参考

別紙

治山技術基準　第３編　防災林造成事業　参考

第１章　定義及び目的

第２章　区分

第３章　海岸防災林造成

第１節　海岸防災林造成の目的

津波被災事例における海岸防災林の効果と多重防御としての海岸防災林

海岸防災林は飛砂・風害の防備等災害防止機能を有し、地域の生活環境の保全に重要な役割を果たしてきているとともに、過去及び今回（平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震）の津波による被災事例においても、津波エネルギーの減衰効果、到達時間の遅延効果、漂流物の捕捉効果があることが報告されている。

このように、海岸防災林は、津波自体を完全に抑止することはできないものの、津波エネルギーの減衰効果や漂流物の捕捉効果など被害の軽減効果がみられることから、まちづくりの観点において多重防御の一つとして位置づけることができる。

（出典）今後における海岸防災林の再生について　東日本大震災に係る海岸防災林の再生に関する検討会 H24.3

第２節　調査

２－１　総説

２－２　調査項目

２－３　調査手順

２－４　地形調査

海岸地形の名称

1　汀線とは、海面と陸地との交線をいい、満潮時の海面または干潮時の海面と陸地との交線をそれぞれ満潮汀線、干潮汀線という。

2　浜とは、干潮汀線より波が到達しうる限界の地点（海岸線）までをいい、前浜と後浜に分けられる。前浜は、干潮汀線より平常時に波が打ち寄せる限界地点（満潮汀線より陸側にある）までの間の浜で、漂砂移動が常時行われている場所である。後浜は、荒天時に波が打ち寄せる場所であり、波による侵食地形（浜がけ）が形成されることがある。

3　外浜とは干潮汀線より海側で波浪が砕ける砕波点までをいい、砕波点より沖合の部分を沖浜という。なお、砕波点は状況により異なるので、厳密な位置は示せない。

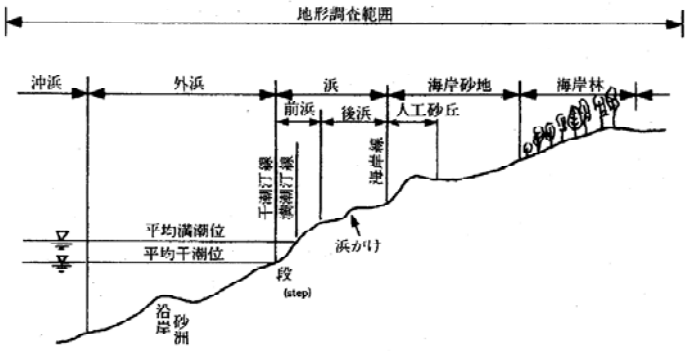


図２－４－１　海岸地形の名称と地形調査範囲

２－５　土壌調査

２－６　土質・地質調査

防潮工の設計のための地盤調査方法

(1) 調査位置、間隔及び深度

調査位置、間隔及び深度は、対象とする施設によって生じる地盤内の応力分布及び地盤の成層状態の均質性を考慮して決定する。調査間隔の目安を機械的に決めることは、できるだけ避けるべきであるが、参考として、ボーリング及びサウンディングの調査間隔を表２－６－１に示す。

調査深度は十分な支持力を有する地層を確認するまでとする。どの地層が十分な支持力を有するか否かは施設の形式、規模によって異なるので一概に決めることができない。目安として比較的規模の小さな施設、あるいは基礎構造が先端支持杭ではない場合には、標準貫入試験で求められるN値が30以上、大型施設で杭の先端支持に期待する場合には、N値が50以上の層を見つけ、その層を数m以上確認して調査を終了する。また耐震性能照査を行う場合には、せん断波速度300m/s以上となる地層（工学的基盤）を確認するまでとする。

表２－６－１　ボーリング及びサウンディングの調査間隔の目安

①　成層状態が水平方向にも鉛直方向にも比較的均質な場合　　単位(m)

		法線方向		法線直角方向			
		配置間隔		配置間隔		法線からの距離（最大）	
		ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ
概略調査	広範囲地域	300～500	100～300	50	25	50～100	
	小範囲地域	50～100	20～50				
精密調査		50～100	20～50	20～30	10～15		

② 成層状態が複雑な場合　　単位(m)

	法線方向		法線直角方向			
	配置間隔		配置間隔		法線からの距離（最大）	
	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ
概略調査	50以下	15～20	20～30	10～15	50～100	
精密調査	10～30	5～10	10～20	5～10		

注）サウンディングにはボーリング孔を必要とするものと、必要としないものとがある。

表中のサウンディングはボーリング孔を必要としないもののみを対象とする。

ボーリング孔を必要とするサウンディングはボーリングの欄を適用する。

（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　(社)日本港湾協会　H19.7

(2) 調査方法の選定

① 地盤調査は、調査範囲、施設の重要度及び経済性などを考慮して、調査目的に最も適した調査方法を選択する。

② 調査目的毎の調査方法と、これから求められる地盤情報を表２－６－２に示す。

表２－６－２　調査目的別の地盤調査方法

分類	調査目的	調査方法	調査内容
成層状態	成層状態の確認	ボーリング サウンディング 物理探査	基盤深度 軟弱層厚 層　　序
物理的特性	土質分類	乱さないサンプリング （γ_t以外は構造的な乱れ可）	単位体積重量　γ_t 含水比　w 土粒子の密度　ρ_s 粒度 コンシステンシー　W_L, W_p, I_p
（透水性）	透水性	乱さないサンプリング 現場試験	透水係数　k
力学的性質	支持力 斜面安定 土圧	乱さないサンプリング サウンディング 現場試験	一軸圧縮強さ　q_u せん断強さ　τ_f せん断抵抗角　ϕ 相対密度　D_r
	圧密特性	乱さないサンプリング	圧縮指数　Cc 圧縮曲線　e-logp 圧密係数　c_v 体積圧縮係数　m_v
	締固め特性	乱したサンプリングでも可 現場試験	最大乾燥密度　γd_{max} 最適含水比　w_{opt} CBR
	動的性質	乱さないサンプリング 現場試験	せん断弾性係数　G 減衰定数　h_p 液状化特性

（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　(社)日本港湾協会　H19.7

２－７　地震・液状化調査

液状化の予測・判定

地盤の液状化の予測・判定は、地盤条件と想定する地震動を考慮して適切な方法で行う。

(1) 液状化の予測・判定の対象とする土層

液状化の予測・判定の対象とする土層は地表面（海面下では海底面）から深さ20m以浅である。しかし、20m以深でもその層で液状化が発生すると構造物に重大な損傷が生じる場合や、明らかに上部20m以浅の土層と連続する層であると判断される場合には20m以深の層に対しても液状化の予測・判定を行う。

(2) 液状化の判定手順

液状化の予測・判定手順は「液状化予測判定フロー」図２－７－１に示すとおり。

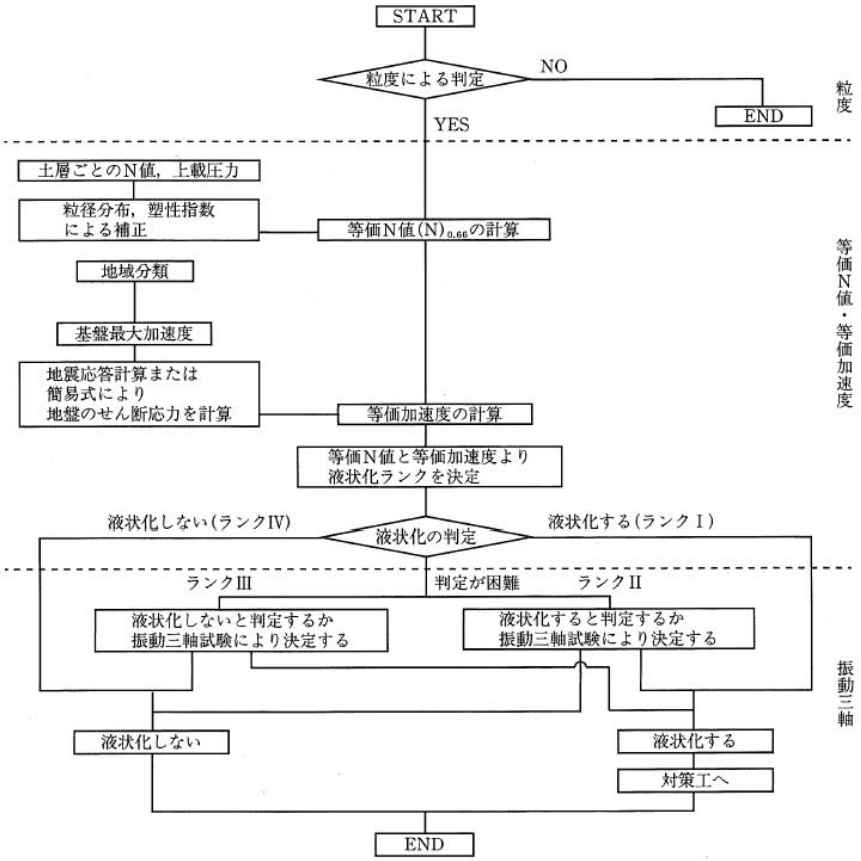


図２－７－１　液状化予測判定フロー

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

(3) 粒度による液状化の判定（簡易判定法①）

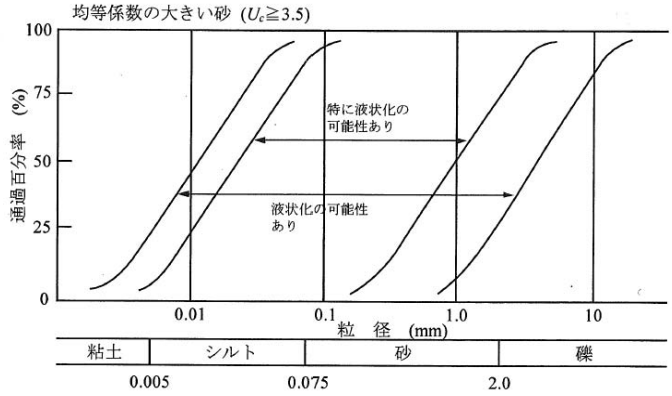
図２－７－２に示す土の粒径加積曲線により、液状化の可能性があるか否かを判断する。図２－７－２は、土の均等係数（U_c）の大小に応じて使い分ける。均等係数の大小は、$U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$を目安として判断する。ここに、$U_c$：均等係数、$D_{60}$：60%径、$D_{10}$：10%径（有効径）である。

「液状化の可能性あり」の範囲外に含まれる土は液状化しないと判定する。

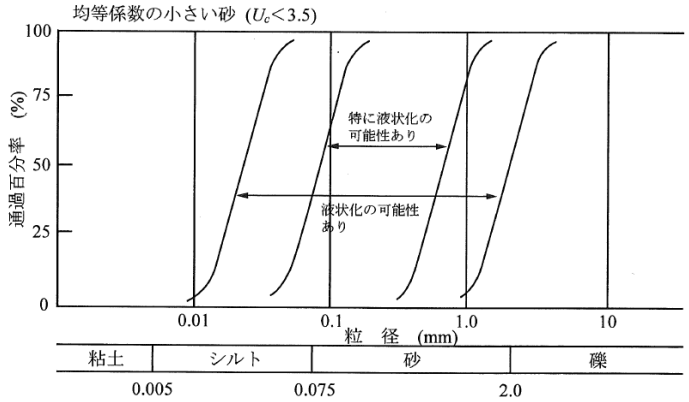
粒径加積曲線が２つの範囲にまたがった等、分類困難である場合には、粘土分側については、後述する詳細な手法を用いる等の適切な対応を行う。礫分側については、透水係数が3cm/s以上であることを確認した場合に液状化しないと判定することができる。ただし、対象土層の上に粘土層やシルト層のような透水性の悪い土層がある場合には、液状化の可能性があると判断する。一方、透水係数が3cm/s未満の場合には、液状化の可能性があると判断する。

なお、透水係数の測定が困難な場合には、経験式を用いて粒径から推定する方法があるが、この方法は、細粒分含有率などに影響を受けるので適用にあたっては対象土の土質性状に留意する。

図２－７－２で「液状化の可能性あり」と判断された土層については、続いて以下に示す等価N値と等価加速度による液状化の判定を行う。



(a)均等係数の大きい砂の場合(U_c≧3.5)



(b)均等係数の小さい砂の場合(U_c<3.5)

図２－７－２　液状化の可能性がある粒径範囲

（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　(社)日本港湾協会　H19.7

(4) 等価N値と等価加速度による液状化の判定（簡易判定法②）

地盤の液状化に対する抵抗力に対応する等価N値及び地震時に地盤に生じるせん断応力に関連する等価加速度を計算し、両者により液状化の可能性の有無を判定する。

① 等価N値の算定方法

等価N値は式(2.7.1)により算定する。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1.0} \qquad (2.7.1)$$

ここに、$(N)_{65}$ ：等価N値

N ：土層のN 値

σ_V' ：土層の有効上載圧力（kN/m^2）

（等価N 値の算定における有効上載圧力は、標準貫入試験を行った時点での地盤高に基づいて求める。）

ただし、上式の適用範囲は、$2 \leqq (N)_{65} \leqq 40$、$0 \leqq \sigma_V' \leqq 294$kN/m^{2}である

図２－７－３に式(2.7.1)の関係を示す。

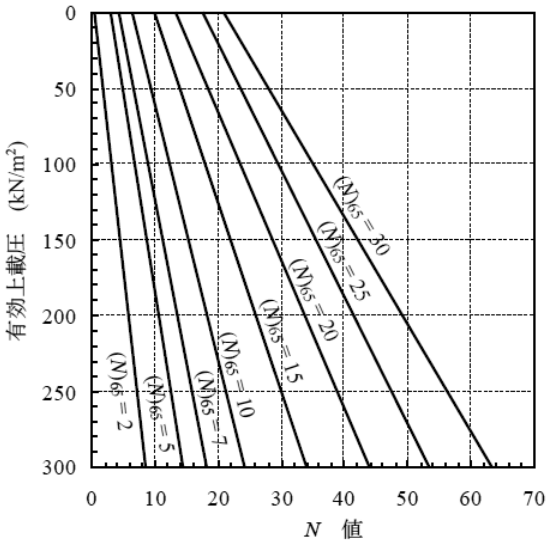


図２－７－３　等価N値算定用チャート

（直線は、相対密度等が一定の場合のN値と有効上載圧力の関係を表す）

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

細粒分（粒径75μm以下成分）を5%以上含むものについては、図２－７－４及び下記に示すように等価N値の補正を行う。

ア　細粒分含有率が15%未満

式(2.7.1)で得られた等価N値を図２－７－５に示す補正係数で除した値を等価N値として用いる。

イ　細粒分含有率が15%以上

塑性指数I_p＜10また塑性指数が得られない場合

式(2.7.1)で得られた等価N値を補正係数0.5で除した値を等価N値として用いる。

塑性指数I_p≧20場合

式(2.7.1)で得られた等価N値を用いずに土層から得られたN値そのものに、式(2.7.2)による加算補正を行う。補正後のN値そのものを等価N値として液状化の予測・判定を行う。

$$\triangle N = 8 + 0.4\ (I_p - 10) \qquad (2.7.2)$$

塑性指数10≦I_p＜20の場合

土層から得られたN値そのものに式(2.7.2)による加算補正を行い、これを等価N値として図２－７－８のどの範囲にあるかを調べる。Ⅰ、Ⅱに含まれる場合はその通り判断する。一方、Ⅲ、Ⅳに含まれる場合は等価N値の算定からやり直す。すなわち、式(2.7.1)で得られた等価N値を補正係数0.5で除した値を等価N値とし、図２－７－８のどの範囲にあるかを調べ、Ⅳに含まれる場合はⅣと判断し、それ以外の場合はⅢと判断する。

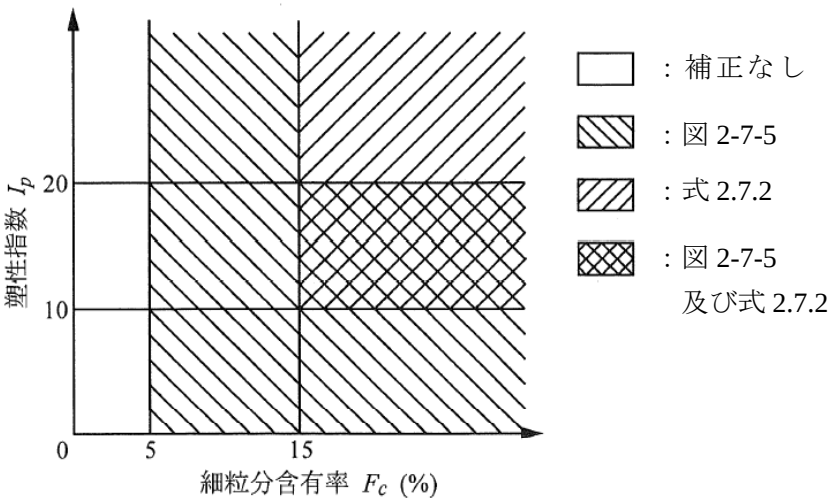


図２－７－４　N値の補正方法と細粒分含有率及び塑性指数の関係
（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

