

第 7 章 風

7.1 風の基本

【波浪及び高潮の推算に用いる海上風】

波浪及び高潮の推算に用いる海上風については、実測値又は推算値に基づいて、風速、風向を適切に設定するものとする。

【漁港の施設の性能照査に用いる風】

漁港の施設の性能照査に用いる風については、実測値又は推算値に基づいて、想定する再現期間に対応した風速及び風向等を適切に設定するものとする。

【風圧力】

風圧力は、【漁港の施設の性能照査に用いる風】の規定に従って設定した風の諸元、構造物の種類や形状等に応じて適切に算定するものとする。

漁港・漁場の施設の設計にあたっては、風の影響が著しいと考えられる場合、その影響を考慮する必要がある。

7.2 風の推算と設計風速

漁港・漁場の施設の設計に使用する風の諸元は、原則として設計対象施設の設置位置における実測値又は推算値に基づいて適切に設定することとする。

7.2.1 風の諸元

風の諸元である風向は風の吹いてくる方向を 16 方位、風速は 10 分間平均風速で表示することを標準とする。

7.2.2 風の推算方法

一般に波浪推算を行う際には、対象とする計算領域の全域か、あるいは代表的な地点に台風や低気圧などの気象擾乱の移動とともに時々刻々と変化する風の値を与える必要がある。

現在の波浪推算に用いられる風の推算方法は大きく分けて次の 4 種類があり、一般に用いられている風の推算方法として天気図解析法が挙げられる。

なお、計算にあたっては「資料 2.10 風の推算方法の概要及び適用法」を参照のこと。

① 天気図解析法

a) 傾度風モデル

傾度風モデルは、等圧線が曲率の場合に適用され、等圧線の気圧傾度、緯度、空気の密度及び等圧線の曲率半径によって算定する。このモデルは、気圧分布に応じた風場を推算できるが、台風中心付近で推算精度が落ちる。

b) Cardone モデル

Cardone モデルは、地表層、エクマン層、自由大気の状態を表す方程式を連立させて海上風を推算するものであり、入力データは海面気圧、海面水温、気温の観測値を用いることを標準とする。このモデルによって山脈や溪谷などの存在が海上風の平面分布に与える影響を考慮す

ることは困難であるが、このような地形の影響を実用上無視できる日本海や太平洋などの広範囲の風域場を簡便に推算する方法として用いることができ、傾度風モデルよりも推算精度はよいが、同様の欠点を持つ。

② 台風モデル法

台風モデル法の一手法である Myers モデルは、台風の位置、中心示度、進行速度及び最大地衡風速半径をパラメーターとし、台風域内の気圧分布を同心円分布で近似できると仮定して求められる。このモデルは、台風周辺の風場を簡便に表現できるが、これ以外の前線や低気圧による風が表現できない。

③ ハイブリッド法

ハイブリッド法は、台風の中心付近を Myers モデルで与え、その周辺を Cardone モデルで与えるものであり、Cardone モデルの欠点を Myers モデルで補ったものであり精度がよい。

④ 実測風内挿法

a) 平面近似補間法

平面近似補間法は計算領域の実測風観測地点を選び出し、三角形網や正方格子状の風場をスプライン平面補間法等によって算定する。

b) 重み付き補間法

重み付き補間法は、計算地点周辺の実測風観測地点を選び出し、 $1/(\text{距離})^2$ 等の重みをつけて補間することにより算定する。

7.2.3 設計風速

構造物に作用する風の設計風速の選定にあたっては、長期間（原則として 30 年以上）にわたる実測値に基づき、風速出現確率分布を推定し、所要の再現期間に対応する風速を決定することを基本とする。ここで、近傍に適当な長期間のデータが得られない場合等は、風向・風速をシミュレーションで算定してもよい。

