ(m)（=ブロック体積 V の 3 乗根） $D_n = V^{\frac{1}{3}}$ H：被覆材天端上堤体高 d：被覆材天端上水深 B：港内側マウンド天端幅 L：打ち込み位置の堤体からの距離	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²²⁾による安定数を組み込んだ関係式（式 2-5-24）によって根固・被覆ブロック等の安定質量を評価してもよい。水産庁の調査⁸⁾によれば、方塊型の場合、安定数を 0.6 程度に設定し算出される質量が安全の目安となることが報告されている。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²³⁾。 捨石の肩幅については、「第 5 編 2.2.7 混成堤」に示されるように、設計波高に応じて定めてもよい。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。 なお、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、水産庁の調査によれば標準的な図 2-5-16（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 を参考としてよい¹⁰⁾²⁴⁾。 $M = \frac{\rho_r h_1^3}{N^3 (S_r - 1)^3} \dots\dots\dots (式 2-5-24)$ ここに、 M：安定質量 (t) N：安定数 h_1：越流水深 (m) S_r：コンクリートの海水に対する比重 ρ_r：コンクリートの密度(t/m³) 図 2-5-16 安定数算出のための防波堤周辺の諸量の定義図

改訂前	改訂後
図 2-5-8 安定数算出のための防波堤周辺の諸量の定義図	
(参考文献)	(参考文献)
(新設)	<u>7) 丸山草平・高山知司・下迫健一郎・八尋明彦・鈴木高二朗・青田徹・田中真史・松本朗・半沢稔：ソリトン分裂津波に対する消波ブロック被覆堤の津波波力算定法に関する研究,土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol. 71, No. 2 (2015) , pp. I 265-I 270</u>
7)・8) (略)	<u>8)・9) (略)</u>
(新設)	<u>10) 大村智宏・八木宏・中山哲厳・内田智・朝倉邦友・門安曇・滑川順・加藤広之：津波越流時における防波堤の波圧特性と被覆ブロックの安定性に関する実験的検討, 土木学会論文集 B 2 (海岸工学) , Vol. 72, No. 2 (2016) , pp. I 967-I 972</u>
(新設)	<u>11) 大村智宏・宍戸雄太・古市尚基・小林学：押し波初動の津波作用時における防波堤の波圧・波力特性, 土木学会論文集 B 2 (海岸工学) , Vol. 75, No. 2 (2019) , pp. I 823-I 828</u>
(新設)	<u>12) 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省港湾局海岸・防災課：津波を考慮した胸壁の設計の考え方 (暫定版) (2015) , p.22</u>
(新設)	<u>13) 大村智宏・八木宏・中山哲厳・森健二・河野大輔・加藤広之・門安曇・滑川順：胸壁に作用する非越流時の津波波力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol.70, No.2 (2014) , pp. I 881-I 885</u>
(新設)	<u>14) 大村智宏・八木宏・中山哲厳・米山正樹・成田賢仁・加藤広之・門安曇・滑川順：胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol.71, No.2 (2015) , pp. I 991-I 996</u>
9) (略)	<u>15) (略)</u>
10) 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 (1984) , pp.527－531	<u>(削る。)</u>
(新設)	<u>16) 工藤正：土堰堤による河川の仮締切とその越流, 土木学会誌, Vol.58 No.11 (1973) , pp.63-69</u>
(新設)	<u>17) 三井順・松本朗・半沢稔：イスバッシュ式の導出過程と防波堤を越流する津波への適用性, 土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 71, No. 2 (2015) , pp. I 1063-I 1068</u>
(新設)	<u>18) 古市尚基・門安曇・遠藤次郎・大村智宏・大井邦昭・岩瀬浩之・加藤広之・小林学・中山哲厳：津波流れに対するマウンド上被覆ブロックの流体力特性と安定性評価に係る実験的検討,土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 77, No. 2 (2021) , pp. I 715-I 720</u>
(新設)	<u>19) 古市尚基・小林学・遠藤次郎・大井邦昭・大村智宏・門安曇・岩瀬浩之・丸山草平・三上信雄：津波作用下のマウンド上被覆ブロックの安定性評価-流体力長さと水位変化-,土木学会論文集B2 (海岸工学) , Vol. 78, No. 2 (2022) , pp. I 703-I 708</u>
(新設)	<u>20) 水産庁：令和 4 年度水産基盤整備調査委託事業報告書「漁港施設の整備手法における気候変動適応策等の実装検討調査」 (1) 津波の作用における被覆ブロック安定質量の算定式検討, https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyoko_gyozyo/g_thema/sub41.html</u>
(新設)	<u>21) 漁港漁場新技術研究会：被覆ブロックのイスバッシュ数評価のための水理模型実験マニュアル, https:// aitef.or.jp (2023)</u>
11)・12) (略)	<u>22)・23) (略)</u>

改訂前	改訂後
(新設)	<u>24) 大村智宏・八木宏・古市尚基・杉松宏一・中山哲巖・朝倉邦友・本宮佑規・門安曇・野地雅貴・加藤広之：防波堤形状が津波越流時のマウンド被覆ブロックの安定性に及ぼす影響,土木学会論文集B2（海岸工学）, Vol.73, No.2（2017）, pp. I_1015-I_1020</u>