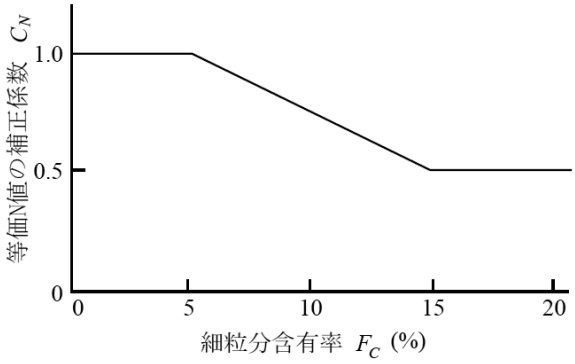


図２－７－５　細粒分含有率に応じた等価N値の補正係数
（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

②　等価加速度の算定方法（地震応答解析による方法）

等価加速度は地中のせん断応力から求める。

震源で発生した地震波は地殻中を伝播し、基盤から表層地盤を経て地表に達するが、表層地盤中で地震波は著しく変化する。

この点を考慮し、液状化の判定に用いるべき地中のせん断力等を求めるには、図２－７－６に示す手順にしたがって、検討地点の基盤に地震動の最大加速度及び地震波形を設定し、表層地盤の地震応答計算を行う。

ここで基盤とは、岩盤若しくはその土層以深はN値50以上の砂質土層、一軸圧縮強度（q_u値）が637kPa以上の粘土層、あるいはせん断波速度が300m/s以上の土層をいう。

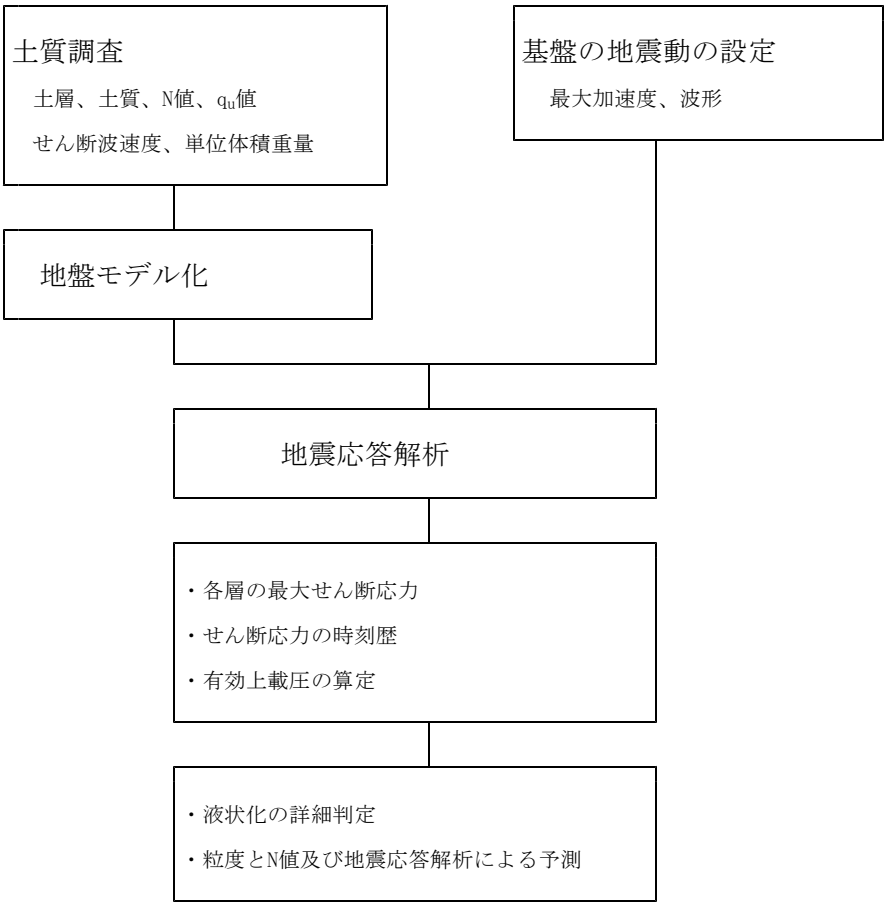


図２－７－６　地中応力の算定手順

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

ア　基盤における地震動

地震応答計算に用いる基盤における地震動の最大加速度は表２－７－１よ　り設定する。

表２－７－１　地表最大加速度の推定式

波形	基盤最大加速度	地表最大加速度 α_{max} の推定式（Gal）	
八戸 NS	200Gal	177・f	(0.5≦f≦1.3Hz)
		230	(f>1.3Hz)
	250Gal	200・f	(0.5≦f≦1.5Hz)
		300	(f>1.5Hz)
大船渡 EW	200Gal	190・f	(0.5≦f≦1.5Hz)
		27.5・f+162.5	(1.0<f≦5.0Hz)
		300	(f>5.0Hz)
	250Gal	190・f	(0.5≦f≦1.5Hz)
		53.3・f+136.7	(1.0<f≦4.0Hz)
		350	(f>4.0Hz)

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

イ　地盤の地震応答計算法

地盤の地震応答解析は、一次元等価線形重複反射モデルにより行うことを標準と

する。現在、一次元等価線形重複反射モデルの計算プログラムとしては「SHAKE」が多く利用されている。

ウ　地盤のモデル化

地震応答計算に行うにあたっては、土質データに基づき、検討地点の適切なモデル化を行う。

モデル化の方法及びモデルに必要な諸定数は利用するモデルによって異なる。

ここで標準とする等価線形重複反射モデルによる地盤の地震応答計算を行うには、検討地点の地盤をいくつかの層に分割しモデル化する。モデル化に必要なデータは、各層の土質、地下水位、層厚、土の単位体積重量、せん断ひずみの関数として表されたせん断弾性係数及び減衰定数である。

エ　等価加速度の算定

式(2.7.3)～(2.7.7)により等価加速度の算定を行う。これは、地盤の地震応答計算により求まる最大せん断応力の時刻歴を用いて、各土層について算定する。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \cdot \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v'} \cdot g \cdot \frac{1}{c_\alpha} \qquad (2.7.3)$$

$$c_\alpha = 5^{-d_1} \cdot n_{ef}{}^{d_1} \qquad (2.7.4)$$

$$d_1 = 0.2 - 0.7 \cdot D_r \quad : \left(D_r \geq \frac{0.2}{0.7} \right) \qquad (2.7.5)$$

$$d_1 = 0 \quad : \left(D_r < \frac{0.2}{0.7} \right) \qquad (2.7.6)$$

$$D_r = 0.16 \cdot \sqrt{\frac{170 \cdot N}{70 + \sigma_v'}} \qquad (2.7.7)$$

ここに、

αeq　：等価加速度（Gal）

τmax　：最大せん断応力（kN/m^2）

g　：重力加速度（980Gal）

$c\alpha$　：波形補正係数。後述の塑性指数によるN 値の補正を行い液状化の予測・判定を行う場合には、式(2.7.4)にd_1=－0.3を代入して$c\alpha$を求める。

d_1　：式(2.7.4)のべき指数

n_{ef}　：有効波数。図２－７－７に示すように、せん断応力の時刻歴において最大せん断応力の6割以上の波頭の数の半分。

N　：N値

Dr　：相対密度。式(2.7.7)を用いてN値とN値計測時の有効上載圧から求める。

ただし、D_r≦1.0とする。

σ v’　：有効上載圧(kN/m2)（等価加速度の算定における有効上載圧は地震時の地盤高に基づいて求め、相対密度の算定における有効上載圧はN 値計測時の地盤高に基づいて求める。）

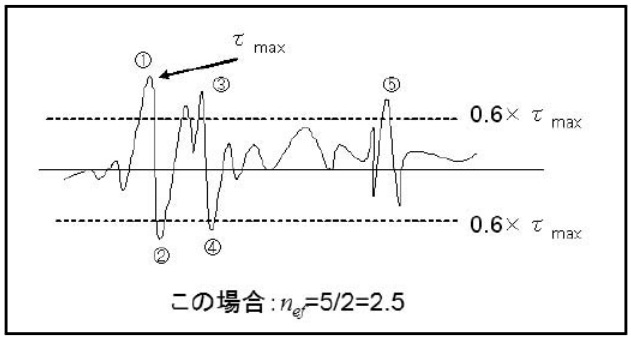


図２－７－７　有効波数n_{ef}の定義

（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　(社)日本港湾協会　H24.8)

③　等価N値と等価加速度による予測・判定

対象土層の等価N値と等価加速度α_{eq}が、図２－７－８に示したI～IVのどの範囲にあるかを判断する。

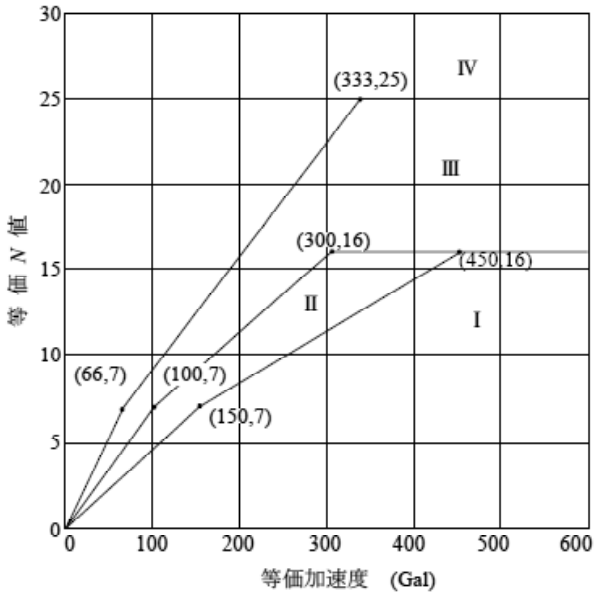


図２－７－８　液状化予測のための等価N値と等価加速度の関係

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

④　土層毎及び地盤全体の液状化の判定方法

（簡易判定法①及び②、いずれの場合にも適用）

各土層の液状化の判定は求められた等価N値及び等価加速度から図２－７－８のどの範囲に位置するかを調べ、表２－７－２によって判定する。

液状化の判定に基づき、液状化すると判断される土層の厚さやその土層の存在する深さ等を考慮して、地盤全体としての液状化の判定を行う。

通常、ある地盤が液状化したか否かは、噴砂、噴水、沈下等により判断される。ここでいう地盤全体として見た場合の液状化とは、このことに対応する程度の液状化のことをいう。

地盤全体としての液状化の判定は、個々の事例について総合的に判断することにより行う。総合的な判断が困難である場合には、表２－７－３を参考として判断してもよい。

表２－７－２　粒度とN値による土層毎の液状化の予測・判定

図2-7-8 に示す範囲	粒度とN値による液状化予測	粒度とN値による液状化の判定
Ⅰ	液状化する。	液状化すると判定する。
Ⅱ	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するが、振動三軸試験により判定する。
Ⅲ	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するが、振動三軸試験により判定する。
Ⅳ	液状化しない。	液状化しないと判定する。

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

表２－７－３　粒度とN値による地盤全体としての液状化の判定の参考

	地盤全体として液状化の判定	土層構成
①	液状化すると判定する。	粒度とN値により液状化すると判定される土層の厚さの合計は2.5m以上
②	液状化しないと判定する。	粒度とN値により液状化すると判定される土層と振動三軸試験により判定すべき土層の厚さの合計は2.5m未満
③	地震応答解析を行って判定する	（簡易手法を用いた結果が）上記のいずれにも該当しない場合
④	振動三軸試験を行って判定する。	（地震応答解析を行った結果が）上記のいずれにも該当しない場合

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

(5) 振動三軸試験結果による液状化の判定

粒度とN値により検討対象地盤が液状化するか否かを予測した結果、液状化の有無が予測・判定できない場合には、地盤の地震応答及び乱されない試料の振動三軸試験を実施し、地震中の地中のせん断応力と地盤の液状化に対する抵抗強度を比較することにより、地盤の液状化の有無を予測・判定する。

判定手順は図２－７－９に示す。

① 乱さない試料の振動三軸試験を行い、繰り返し強さ応力比を決定する。

② 地震応答解析により地盤内で生ずる繰り返しせん断応力比を決定する。

③ 上記の(1)、2)で得られた値に補正係数を乗じ、原位置での繰り返しせん断応力比L（または、最大せん断応力比L_{max}）と繰り返し強さ応力比R（または、最大繰り返し強さ応力比R_{max}）を求め、式（2.7.15）（または式(2.7.16)）により、液状化安全率F_Lを求める。

$$F_L=\frac{R}{L} \qquad (2.7.15)$$

$$F_L=\frac{R_{max}}{L_{max}} \qquad (2.7.16)$$

この方法は、解析によって求められた応力と試験によって決定した材料強度を直接比較するという、構造設計で通常用いられている方法を液状化の予測に適用したものである。Seedらにより提案された手法を基本とし、その後、実験的成果を加味し、R、R_{max}、L、L_{max}の算定法に修正が加えられている。

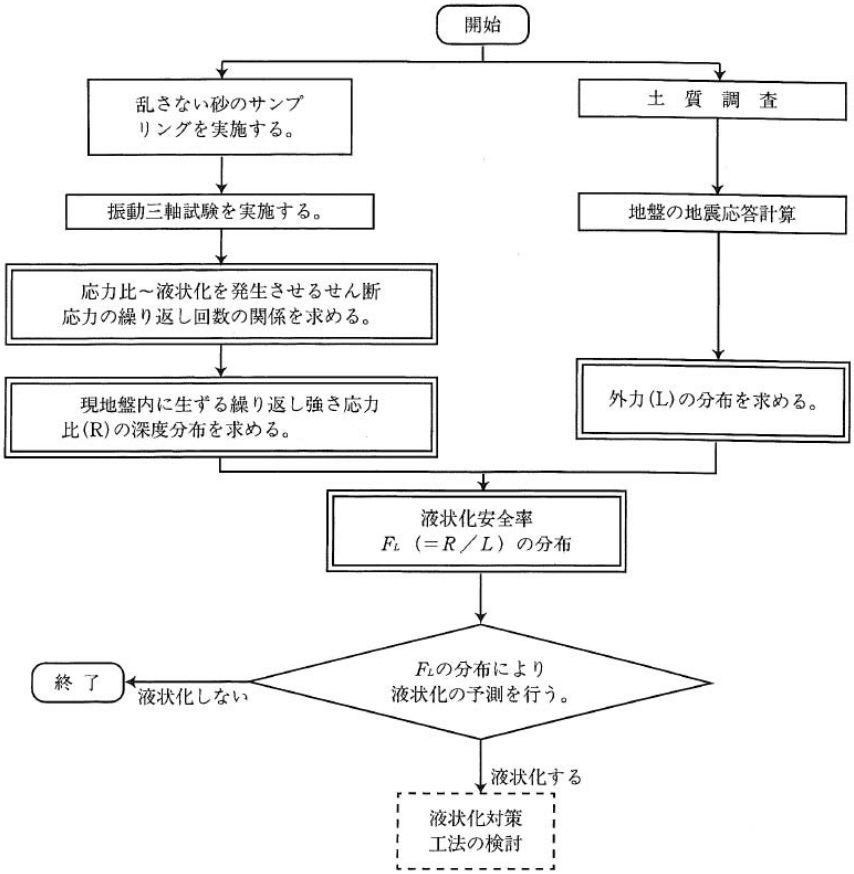


図２－７－９　振動三軸試験結果による液状化の予測・判定のフロー

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

(6) 液状化予測・判定における留意事項

① 粒径とN値による液状化の予測・判定法の特殊土への適用

シラス等の特殊土は、粒度とN値による予測・判定法の根拠となった一般の土とは異なる特殊な性質をもつことが知られている。したがって、粒度とN値による予測・判定法を適用するにあたっては、試験的に代表的地点において粒度とN値による予測と振動三軸試験による予測の両方を実施し、両者の整合性を確認しておくことが望ましい。

② 周期の長い地震動の場合の液状化の予測・判定

粒度とN値による液状化の予測・判定法は、主要動の周期が1 秒程度の地震動に対して経験的に導かれたものである。対象地震動の周期が長くなる場合には、粒度とN値による液状化の予測・判定法は、粘性土に関して危険側の予測・判定結果を出す可能性があるので注意が必要である。

③ 振動三軸試験結果による予測・判定法への適用

地盤の地震応答計算結果及び振動三軸試験結果が実際の地盤内の現象を表すよう、地中の応力状態や地震動による作用の不規則性などを適切に考慮することが重要である。

２－８　地下水位等調査

１　計画基準地下水位の検討フロー

計画基準地下水位の決定に当たっては、有効な調査を組み合わせて検討することが望ましい。各調査の長所及び短所を把握し、各調査から得られるデータの特徴を踏まえ、調査したデータが正常か否かを判断し、点的情報を面的情報に展開していく。参考として図２－８－１に計画基準地下水位の検討フローを示す。

図２－８－１　計画基準地下水位の検討フロー（参考）

２　根系及び土壌の直接観察事例

計画基準地下水位は掘削時に観察した地下水位ではなく、図２－８－２に示すように鉛直根の発達を阻害している層の上面とする。

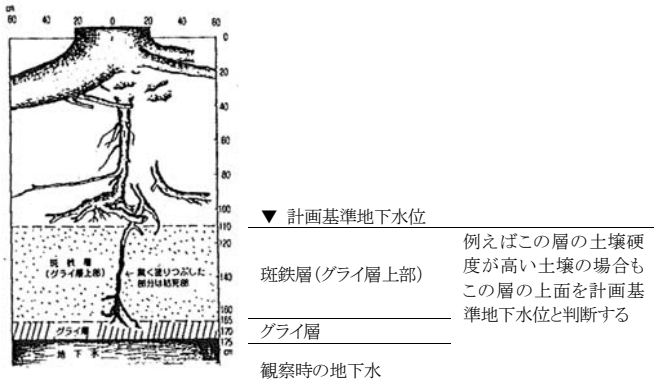


図２－８－２　根系及び土壌の観察事例と計画基準地下水位（小田、2001）

３　タンクモデルによる地下水位変動解析

(1) 概要

ここで用いるタンクモデルは地すべり地における地下水位変動解析として提案された門脇モデル（門脇、1989）を応用し、図２－８－３に示すように潮位や融雪量等の周期変動流入量の概念を追加できるモデル（榎田）による地下水位の変動解析手法である。

変動解析で得られたパラメータ毎の係数（表２－８－１）を用いることで過去の地下水位の再現や将来の地下水位の予測が可能となる。

利用する観測地下水位データは日単位で十分であるが、日最高地下水位とするか日平均地下水位とするかなどは解析結果を勘案して試行する。

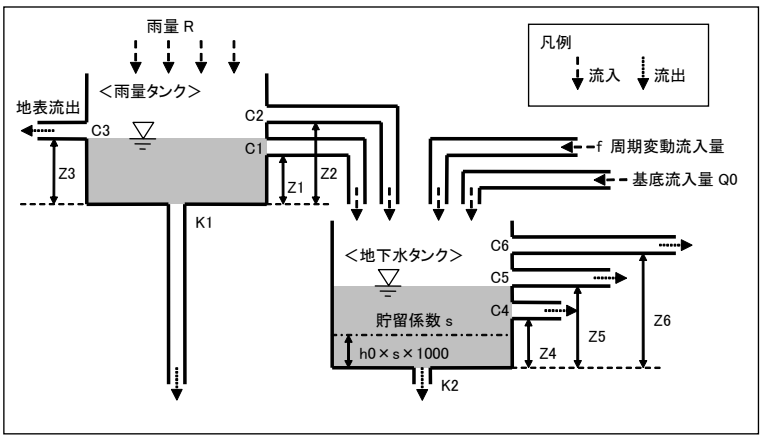


図２－８－３　タンクモデルの概念図

(2) 計算方法

nデータ目の解析水位高Hnの算出方法は次のとおり。

各パラメータは総当たりで算出する。

① 貯留係数sを0.01とし、k2を変化させながら基底水位とほぼ同じ高さが得られるよう基底流入量Q0を計算する。 s は1^{-n}（0.1，0.01，0.001等）とする。

② k1に0.1程度の数値を設定して、解析地下水位と観測地下水位との変動曲線ができるだけ平行になるようc1を調整する。

③　z1を10㎜刻み程度で変化させながら解析地下水位と観測地下水位との変動曲線ができるだけ重なるように調整する。

④　異常豪雨時に解析地下水位が高すぎる地点を修正する場合は、c2・z2を設定する。

⑤　多雨期などで地表流出が大きくなり、地下水タンクへの流入が増えないような場合は、c3・z3を設定する。

⑥　地下水位低下速度を調節することで解析地下水位と観測地下水との変動曲線が重なるよう、c4～c6・z4～z6を必要に応じて設定する。

解析地下水位高（m）　$H_n = T2_n \div s \div 1000$

雨量タンクの貯留量（㎜）

$T1_n = T1_{n-1} + R_n - K1_n - C1_n - C2_n - C3_n$

ただし、$T1_0$＝雨量タンクの初期貯留量T1

地下水タンクの貯留量（㎜）

$T2_n = T2_{n-1} + C1_n + C2_n + F_n + Q0 - K2_n - C4_n - C5_n - C6_n$

ただし、$T2_0$＝地下水タンクの初期貯留量T2

地下水タンクの初期貯留量（㎜）　T2＝初期観測水位×s×1000

雨量タンクの浸透量（㎜）　$K1_n = T1_{n-1} \times k1$

地下水タンクの浸透量（㎜）　$K2_n = T2_{n-1} \times k2$

越流孔1の越流量（㎜）　$C1_n = (T1_{n-1} - z1) \times c1$

越流孔2の越流量（㎜）　$C2_n = (T1_{n-1} - z2) \times c2$

越流孔3の越流量（㎜）　$C3_n = (T1_{n-1} - z3) \times c3$

越流孔4の越流量（㎜）　$C4_n = (T2_{n-1} - z4) \times c4$

越流孔5の越流量（㎜）　$C5_n = (T2_{n-1} - z5) \times c5$

越流孔6の越流量（㎜）　$C6_n = (T2_{n-1} - z6) \times c6$

ただし、$Cx_n < 0$となるときは$Cx_n = 0$とみなす（xは1～6）

周期変動流入量（㎜）　$F_n = J_n \times f$

地下水流入係数　f

地下水流入元（㎜）　J_n　＝時系列データ（潮位など）

観測日雨量（㎜）　R_n

4　観測値、解析地下水位の特徴と利用

観測値や解析地下水位からは、最高・最低（基底）・平均・中央・最頻地下水位等の統計値（以下、「統計地下水位」という。）が得られる。

観測期間が雨期を含んだ半年程度と4年程度又は23年程度とで、どの程度統計地下水位に差があるか、タンクモデル解析で事例で検証すると、表２－８－２に示すように、最高地下水位は降水量の影響を大きく受けるため差が大きいが、最低地下水位、中央地下水位、平均地下水位では差が小さい。また、中央地下水位と平均地下水位は同程度の値である。すなわち、計画基準地下水位の検討にこれらの統計地下水位を利用する場合、地下水位の観測期間は霖雨、豪雨及び融雪時期を含めば半年以上が望ましい。

表２－８－１　タンクモデルのパラメータ解説

項目	記号	説明
貯留係数	s	地下水系タンクの水の浸透具合を表す係数 自由地下水では s=0.1～0.001
周期変動流入量 （地下水流入係数）	f	周期変動流入量を調整する係数 観測水位高に，降雨の直接影響以外の大きな周期変動が認められる場合、例えば潮位や融雪量等，周期変動流入量を考慮し，この値を設定する。
基底流入量	Q0	解析水位の基底水量ラインを調整する流入量
基底水位高	h0	観測期間でこれ未満に低下しない水位
雨量タンク		地下水位層に到達する前のタンク
初期貯留量	T1	解析前に雨量タンクに残存している初期貯留量 解析期間の初期のみ解析水位高が小さくなる場合に，解析期間前の雨量の影響を考慮して，この値を設定する。
浸透孔	k1	雨量タンクの水位変動パターンを表す係数 例えば蒸発散などで雨水が地下に浸透しない分、路面から排水溝等で流域外に導水される分などを示す。
越流孔１・２	c1～c2	地中内への浸透を表す係数（地下水タンクへの流入孔） 例えば、小雨の場合、A0 層で留まり地下に浸透しない雨水、A 層で土壌孔隙に留まり地下に浸透しない雨水などがあるが、A0 層や A 層で一定の貯留量を超えた豪雨の時などに，通常の降雨より地下水タンクへの流入が異常に大きくなる傾向が認められた場合（保水できなくなった場合），また河川増水による河川水の流入などを考慮してこの係数を設定する。
	z1～z2	〃　越流高さ
越流孔３	c3	豪雨時の地表流発生に関する係数 多雨期の異常豪雨などで地表流出が大きくなり，地下水タンクへの流入が雨量に比例して増加しない傾向、つまり地表流出が認められた場合（観測孔の水没など），この係数を設定する。
	z3	〃　越流高さ
地下水タンク		地下水位層内におけるタンク
初期貯留量	T2	解析前に地下水系タンクに残存している初期貯留量
浸透孔	k2	解析水位の基底水量ラインを調整する係数 常時浸透していく分。
越流孔４・５・６	c4～c6	水位低下速度が変化する（逸水面の位置を表す）係数
	z4～z6	〃　越流高さ 観測水位低下速度が不連続に変化する場合，その水位高 h 付近に地下水の逸水があるとして，越流孔を設定する。地下水タンクの越流高 Z は，逸水層の位置と次のような関係がある。　［Z=h×s×1000］
その他参考	地下水タンクの初期貯留量 T2 と観測水位高の初期水位高 h(t=0)の関係　［T2=h(t=0)×s×1000］	
	基底流入量 Q0 と基底水位高 h0，地下水タンクの浸透係数 K2 の関係　［Q0=h0×s×1000×K2］	

表２－８－２　統計地下水位比較（日単位、例：福島県、2013）

統計地下水位	観測地下水位 2013.4.1～ 2013.9.23 A（T.P.＋m）	解析地下水位 2010.4.1～ 2013.9.23 B1（T.P.＋m）	差 B1-A （m）	解析地下水位 1991.1.1～ 2013.9.23 B2（T.P.＋m）	差 B2-A （m）
最高地下水位	1.42	1.97	0.55	2.31	0.89
最低地下水位	**0.65**	**0.64**	**-0.01**	**0.64**	**-0.01**
最頻地下水位	1.01	0.77	-0.24	0.69	-0.32
中央地下水位	**0.93**	**0.90**	**-0.03**	**0.91**	**-0.02**
平均地下水位	**0.97**	**0.94**	**-0.03**	**0.94**	**-0.03**

一般に生育基盤の塩分濃度が高ければ樹木は塩害を発症して枯死するが、淡水であれば一定期間内の土壌の過湿や滞水の影響は少ないため、塩分濃度が高い地下水と同様に

安易に最高地下水位を計画基準地下水位として用いると生育基盤盛土工が過大となる。一方で、平均地下水位を計画基準地下水位として用いると平均地下水位以上に根系の成長を阻害する一定期間を超える滞水が生じて生育基盤盛土工が過小となる場合もある。

クロマツの場合、３週間程度であれば淡水の滞水の影響は少ないため、図２－８－４に示すように、一定期間、滞水を許容する計画基準地下水位を検討することが望ましい。

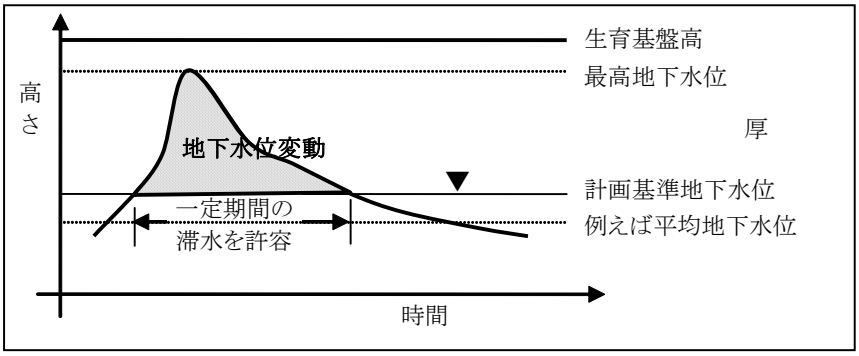


図２－８－４　淡水の滞水を許容する計画基準地下水位の考え方

２－９　気象調査

２－１０　海象・漂砂調査

２－１０－１　潮位調査

最大潮位偏差の設定

最大潮位偏差は、施設の重要性に応じて余裕高を加えたり、経済性を考慮して朔望平均満潮位と同時に起こる確率に応じて補正してもよい。

２－１０－２　波浪調査

２－１０－３　津波調査

１　津波の特性

(1) 津波の伝播

地震による海底面の隆起・沈降は数10km以上の規模で起こるのに対し、水深は深いところでも数kmであるため、海底面の変動がそのまま海面に伝わる。この海面変動が津波の初期波形となる。その波長は水深に比較して非常に長いので、この海面変動は周囲に長波として伝播する。

(2) 津波の用語

津波の用語の定義を図２－１０－１９、津波の高さと浸水深、痕跡高、遡上高との関係を図２－１０－２０に示す。

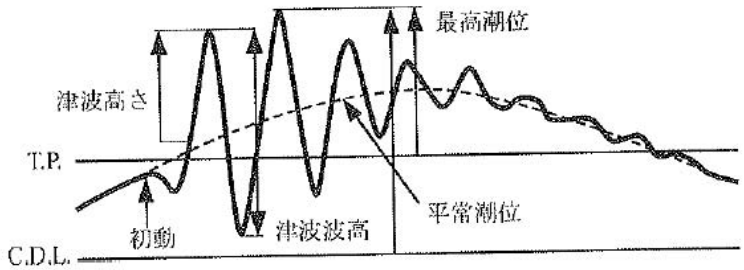


図２－１０－１９　津波の用語
（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　（社）日本港湾協会　H19.7

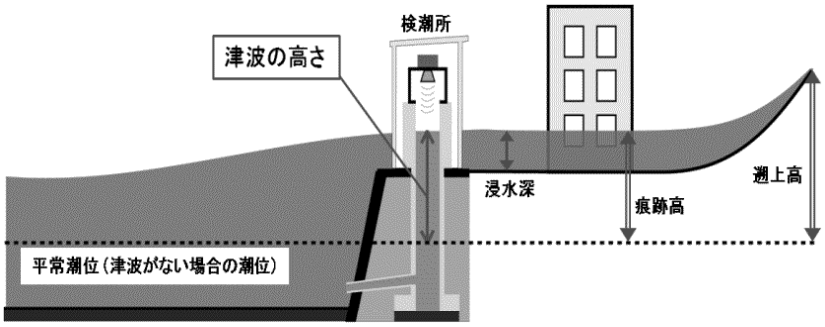


図２－１０－２０　津波の高さと浸水深、痕跡高、遡上高の関係
（出典）気象等知識（津波について）　気象庁HPより

①　平常潮位（推定潮位）

一般海域における平常潮位とは、津波が来襲しなかった場合の海面高さである。観測された潮位から津波によると考えられる周期の成分及びそれより短い副振動の成分を平滑化して取り除いた潮位であり、東京湾平均海面T.P.または最低水面C.D.L.を基準とした値で示す。なお、この平常潮位は、基本的には天文潮位であるが、気圧変化、風、沿岸部の海流の変化などによって、調和定数から推算される天文潮位からずれている場合がある。

②　津波高さ

津波の来襲中に観測された海面水位から平常潮位を差し引いたものを偏差といい、その最大値を潮位高さまたは最大偏差という。

③　最高潮位

津波の来襲中に観測された潮位の最高値を最高潮位といい、東京湾平均海面T.P.または最低水面C.D.L.を基準とした値で示す。

④　津波波高周期

津波の波形は一般に不規則に変動する。これを風波と同様にゼロアップクロス法によって整理することによって１波毎の津波の波高や周期が定義できる。観測された海面水位が平常潮位を負側から正側に横切る点から次に負側から正側に横切る点までを１つの波として定義し、その間の最高水位と最低水位の差を津波波高、その間の時間を津波周期とする。さらに、連続した津波波高の中で最大のものを最大津

波波高と定義する。

⑤　初動

津波が観測地点に到達し、観測潮位が平常潮位からずれ始める時刻を示す。最初に観測された津波による海面水位変動が平常潮位より高い場合を押し波初動、平常潮位よりも低い場合を引き波初動という。

⑥　遡上高・痕跡高

陸上または施設に津波が遡上した高さを東京湾平均海面T.P.または最低水面C.D.L.を基準とした値で示したものを遡上高という。なお、津波の遡上高は、現地に残る津波の痕跡を基に決定されることが多く、痕跡の高さを痕跡高ともいう。

(3) 津波の周期

津波の周期は、波源域の広さ、震源からの距離、湾の共振特性等によって異なる。沿岸に来襲する津波は単一の周期をもった規則波ではなく、不規則な波であることが多い。このため、湾や港の固有振動周期と同じ周期の津波成分が共振によって増幅するので、津波の代表的な周期ばかりではなく湾や港の固有振動周期の津波についても数値計算などにより検討することが望ましい。

(4) 津波の波速

長波としての津波の波速Cは次式のように水深のみの関数となる。

$$C = \sqrt{gh}$$

ここに、C：波速(m/s)

g：重力加速度(m/s^2)

h：水深(m)

(5) 津波の変形

①　浅水変形、屈折、回折

沖合における津波の空間的なスケールは数10km以上であるのに対し、鉛直変動は数m程度であるので、沖合では津波は目立たない。しかし、沖合から沿岸に津波が伝達する過程において、風波と同様に浅水変形や屈折などの波の変形を受ける。これにより沿岸で津波は顕在化し、10mを超えることがある。さらに沿岸の200～300m程度の局所的な陸上地形に影響されて20～30mの高さまで津波が遡上することがある。

②　湾内における津波の変形

津波が湾内に侵入し、水深が浅く、波向線の幅が狭くなると、それにつれて波高や流速が増加する。波高と水深の比が小さい範囲では、津波の高さを次式に示すグリーン（Green）の法則で計算する。

$$\frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{1/2}\left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{1/4}$$

ここに、H_1：幅b_1、水深h_1の断面における津波波高

H_2：幅b_2、水深h_2の断面における津波波高

ただし、上式は幅や水深が緩やかに変化し、反射波を生じないという仮定のもとで成り立つものであり、海底摩擦によるエネルギー損失は考慮されていない。水深の浅いところや、反射波の影響を強く受ける湾奥などでは適用できない。

(6) 段波津波

緩勾配の海岸では、津波が海岸に向かって伝播するとともに波形が著しく変形して段波状になりやすい。一方、同一の津波でも、比較的急勾配の海岸では、顕著な段波津波とはならず、重複波的になりやすい。入射津波の津波波高が同じであれば、段波津波の方が重複波的な津波より遡上高が高くなる傾向にある。

(7) エッジ波

沖合で発生した津波が沿岸に斜めに入射すると、海岸で沖に向けて反射した津波が屈折により沿岸に捕捉され、沿岸に沿って伝播することがある。この伝播する波をエッジ波という。エッジ波により津波が長時間続くため、地震発生から数時間後の満潮に津波が重なって浸水被害を発生させることがある。

2　津波調査

農林水産省及び国土交通省では、平成23年7月に「設計津波の水位の設定方法等について」を通知している。当通知における、設計津波の水位の設定に関わる調査事項は以下のとおり。

(1) 地域海岸の確認・分割

設計津波は、地域海岸ごとに設定することを基本とする。

よって、事業対象地が属する地域海岸を確認する。事業対象地一帯において地域海岸の分割が行われていない場合には、地域海岸の分割を行う。

なお、地域海岸とは、沿岸域を「湾の形状や山付け等の自然条件」、「文献や被災履歴等の過去に発生した津波の実績津波高さ及びシミュレーションの津波高さ」から、同一の津波外力を設定しうると判断される一連の海岸線に分割したものをいう。

(2) 設計津波の水位の設定のための調査

設計津波の水位は、過去に発生した津波の実績津波高さやシミュレーションによる津波高さを基に設定する。

①　過去に発生した津波の実績津波高さの調査

過去に発生した津波の実績津波高さは、各機関により実施された痕跡高調査並びに歴史記録及び文献等に津波による痕跡高の記録が残されているものを用いることとし、以下の方法により整理する。なお、過去の痕跡高の記録を整理する際には、極力海岸線付近における記録を用いることとし、その痕跡高地点における津波の形態（重複波、進行波、不明）を区分する。

ア　痕跡高調査

痕跡高調査については、土木学会海岸工学委員会における現地調査マニュアル等に基づき行われたものを収集整理する。現地調査マニュアル等に基づく独自の調査成果が無い又は不足する等の理由により他機関が実施した調査結果を用いる場合は、東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループに現地調査結果として登録してあるデータ等信頼できる津波高さを用いる。地形の改変等により、海岸線付近での痕

跡高調査結果を得られない場合は、東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ調査結果等信頼できるデータにおける緯度経度を参照の上、出来うる限り海岸線近くの痕跡高を収集する。

イ　歴史記録及び文献等の資料調査

歴史記録及び文献等の資料を使用する際は、中央防災会議等において過去に整理した津波高さを用いることとし、津波高さのデータを補う必要がある場合は、「日本被害津波総覧」等の公表資料や地方整備局、都道府県及び気象庁等の調査結果等公的な調査資料を用いる。

ウ　津波高さのデータが無い場合

歴史記録及び文献等に地震発生の記録はあるが、津波高さのデータが無い場合は、津波堆積物等の調査結果から浸水範囲等を明らかにしたうえで、可能な範囲でシミュレーション等により津波高さを想定するよう努める。

②　津波シミュレーションの実施

過去に発生した津波の実績津波高さについて、海岸線付近における痕跡高など、設計津波の水位を設定するための十分なデータが得られないときは、過去に発生した地震による津波高さのシミュレーションを行ってデータを補完する。その際、中央防災会議等におけるシミュレーション結果が公表されているものについては、当該結果を活用する。

なお、中央防災会議や地震調査研究推進本部において、発生の可能性が高いとされた想定地震がある場合には、当該地震による津波高さのシミュレーションを用いて設計津波の水位を設定するためのデータとすることができる。

今後、中央防災会議等において検討が進み、過去に発生した地震の地震動推定における規模や対象範囲の見直し等が行われた場合（マグニチュードや連動型発生等の大きな地震）は、そのシミュレーションによる津波高さも適宜検討に加え、適宜見直す。

２－１０－４　流れ・漂砂調査

漂砂の移動形態

図２－１０－２２に示すように、漂砂の移動形態は、海底面に転がり移動する掃流砂、浮遊状態で移動する浮遊砂、海底面上層状に移動するシートフローの３形態がある。

掃流砂：波及び潮流等の直接の作用を受けて海底上を転動、滑動又は海底面に沿って跳躍して移動する漂砂。

浮遊砂　　：砕波などによる乱れによって浮遊し、輸送される漂砂。

シートフロー：底面近傍において高濃度で層状に移動する漂砂。

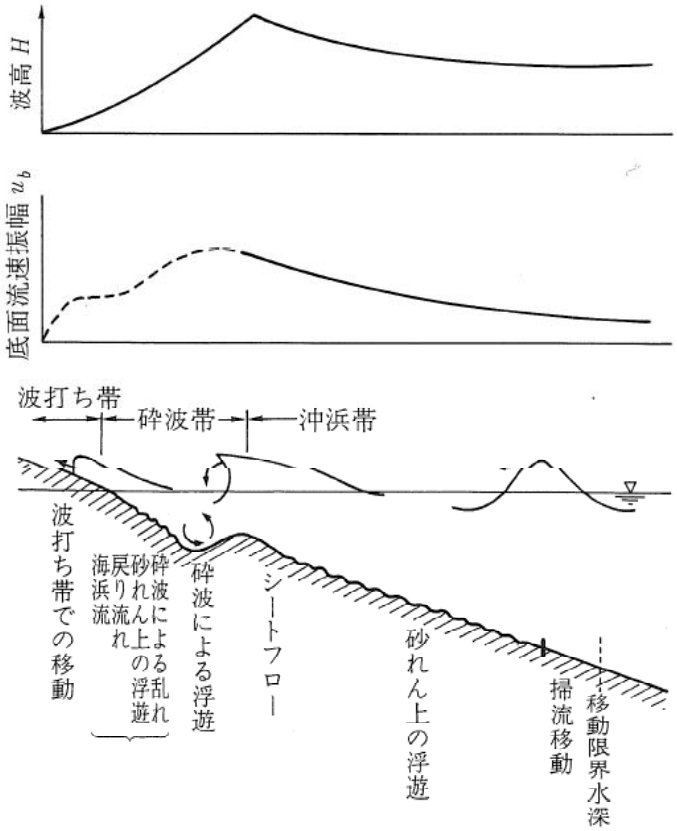


図２－１０－２２　岸沖方向の底質移動形態
（出典）港湾の施設の技術上の基準・同解説　(社)日本港湾協会　H19.7

２－１０－５　飛砂調査

２－１１　林況・植生調査

２－１２　荒廃現況調査

２－１３　環境調査

２－１４　社会的特性調査

第３節　海岸防災林造成の計画

３－１　総説

３－２　計画規模

１　飛砂の始動風速

新潟県北部で荒巻が観測した結果は表３－２－１のとおりである。これによると、砂

地の表面が乾燥している場合には平均風速（地上１ｍの高さ）が約５ｍで砂が移動し、平均風速が10ｍ程度に達すると、砂地表面がかなり湿っている状態でも飛砂が発生している。

表３－２－１　飛砂の始動風速（新潟県北部、荒巻、1969）

地面砂の状態			始動風速V_{100}（m/s）
強雨中			11.8（≒12.0）
弱雨中			9.8（≒10.0）
降雨直後	含水量	多湿	8.5
未降雨		湿	7.0
		乾燥	5.2（≒5.0）

２　津波と林帯幅に関する検討

１次元津波シミュレーションを用いて、林帯幅が津波の到達時間や流体力に与える影響を検討した結果（平成24年2月「東日本大震災に係る海岸防災林の再生に関する検討会」資料より）をまとめると以下のようである。

(1) 到達時間遅延効果

到達時間遅延効果は、林帯幅が広くなればそれに応じて遅延時間が増大した。林帯幅200ｍで30秒程度、林帯幅500ｍで60秒程度の遅延効果が見込まれる。

(2) 流体力の逓減効果

流体力指標の逓減率は、林帯幅が広くなるにつれて増大する。したがって、林帯幅は広いほど効果的である。特に林帯前縁部から50ｍの範囲では逓減効果が急激に増大し、林帯幅200ｍで流体力指標は30％逓減するが、林帯幅が200ｍ幅を超えると林帯幅に対する流体力指標の逓減率の増加の度合いは小さくなる。

なお、流体力指標「(流速)^2×（水深）単位〔m^3/s^2〕」とは、水流圧力と呼ぶ場合もあり、流体と接触する物体の形状指数（抗力係数）である。

ただし、上記シミュレーションに用いた因子は以下のとおりである。

・津波入力：汀線での津波高さが10ｍ
・樹木の抵抗力をMorison 式により評価。
・林帯幅：10，25，50，100，150，200，300，500ｍ（汀線から115ｍの位置より林帯）
・樹高：15ｍ
・胸高直径：22.0cm（形状比68）
・枝下高：2.0ｍ(林縁4ｍ範囲)、林縁以外7.1ｍ
・林分密度：680本／ha
・樹種：クロマツ
・幹折れ：しない

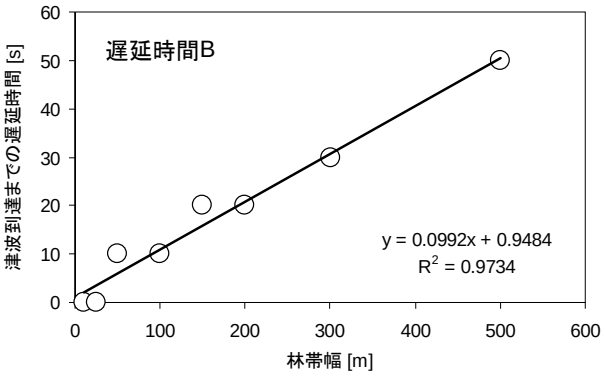


図３－２－１　林帯幅と到達時間の関係

（出典）第５回東日本大震災に係る海岸防災林の再生に関する検討会　H24.1　資料１

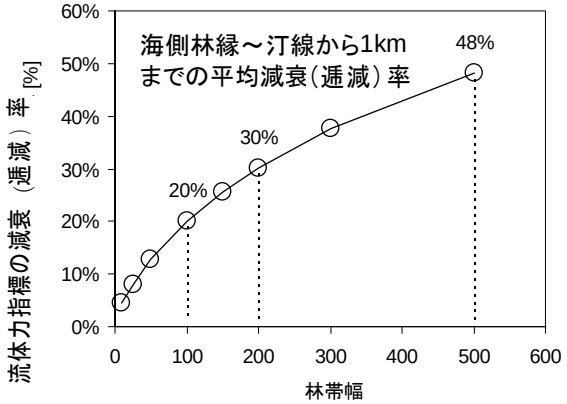


図３－２－２　林帯幅と流体力の関係

（出典）第５回東日本大震災に係る海岸防災林の再生に関する検討会　H24.1　資料１
（括弧書き部分を加筆）

３－３　海岸防災林造成の工種

第４節　海岸防災林造成の設計

４－１　総説

１　設置目的（要求性能等）の設定とその検証

第２編山地治山事業第４章２－１「渓間工設計の基本的考え方」〔参考〕１に準ずる。

２　性能の照査

第４編地すべり防止事業第４章４－１「総説」〔参考〕２に準ずる。

４－２　測量

４－２－１　測量の範囲

４－２－２　測量の種類

４－２－３　一般地形測量

４－２－４　汀線測量

４－２－５　深浅測量

４－３　設計高潮位及び設計津波の水位

４－３－１　設計高潮位

４－３－２　設計津波の水位

設計津波の水位の設定方法

設計津波の水位を設定する際は、「設計津波の水位の設定等について」（平成 23 年 7 月 8 日 農林水産省 国土交通省連名通知）を参考とする。

設計津波の水位の設定方法は、図４－３－１に示すとおりであり、同図の「③ 設計津波の対象波群の設定」については、地域海岸の区分事例を図４－３－２に、地域海岸における設計津波の対象群の選定事例については、図４－３－３に示す。

なお、津波高と堤防高の関係を図４－３－４に示す。

1)　設計津波の設定単位

設計津波は、地域海岸ごとに設定することを基本。

【地域海岸】沿岸域を「湾の形状や山付け等の自然条件」等から勘案して、一連のまとまりのある海岸線に分割したもの。

↓

2)　設計津波の水位の設定方法

① 過去に発生した津波の実績津波高さの整理

・痕跡高調査や歴史記録・文献等を活用。

↓

② シミュレーションによる津波高さの算出

・十分なデータが得られない時には、シミュレーションを実施しデータを補完。

・今後、中央防災会議等において検討が進み、想定地震の規模や対象範囲の直し等が行われた場合は適宜見直すことが必要。

↓

③ 設計津波の対象津波群の設定

・地域海岸ごとに、グラフを作成。

・一定の頻度（数十年から百数十年に一度程度）で発生すると想定される津波集合を選定。

↓

④ 「設計津波の水位」の設定

・上記で設定した対象津波群の津波を対象に、隣接する海岸管理者間で十分整を図ったうえで、設計津波の水位を海岸管理者が設定。

※堤防等の天端高は、設計津波の水位を前提として、環境保全、周辺景観との調和、経済性、維持管理の容易性、施工性、公衆の利用等を総合的に考慮して海岸管理者が設定。

図４－３－１　設計津波の水位の設定方法

（出典）設計津波の水位の設定方法等について（平成 23 年 7 月 8 日 農林水産省、国土交通省連名通知）付属資料

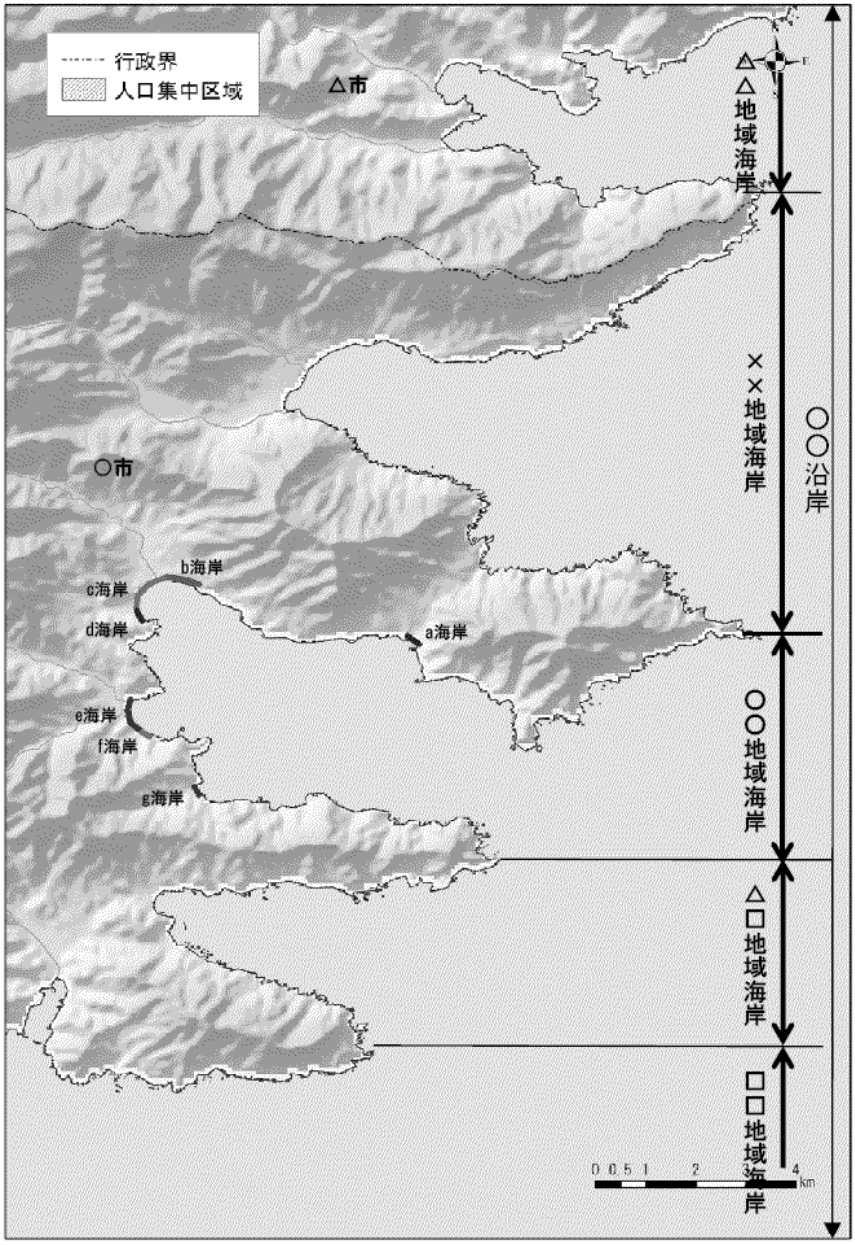


図４－３－２　地域海岸の区分の事例図

（出典）設計津波の水位の設定方法等について（平成 23 年 7 月 8 日 農林水産省、国土交通省連名通知）付属資料

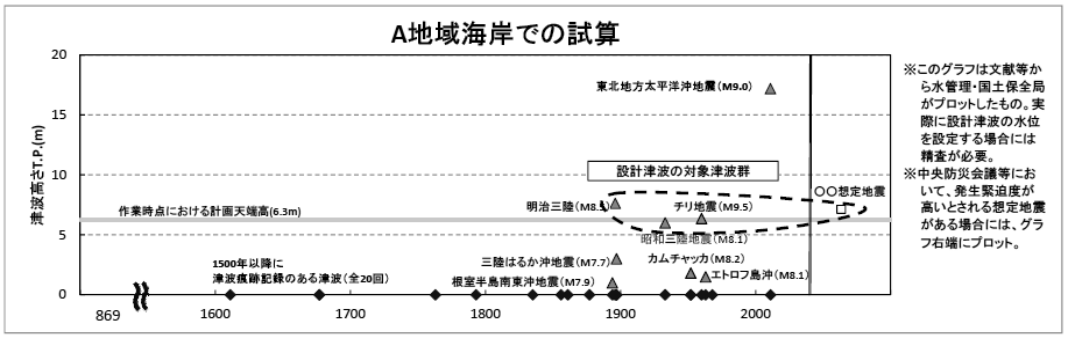


図４－３－３　設計津波の対象群の選定事例

（出典）設計津波の水位の設定方法等について　（平成23年7月8日 農林水産省、国土交通省連名通知）付属資料

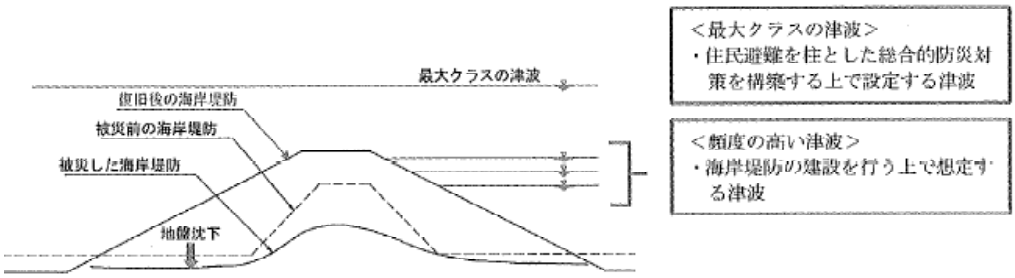


図４－３－４　津波高と堤防高の関係

（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会　H25.11

４－４　防潮工

４－４－１　防潮堤

４－４－１－１　防潮堤の目的

４－４－１－２　防潮堤の型式及び種別の選定

津波越流による堤防破壊のメカニズムの推定と構造上の工夫の方向性

「粘り強い構造」の基本的考え方は、設計対象の津波高を超え、海岸堤防等の天端を越流した場合であっても、施設が破壊、倒壊するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、施設が完全に流失した状態である全壊に至る可能性を少しでも減らすといった減災効果を目指した構造上の工夫を施すことである。

(1) 裏のり尻部、裏のり勾配

越流水は、裏のりを流下し流速が速くなった状態で裏のり尻部の地面等に衝突することにより洗掘が起こり、これをきっかけに施設の損壊、流失を引き起こす被災形態が考えられる。

裏のり尻部の強化と裏のりを緩勾配とすることにより水流を減勢させ洗掘防止に努める。

(2) 天端被覆工、裏のり被覆工、表のり被覆工

越流水は、天端部や裏のり部において流速が速くなることにより、天端被覆工、裏のり被覆工等が流失する被害形態や、堤体土が被覆工の隙間から吸い出される被害形態が考えられる。

天端被覆工や裏のり・表のり被覆工自体の重量や強度と連結部の強度を上げて、剥離しにくくする方法が有効である。

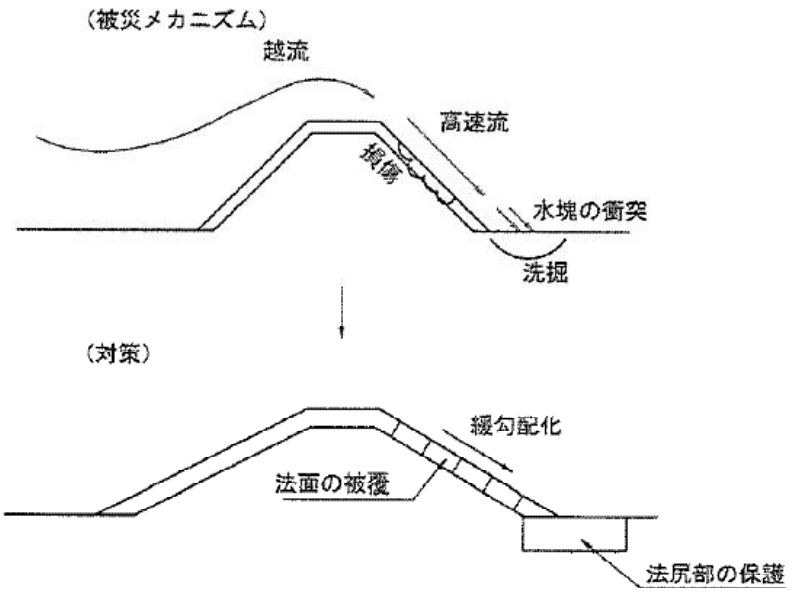
(3) 波返工

波返工は、その構造上波が越流したときには、越流水または漂流物等の衝撃を受けやすく、衝撃力がその強度を上回った場合には破壊を受ける被害形態が想定される。

波返工天端まで盛土をすることや、配筋による補強を施すことが有効である。

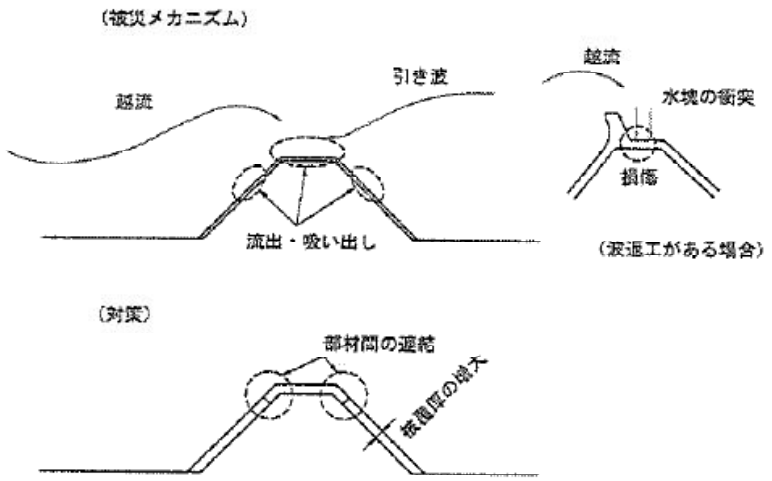
部位毎の被災メカニズムと構造上の工夫について表４－４－２に示す。

表４－４－２　部位ごとの津波による被災メカニズムと構造上の工夫(1)

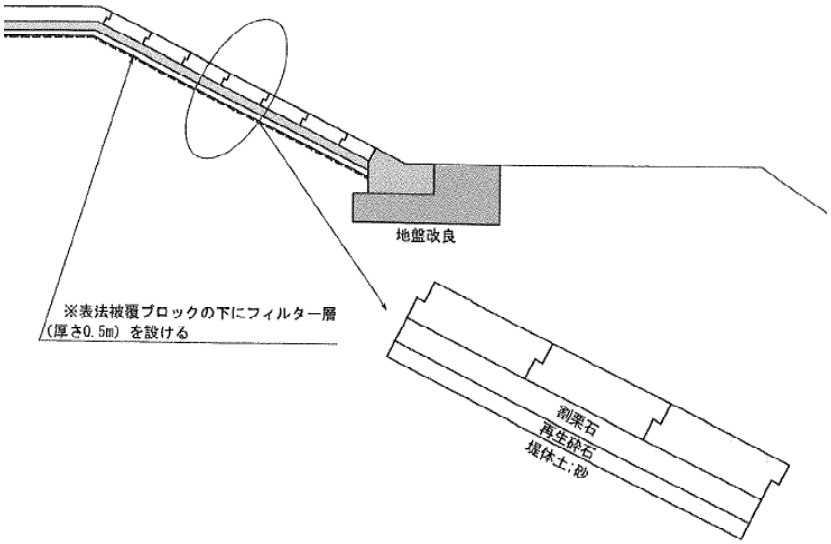
部　位	裏のり尻部・裏のり勾配
被災メカニズム	来襲した津波の水流が海岸堤防を越流した後、裏のりを流下し流速が速くなった状態で裏のり尻部の地面等に衝突することにより洗掘が起こり、これをきっかけに裏のり被覆工等の損傷、流出を引き起こす。
構造上の工夫	①　裏のり尻部に平場を設置することにより、落下してくる水流の向きを水平方向に変えることにより洗掘から防護する。 ②　裏のり尻部の被覆に加え、裏のり勾配を緩勾配化することにより水流を減勢させ、裏のり尻部における衝撃を抑える。
概念図	

（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会　H25.11

表４－４－２　部位ごとの津波による被災メカニズムと構造上の工夫(2)

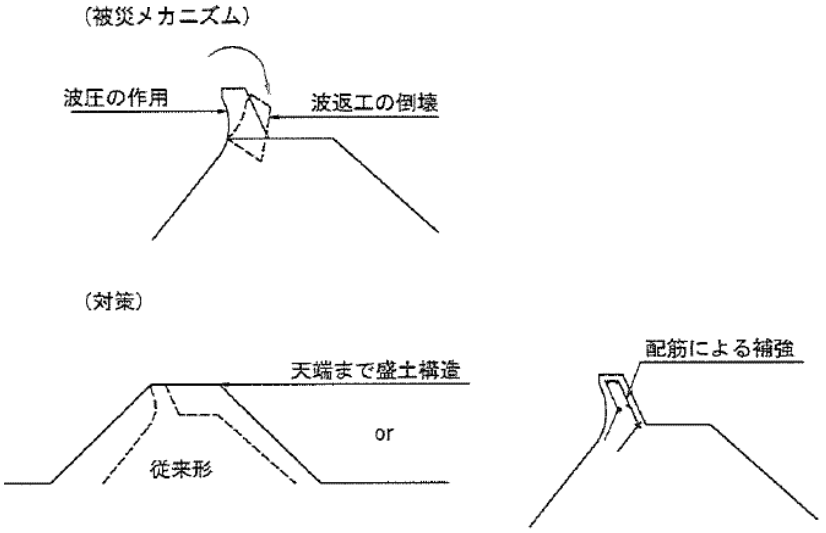
部　位	天端保護工（天端被覆工）・裏のり被覆工・表のり被覆工
被災メカニズム	①　津波の水流が防潮堤等を越流する際、天端部、裏のり部で高速になることにより、天端保護工（天端被覆工）、裏のり被覆工が流出したり、堤体土が被覆工の隙間から吸い出される。 ②　裏のり被覆工に不陸が生じ、まともに流れを受ける面が生じやすくなる。 ③　引き波の越流においても、天端部、裏のり部で高流速が発生することにより同様の被災形態が想定される。 ④　天端部に波返工がある場合には、波返工を乗り越え落下する水流が天端保護工（天端被覆工）に衝突し損傷を引き起こす。 ⑤　堤体内の被覆工と湿潤面に囲まれた空気の圧力上昇による揚圧力が発生する。 ⑥　裏のり肩付近に負圧が発生する。
構造上の工夫	①　天端保護工（天端被覆工）や裏のり被覆工、表のり被覆工を厚くしたり、部材間を連結し、剥離しにくくすることにより、重量や強度を確保する。 ②　流れの上流側と下流側に切り欠きを設けたブロックを噛み合わせる。 ③　天端保護工に（天端被覆工）おける空気抜き孔を配置し、透気性の向上を図る。 ④　天端保護工（天端被覆工）と法肩を一体化することにより、ブロック単位の拡大を図る。
概念図	

（のり面被覆の例）



（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会　H25.11（括弧書き部分を加筆）

表４－４－２　部位ごとの津波による被災メカニズムと構造上の工夫(3)

部　位	波返工
被災メカニズム	①　設計津波の水位を超える津波の波圧作用により、波返工の陸側への倒壊等を引き起こす。 ②　引き波の波圧の作用による波返工の海側への倒壊も想定される。
構造上の工夫	①　海岸堤防（防潮堤）の設計外力を高潮でなく津波とする場合は、波返工が倒壊しやすい構造であることを考慮して、天端まで盛土構造とすることも検討する。 ②　波返工を採用する場合には、強い波圧への耐力を向上するために、配筋による補強を施すことが有効であると考えられる。
概念図	

（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会　H25.11（括弧書き部分を加筆）

４－４－１－３　防潮堤の位置及び法線

４－４－１－４　防潮堤の天端高

１　波浪計算の適用手法及び対象波の種類

図４－４－３に示した設計波浪（設計沖波諸元、換算沖波波高、砕波前の波浪変形及び構造物設計位置での設計波高）の計算に用いる計算手法及びそれぞれ手法に対応する対象波の種類は、表４－４－３に示すとおり。

表４－４－３　波浪計算の適用手法及び対象波の種類

求める波浪諸元	計算条件等	主な適用手法	対象波の種類
沖波諸元 (H_0, T_0, α_0)	波の実測データ 風の実測データ 海底地形データ	数値計算法 （スペクトル法）	不規則波
		図解法　（有義波法）	規則波
換算沖波波高 （H_0'）	沖波諸元 海底地形データ	数値計算法 （エネルギー平衡方程式法）	不規則波
水深による波高変形（H_D） （砕波前）	換算沖波諸元 海底断面地形 海底勾配 計算位置水深	数値計算法 （エネルギー平衡程式法）	不規則波
		図解法 （浅水変形図）	規則波
構造物設置位置での波高（H_D）	換算沖波諸元 海底勾配 構造物設置位置水深	図解法① （不規則波の砕波帯内の分布図）	不規則波
		図解法② （規則波の砕波帯内の分布図）	規則波

２　設計波に対する必要高の決定方法

（1）波の打ち上げ高による方法

波の打ち上げ高は図４－４－６に示すように静水面からの高さRで示し、換算沖波波高H_0'に対する相対打ち上げ高R/H_0'で表す。

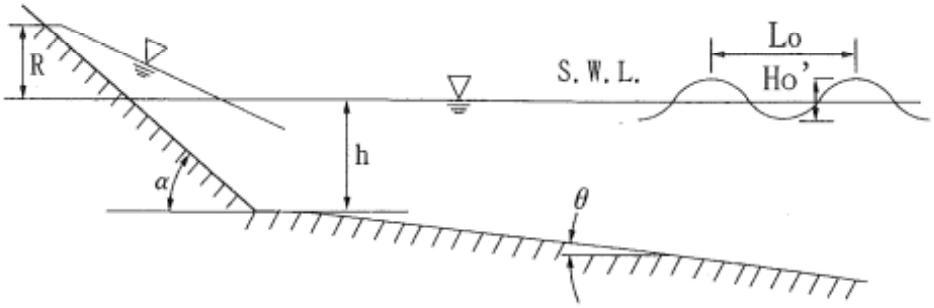
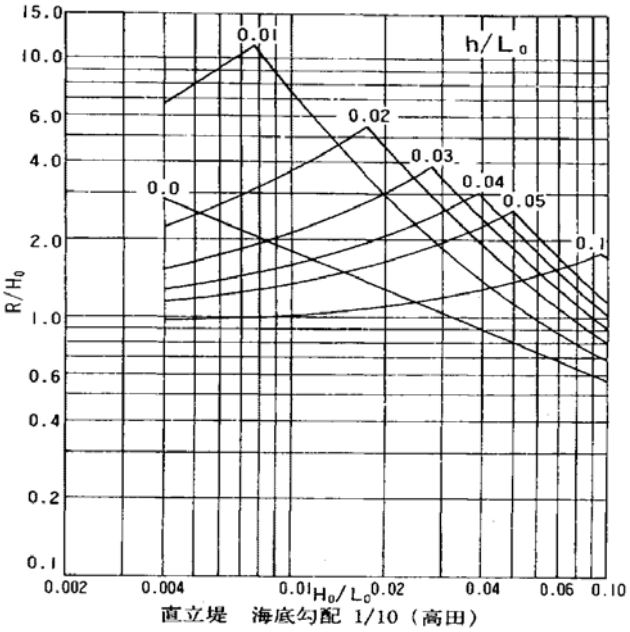


図４－４－６　波の打ち上げ高

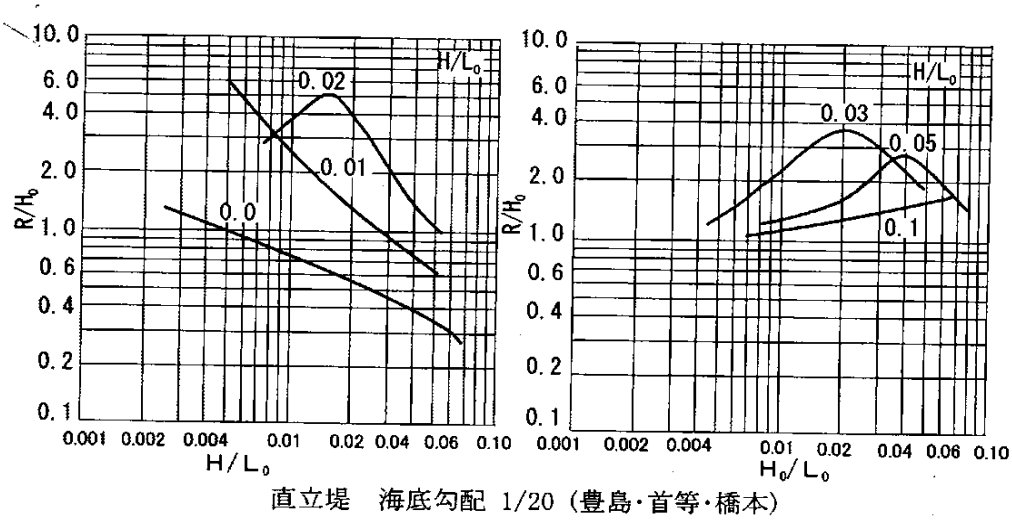
（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会H25.11

① 一様勾配斜面堤の場合

この場合の算定に当たっては、図４－４－７を用い、防潮堤の前面の勾配と海底勾配の種々の組み合わせによって推算する。



直立堤　海底勾配　1/10



直立堤　海底勾配　1/20

図４－４－７　一様勾配斜面の波の打ち上げ高の算定図(1)

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

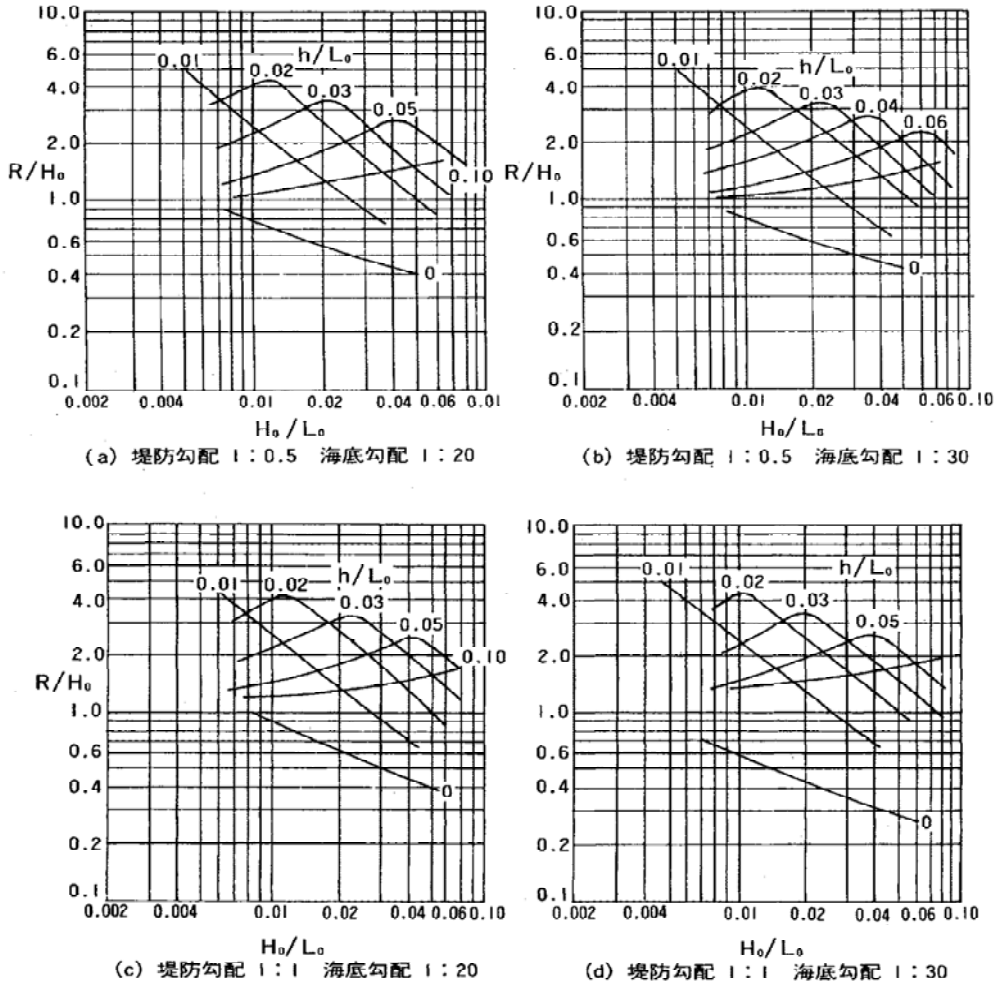


図４－４－７　一様勾配斜面の波の打ち上げ高の算定図(2)

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

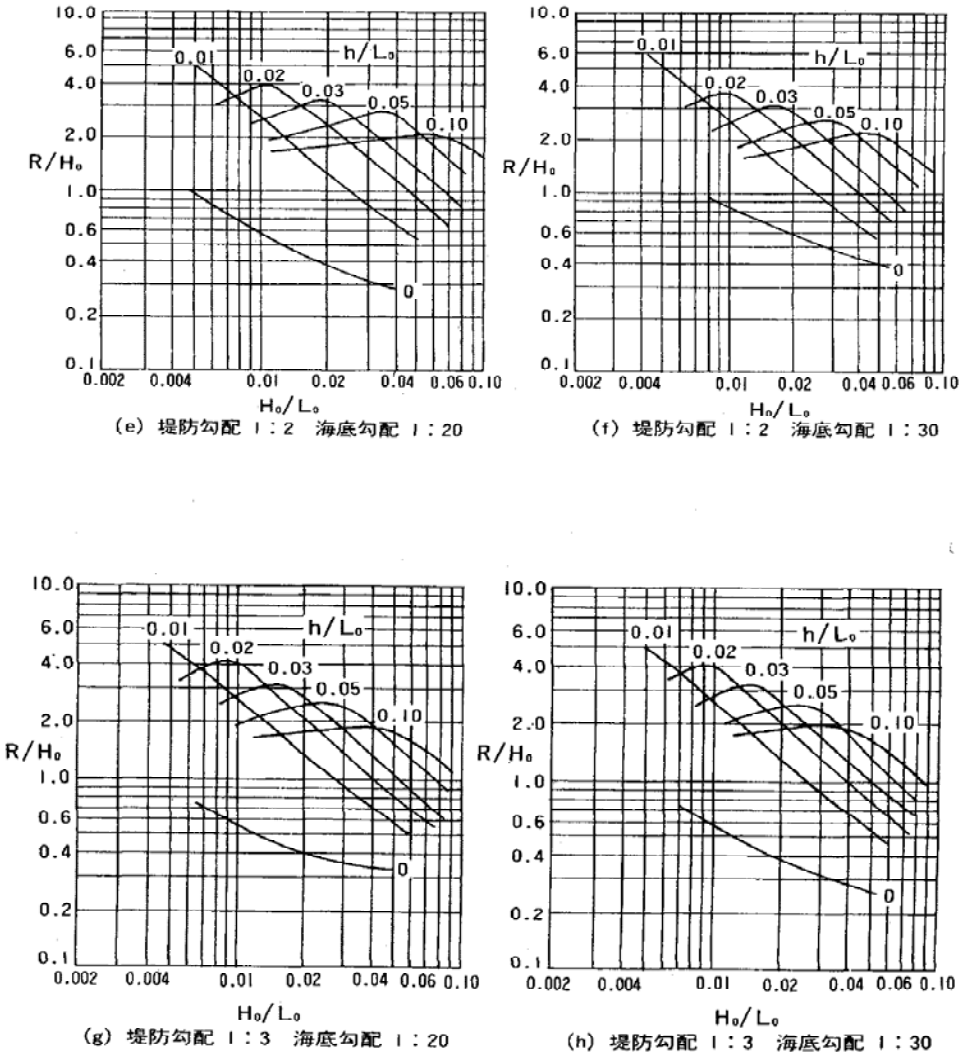


図４－４－７　一様勾配斜面の波の打ち上げ高の算定図(3)

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　(社)全国漁港漁場協会　H15.10

②　防潮堤や海底斜面などからなる複雑な海岸断面を有する場合

ア　仮想勾配法

断面形状が複雑な場合は、図４－４－８に示すサビールの仮想勾配法により打ち上げ高を算定する。防潮堤が汀線より陸側に設置される場合も、陸上部の地形を含めた複断面堤と考えて仮想勾配法を適用する。また、サビールの仮想勾配法は非常に緩い勾配の斜面では適合性が悪くなるため、海底勾配が1/30より急な場合に適用するのがよい。仮想勾配法を用いた算定手順を示せば、次のとおりである。

（ア）砕波点Ａ（砕波水深）を図２－１０－１４より求める。

（イ）波の打ち上げ高R_1を仮定し、静水面（S.W.L）からR_1の地点Bと砕波点Aを結び、これを仮想勾配（cot α）とする。

（ウ）図４－４－９の「打ち上げ高曲線」から、仮想勾配斜面上への打ち上げ高Rを求める。

（エ）はじめに仮定した波の打ち上げ高R_1とRが一致するまで計算を繰り返し、打ち

上げ高を算定する。図４－４－９にはサビールの曲線のほかに、中村らの提案した曲線（破線）も併せて示してある。サビールの曲線による算定値が一般に小さな値を示すため、仮想勾配と実際の形状に大きな違いのある場合には、中村らの曲線を使用する。

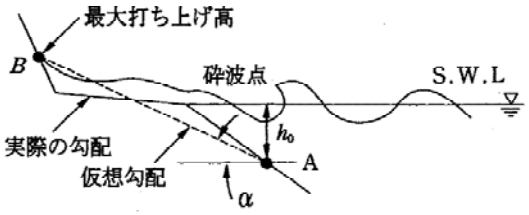


図４－４－８　仮想勾配法の説明図

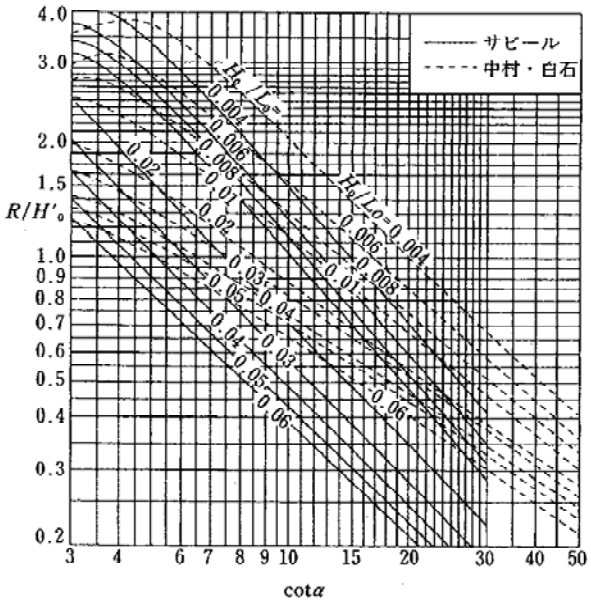


図４－４－９　仮想勾配法による波の打ち上げ高曲線

イ　改良仮想勾配法

海底勾配が1/30より緩い湯合には、図４－４－１０に示す中村らの改良仮想勾配法により打ち上げ高を算定する。改良仮想勾配法を用いた算定手順を示せば、次のとおりである。

（ア）砕波点（砕波水深）を図２－１０－１４より求める。

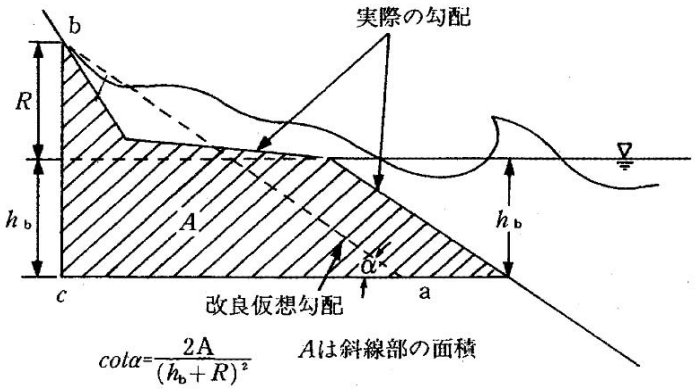
（イ）波の打ち上げ高R_1を仮定し、静水面（S. W. L）からR_1の地点ｂと波点までの海浜断面積（図中斜線部の面積Ａ）を求める。

（ウ）図中斜線部の面積Ａと同面積を有する仮想三角形（a, b, c）を想定し、その斜辺（a, b）を仮想勾配とする。

（エ）その仮想勾配から図４－４－１０の「打ち上げ高曲線」で打ち上げ高Rを求める。

（オ）はじめに仮定した波の打ち上げ高R_1とRが一致するまで計算を繰り返し、打ち

上げ高を算定する。



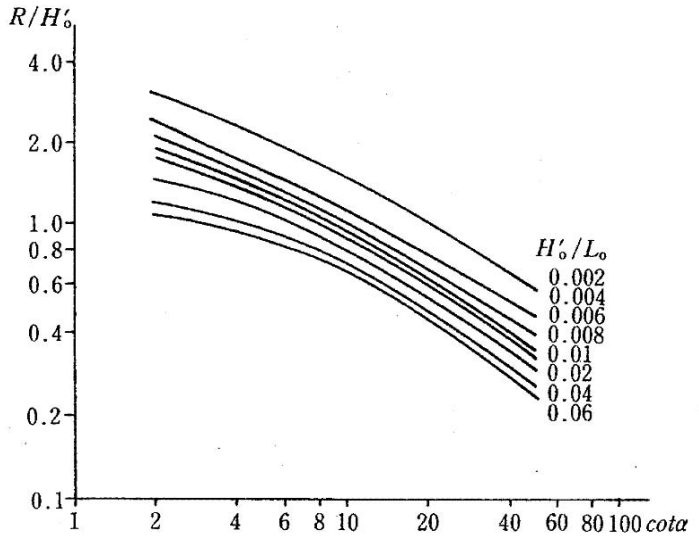


図４－４－１０　改良仮想勾配法による波の打ち上げ高曲線（中村・佐々木・山田）

③　波の打ち上げ高に影響する要因

打ち上げ高は波の特性、防潮堤の形状、設置水深、海底勾配、消波工の有無などにより変化する。打ち上げ高に影響する各種要因は次のとおり。

ア　堤脚水深

打ち上げ高は、水深の増加とともに増え、砕波水域でほぼ最大となり、以後減少する。水深が汀線から砕波点を過ぎるあたりまでは、堤脚水深のわずかな変化で打ち上げ高が大きく変化する。

イ　海底勾配

打ち上げ高は、防潮堤設置箇所の海底勾配が急なほど大きいが、重複波領域では海底勾配の影響はほとんど受けない。海底勾配は、砕波波高に影響を及ぼし、海底勾配が急なほど、砕波点から岸側までの距離が短くなる。

したがって、海底勾配が急なほど大きな砕波後の波があまり減衰せずに構造物に衝突することになり、波が高くはい上がり打ち上げ高も増大する。

海底地形が複雑な場合は、Saville(1958)及び中村・白石(1972)の仮想勾配法を用いる方がよい。

ウ　のり面勾配

打ち上げ高に及ぼすのり面勾配の影響は、波の性質によって次のように規定される。

砕波水深以深の重複波領域においては、打ち上げ高を最大にするのり面勾配と越波流量を最大にするのり面勾配は一致し、概ね1：1～1：2.5である。

一方、砕波水深以浅及び汀線域で構造物に波が作用する場合は、打ち上げ高と越波流量の最大値は必ずしも一致しない。この領域は、のり面勾配が大きくなると斜面上で再度砕波し、極めて複雑な現象が生ずるので注意する。

エ　風向・風速

打ちあげ高を規定する要因として上記の他に風向・風速があるが、現時点ではこれらと打ちあげ高の関係については、十分に解明されていない。したがって、必要に応じて飛沫防止対策（防護柵）等を別途講じる。

(2) 越波流量による算定

①　越波量とは越波した水の総容積であり、越波流量とは越波量を測定時間で割って得られる単位時間当たりの平均容積である。通常、これらは単位幅当たりの量で示される。

②　越波流量（q）は、構造物のり先水深、海底勾配、のり面勾配、天端高、消波工の有無等によって影響される。越波流量は、既往の資料、模型実験等によって算定するが、越波流量推定図が作成されており、これによって越波流量を求めることもできる。

③　設計に当たっては、算定された越波流量が背後地の土地利用状況に応じた許容量以下となるように天端高を決定する必要があるので、表４－４－４に示した被災限界越波流量、表４－４－５に示した許容越波流量を参考として、現地の許容越波流量を決定する。

表４－４－４　海岸防潮堤・護岸の被災限界越波流量(合田)（$m^3/m/s$）

種別	被覆工	越波流量
防潮堤	コンクリート三面巻き	０．０５
	天端舗装、裏のり未施	０．０２
	天端舗装無し	０．００５以下
防潮護岸	背面舗装済み	０．２
	背面舗装無し	０．０５

注）防潮堤は、裏のり面があって後背地が天端よりも低いもの、防潮護岸は裏のり面がないものとして分類した。

表４－４－５　背後地に被害が予想される場合の許容越波流量

要　　件	越波流量 q(m³/m/s)
背後に人家、公共施設等が密集しており、特に、越波、飛沫等により重大な被害が予想される地区	０．０１程度 （バケツ１杯程度）
その他の重要な地区	０．０２程度
その他の地区	０．０２～０．０６

ア　直立型に対する算定

防潮堤の基本型を直立型とした場合の不規則波越波流量推定図を、図４－４－１１及び図４－４－１２に示した。

対象とした防潮堤の断面形状は、図に記載したとおりである。図は、海底勾配1/10と1/30の場合が示してあるが、波形勾配及び海底勾配が図のものと異なる場合は、適宜内挿または外挿して推定する。

表４－４－６　越波流量の限定値に対する真値の想定

$g/\sqrt{2g(Ho')^3}$	直立型防潮堤	消波工付防潮堤
10^{-2}	0.7～1.5倍	0.5～２倍
10^{-3}	0.4～２倍	0.2～３倍
10^{-4}	0.2～３倍	0.1～５倍
10^{-5}	0.1～５倍	0.05～10倍

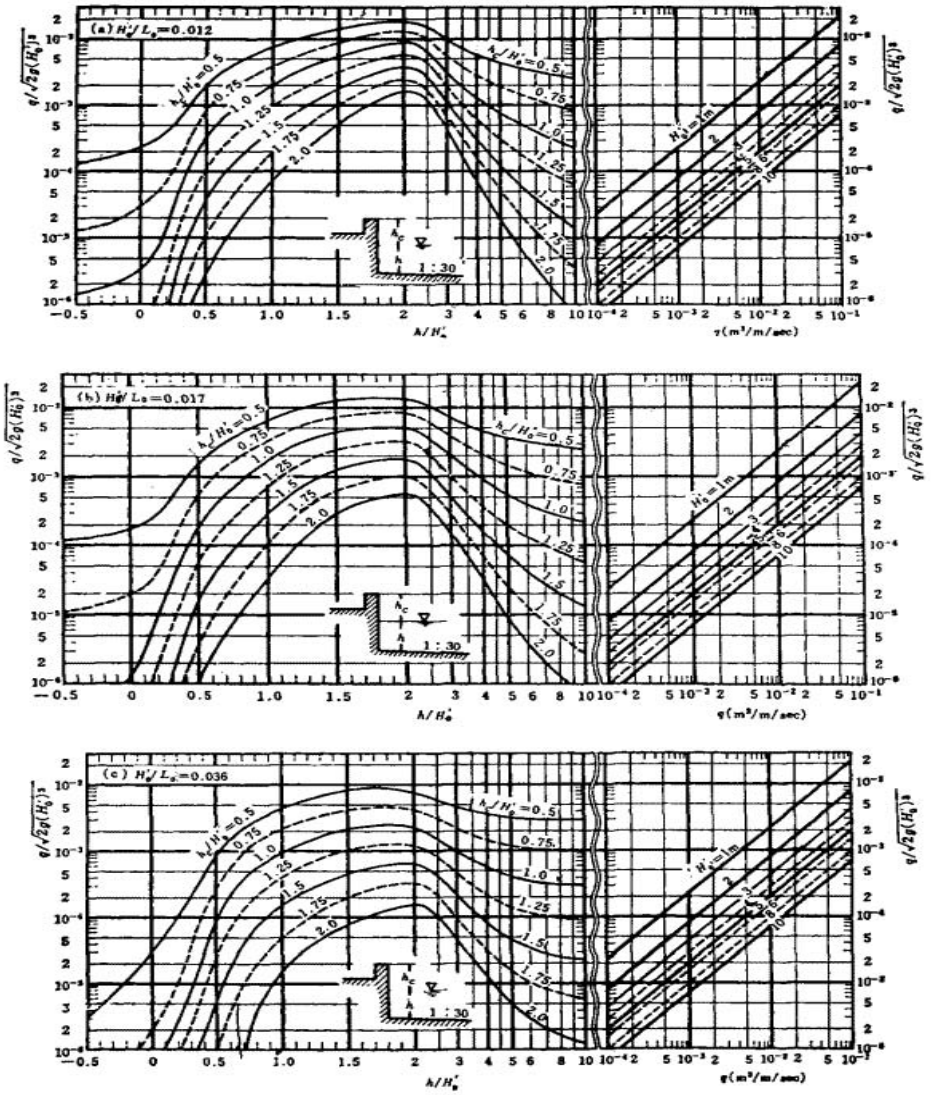


図４－４－１１　直立護岸（直立型防潮堤）の越波流量推定図（海底勾配1/30）(1)
（出典）海岸保全施設の技術上の基準・同解説　海岸保全施設技術研究会　H16.6
（括弧書きの部分を加筆）

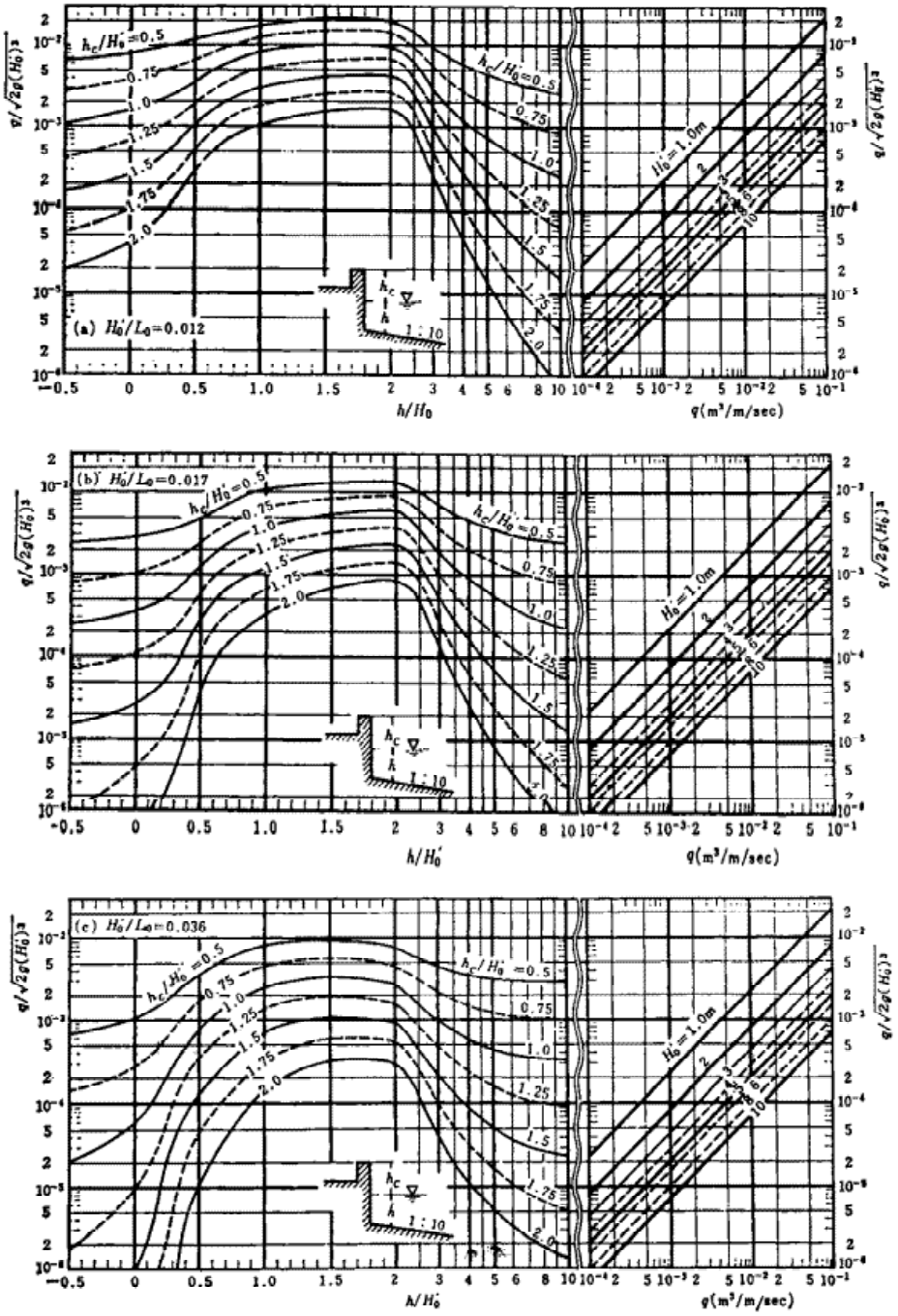


図４－４－１１　直立護岸（直立型防潮堤）の越波流量推定図（海底勾配1/10）(2)
（出典）海岸保全施設の技術上の基準・同解説　海岸保全施設技術研究会　H16.6
（括弧書き部分を加筆）

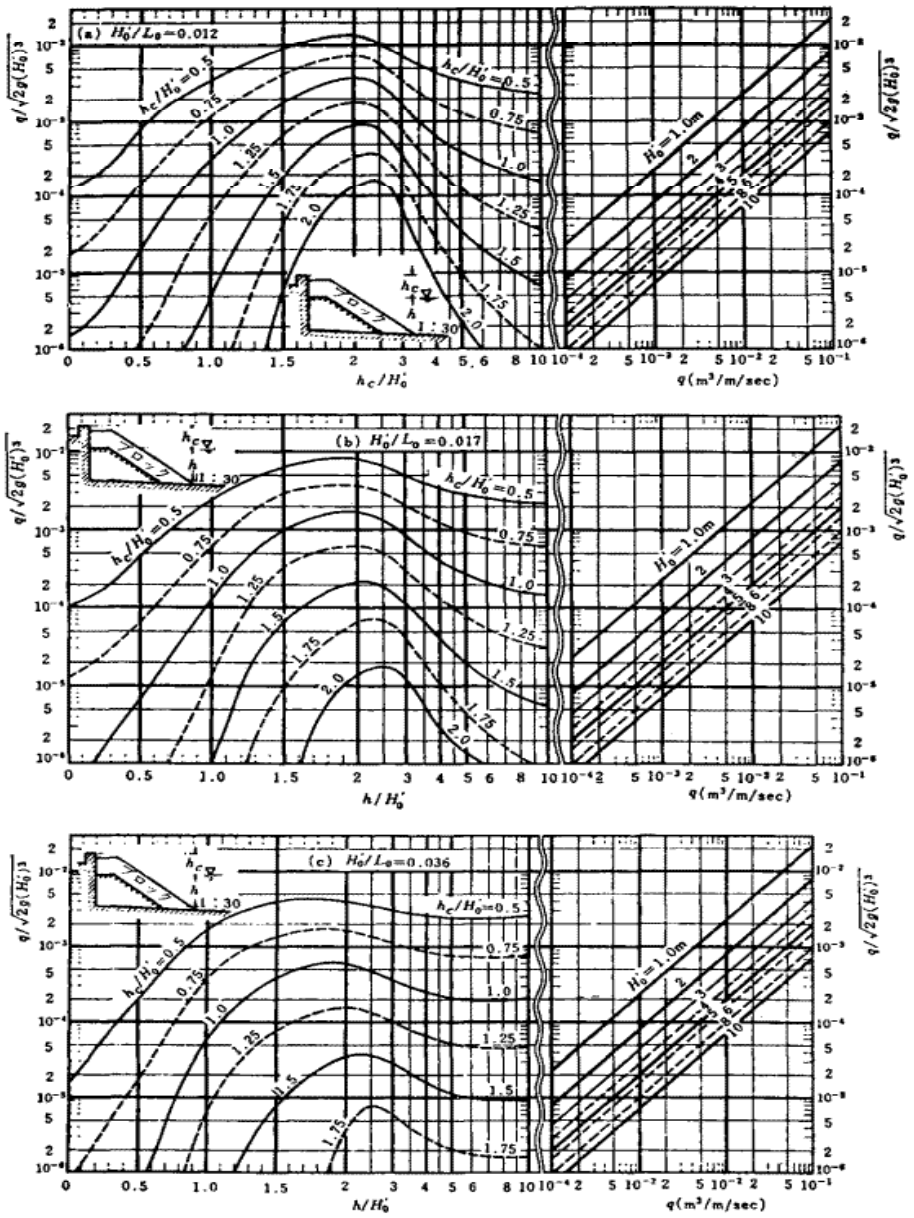


図４－４－１２　消波ブロック被覆護岸（消波工付き防潮堤）の越波流量推定図
（海底勾配1/30）(1)

（出典）海岸保全施設の技術上の基準・同解説　海岸保全施設技術研究会　H16.6
（括弧書き部分を加筆）

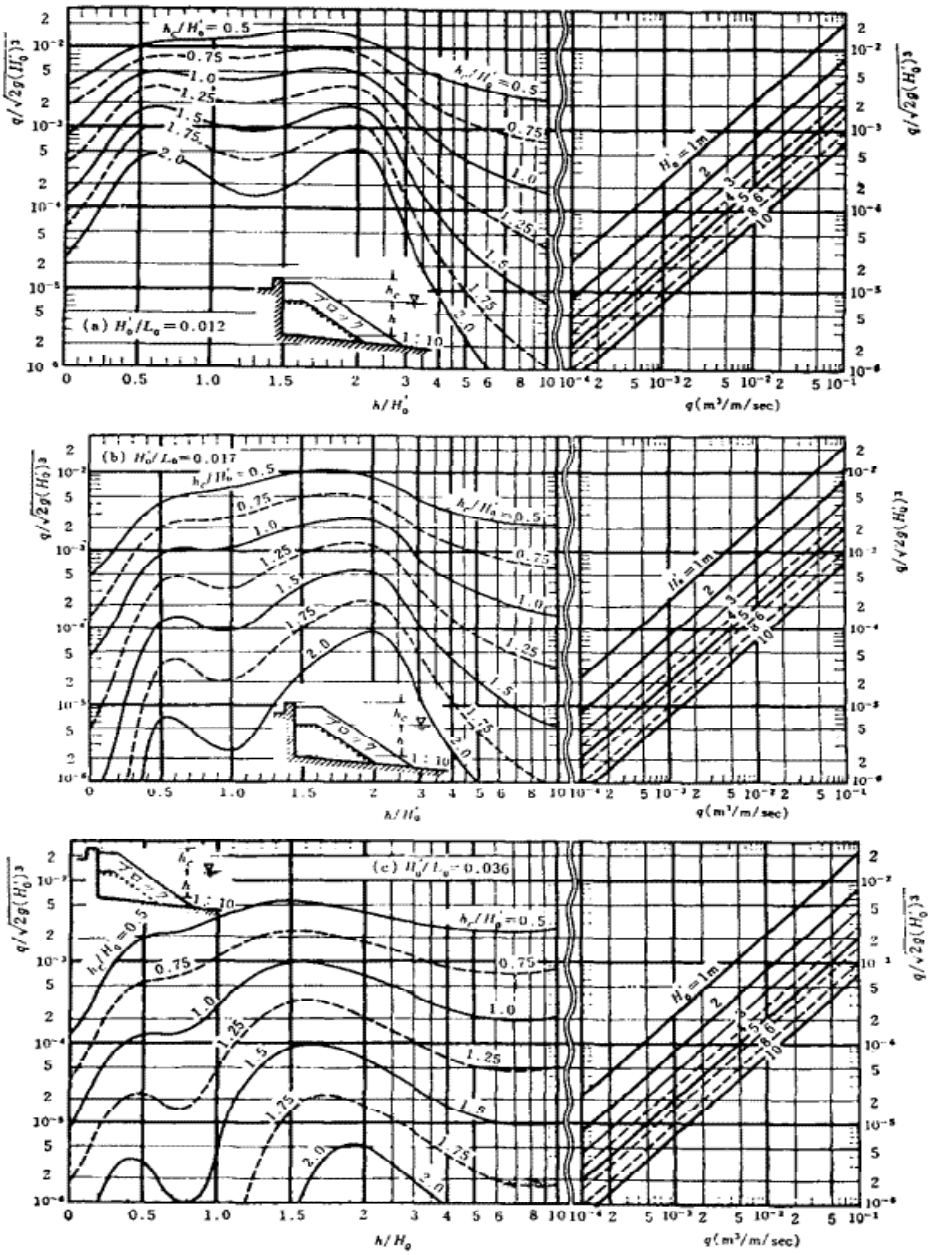


図４－４－１２　消波ブロック被覆護岸（消波工付き防潮堤）の越波流量推定図
（海底勾配1/10）(2)

（出典）海岸保全施設の技術上の基準・同解説　海岸保全施設技術研究会　H16.6
（括弧書き部分を加筆）

イ　傾斜型に対する算定

傾斜型ののり勾配が３割より急な場合の打ち上げ高及び越波流量に対する必要高は、直立型と同様に算定する。３割より緩い場合は図４－４－１３に示す豊島らが実験結果より作成した打ち上げ高の算定図を用いて必要高を算定する。なお、この図中の破線は、堤脚水深h=0の特例で、のり尻が十分高いところにあって汀線までにかなりの砂浜があるときに使用する値である。のり尻が汀線に近いときは、実線の方を使用する。

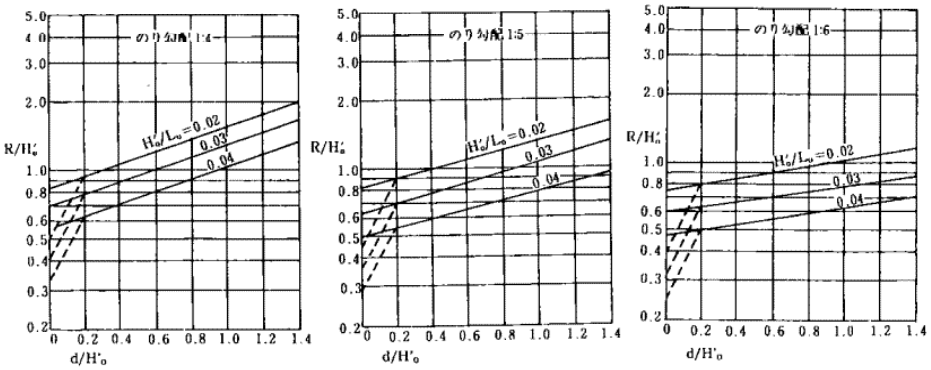


図４－４－１３　緩傾斜型の設計用天端算定図（海底勾配：1/20）

ただし　H'_0：換算沖波波高（m）

L_0　：沖波波長（m）

R　：波の打ち上げ高（m）

d　：堤脚水深（m）

(3) 簡易算定図を用いる方法

簡易算定図を用いる方法は、従来から用いられている方法である。海底勾配と天端高等との関係を図４－４－１４及び表４－４－７に示した。この必要天端高は、打ち上げ高さ及び越波量の実験結果並びに既設構造物とのつりあいを考慮して定めたものである。このときの沖波の波形勾配は、0.01～0.03、越波量は、0.005～0.01（m^3/m/s）程度である。

表４－４－７　海底勾配と天端高等の関係

地点	算出基礎		設計潮位に対する所要天端高	
			式	α、β、γの値
B	防潮堤等の前面のり勾配	1:1未満	$\alpha \cdot H'_0$	1.5
		1:1～1:1.5		2.0
		1:2		2.2
		1:3		2.0
O	海底の勾配	1:50より緩	$\beta \cdot H'_0$	0.5
		1:30		0.6
		1:20		0.9
		1:10		1.3
		1:10より急		1.5
A		1:50より緩	$\gamma \cdot H'_0$	0.3
		1:30		0.4
		1:20		0.6
		1:10		0.9
		1:10より急		1.2

B、O、A地点の所要天端高を結んだ線の高さが、その位置での防潮堤の天端高である。

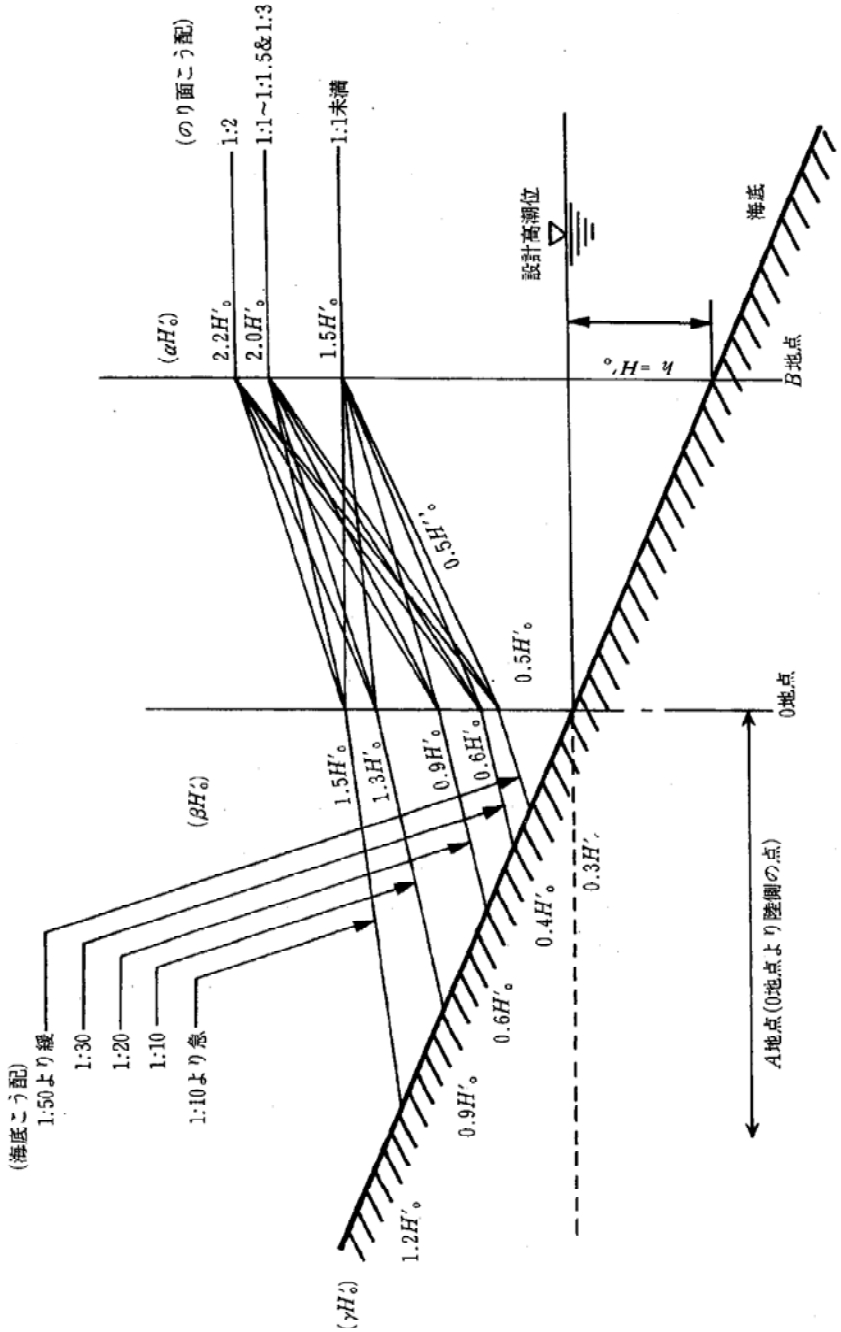


図４－４－１４　簡易算定図

３　消波工を設けた場合の天端高の低減率

算定した防潮堤の天端高が、背後地の保全対象等からみて調和がとれない場合は、消波工を設置して天端高を低くすることができる。

(1) 密着型消波工を設置した場合（消波工付防潮堤）

①　打ち上げ高、簡易算定図による方法に対する低減率

消波工の天端幅、天端高が表４－４－８を満足する場合は、経験的に打ち上げ高、簡易算定図による方法によって求められた必要高を70%まで低減できる。

表４－４－８　防潮堤の天端高を低減しうる消波工の条件

消波工の天端厚	消波工の天端高
ブロック２個並び ブロック３個並び ブロック４個並び	０．８h_c 以上 ０．７h_c 以上 ０．５h_c 以上

ただし、h_cは、打ち上げ高、簡易算定図による方法によって求めた防潮堤の天端高の70％に相当する高さ（m）

② 越波流量による方法に対する低減率

消波工を設置した場合の越波流量推定図は、図４－４－１２のとおりである。消波工を設けると、図４－４－１１の消波工無の場合に比べて天端高を低減できる。図４－４－１２の場合は、天端においてブロック２個並びとし、消波工から防潮堤の天端高までの距離を0.1H’$_0$程度にしたときのものである。また、図４－４－１５は、天端ブロックの個数を変化させたときの防潮堤の必要高の変化を示したものである。

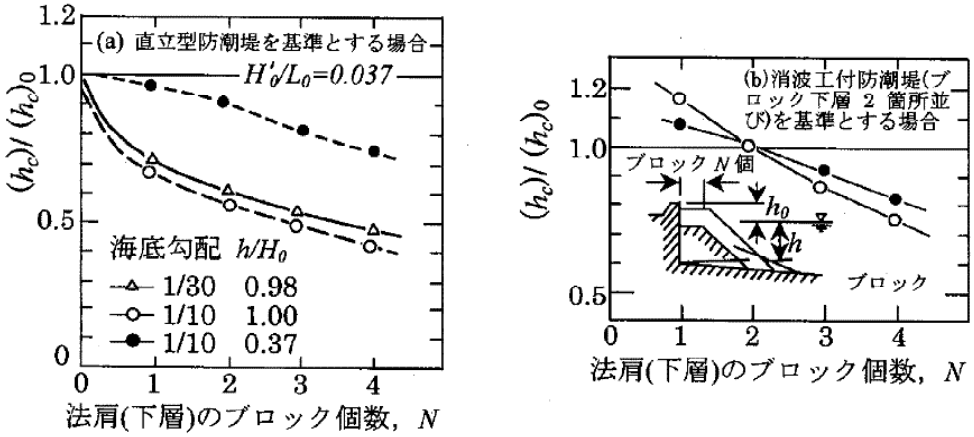


図４－４－１５　ブロック個数による必要高の変化

h：堤脚水深（m）

h_c：水面上の天端高（m）

(2) 遊水部付消波工を設置した場合（越波流量による方法に対する低減率）

遊水部付消波工は、防潮堤の前面に距離を離して消波工を設置したもので、密着型消波工より越波を抑制することができる。既設防潮堤の天端高を嵩上げせずに越波を抑えたい場合に適しているが、採用に当たっては既往の調査、研究成果を参考にするか、必要に応じて水理実験を行うことが望ましい。また、遊水部における水位上昇や消波工の断面増加による経済性を考慮する。

なお、間辺ら（1986）によると、消波工の設置位置や形状が所要の条件を満足する場合は、越波流量推定図の図４－４－１２より求められた密着型消波工を設置した場合の必要高80％程度まで、低減できるとしている。

４　波返工を後退させた場合の換算天端係数

図４－４－１６（合田・岸良ら、1976）は、波返工を護岸前面から後退させたときの換算天端高係数の変化を示したものである。これによると入射波高の５倍程度後退させることにより、護岸の所要天端高を約半分程度に抑えることができる。ただしこれは一実験結果であり、実際の設計にあたり設計条件が実験条件と大きく異なる場合は、水理模型実験等を行い決定することが望ましい。

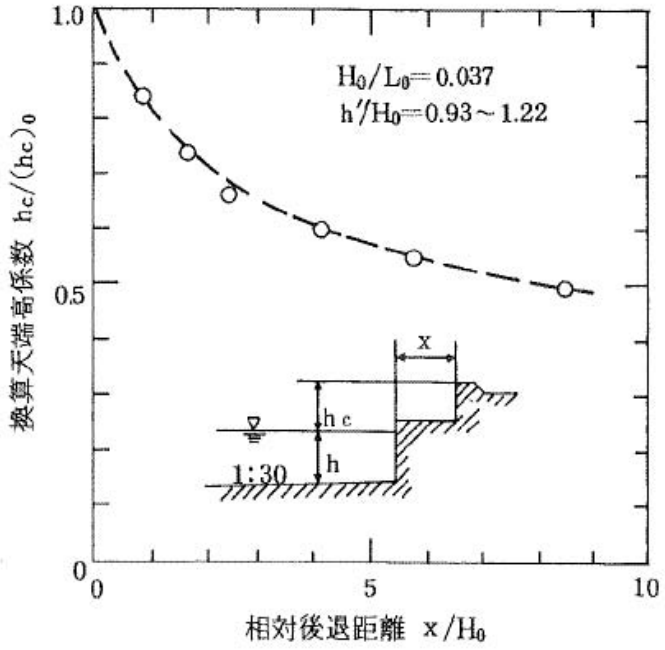


図４－４－１６　波返工を後退させた護岸の換算天端係数
（出典）漁港海岸事業設計の手引　（公社）全国漁港漁場協会　H25.11

４－４－１－５　防潮堤の断面

４－４－１－５－１　防潮堤の表のり勾配

４－４－１－５－２　防潮堤の天端厚

４－４－１－５－３　防潮堤の裏のり勾配

４－４－１－６　防潮堤の安定の検討

４－４－１－６－１　防潮堤の安定計算に用いる荷重

1　単位体積重量

堤体自重の算定等に用いる各種の単位体積重量は、次の数値を標準とする。

無筋コンクリート（試験を行わないで用いる場合）	23kN/m³
割石・玉石	18kN/m³
清浄な砂または砂利	18kN/m³
清浄な砂または砂利を多量に含む透水性の低い砂質土	18kN/m³
硬質粘土、粘土を多量に含む砂質土	17kN/m³
軟質な有機質以外またはシルト粘土	16kN/m³
海水	10.1kN/m³

2　上載荷重

2　上載荷重

防潮堤の上載荷重は、天端被覆工の利用状況等、現地の状況に応じて設定することが望ましいが、標準的な値は以下のとおりとする。

常時　　5kN/m²

地震時　2.5kN/m²（常時の 1/2 とする）

（出典）漁港・漁場の施設の設計の手引　（社）全国漁港漁場協会　H15.10

3　背面土圧

土圧の算定は、砂の含有量が 80 %以上の場合は砂質土、80 %未満の場合は粘性土として、次により算定する。

(1) 砂質土の土圧

砂質土の土圧は、クーロンの式によって算定する。

クーロンの式により砂質土の土圧を算定する場合、内部摩擦角 ϕ、壁面摩擦角 δ 等を求める。内部摩擦角 ϕ と壁面摩擦角 δ は次の方法による求める。

①　砂質土の内部摩擦角の決定方法

砂質土の内部摩擦角は、三軸 CD（圧密排水）試験によって求められる。しかし、三軸試験に供する砂質土の不撹乱試料の採取は、技術的に難しく多額の費用を必要とする。このため、設計に用いる砂質土の内部摩擦角は、標準貫入試験の N 値から推定する場合が多い。内部摩擦角を N 値から求める際、次式より推定する。

$$\phi = 25 + 3.2\sqrt{\frac{100N}{70 + p_{v0}'}}$$

ただし、ϕ：設計に用いる砂質土の内部摩擦角（°）

N：標準貫入試験より得られる N 値

p_{v0}'：標準貫入試験の N 値を測定したときの有効土かぶり圧（kN/m²）

②　砂質土の壁面摩擦角の決定方法

通常、壁面摩擦角は± 15°の値を用いる。

(2) 粘性土の土圧

地表面が水平な場合に直立壁に作用する主働土圧強度は、次の式によって計算する。本式では、土と壁面の間に働く粘着力は無視しており、崩壊面が水平面となす角度は 45°である。