- ① 気象官署で得られる風速は、地上 10m 付近の値であり、シミュレーションで求められる風速は海面上 10m の値なので、観測値を利用し海上風を推定しようとする場合等、対象とする構造物の高さが上記の高さからかなり離れる場合は、風速に対する高さの補正が必要である。風速の鉛直分布は、一般に次式のべき法則とした次の式 2-7-1 を用いてもよい。

$$U_{10} = U_0 \left(\frac{10}{h_0} \right)^n \dots\dots\dots \text{(式 2-7-1)}$$

ここに、

U_{10} : 地上 10m での風速 (m/s)

U_0 : 観測地点での風速 (m/s)

h_0 : 風速観測地点での地上高 (m)

n : 海上では一般に 1/7 が用いられることが多い

- ② 構造物にかかる風圧力（「本編 7.3 風圧力」を参照のこと）を求める際は、最大瞬間風速が問題となることが多い。よって必要により、最大瞬間風速と平均風速との比である突風率（ガストファクター）に注意する。値は気象官署から入手するか、又は現地観測により得るのが望ましい。

$$G = \frac{u}{U} \dots\dots\dots (式 2-7-2)$$

ここに、

G : 突風率（ガストファクター）

u : ある観測時間内の最大瞬間風速（m/s）

U : ある観測時間内の平均風速（m/s）

通常は、風速の観測時間を 10 分間としている。

- ③ 漁港における防風柵等の防風対策施設の設計においては、突風率を考慮して最大瞬間風速で設計することを原則とする。また、施設の配置、構造等は風向別風速頻度、許容風速等により適切に行うことが望ましい。

参考までに今までの突風率 G の観測事例を示すと表 2-7-1¹²⁾のとおりである。

表 2-7-1 突風率 G の観測事例

観測団体及び観測地点	突 風 率	摘 要
電線路風害対策委員会（1986年）	1.2～1.8	伊勢湾台風時
建設省・日本気象協会（1977年）	1.45～1.60	
沖縄県糸満漁港	1.32（海側）	平地の暴風海岸
静岡県福田漁港	1.26（海側）	防風林の直線海岸
鹿児島県江口漁港	1.42（海側）	丘陵地帯の海岸
宮崎県宮之浦漁港	1.61（海側）	リアス式海岸

なお、建設省、日本気象協会（1977）では全国 149 箇所の気象官署において、1967 年～1975 年の 9 年間の突風率 G を風速階級別に求めており、 G は 1.45～1.60 の範囲にあり、風速が増すにつれて G は減少する傾向がある。

また、「 E の数値を算出する方法並びに V_0 及び風力係数の数値を定める件（平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号）」では、ガストファクターを 1.8～2.0 としている（都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がないものとして特定行政庁が規則で定める区域）。

7.3 風圧力

漁港・漁場の施設に作用する風圧力は、構造物の種類や形状等に応じて適切に算定することを基本とする。

7.3.1 一般的な漁港の施設における風圧力

一般的な漁港の施設における風圧力は、式 2-7-3 により求めてよい。

$$F_w = \frac{1}{2} \rho_a C A V_z^2 \dots\dots\dots (式 2-7-3)$$

ここに、

F_w : 風圧力 (N)

ρ_a : 空気の密度 (1.25kg/m³)

C : 抗力係数 (表 2-7-2)

A : 部材の投影断面積 (m²)

V_z : 設計風速 (m/s)

抗力係数については、表 2-7-2 の値を参考として物体の長さ及び形状等を考慮し、適切な値を定める必要がある。

また、信頼すべき実験値等の資料がある場合は、これを適用してもよい。

表 2-7-2 抗力係数

断面形状	抗力係数	断面形状	抗力係数
 円形断面  平板またはそれに近い形状   正方形 (対角線方向)	1.2 2.2 1.8 1.5	 矩形 [()は $r > d/12$ のとき]  正方形 [()は $r > d/12$ のとき]  長方形  長方形 [()は $r > d/29$ のとき]	 1.5 (1.1) 2.1 (1.5) 2.7 2.3 (2.1)

(注) r は角部における曲率半径 (m)、 d は (図に示す) 辺長 (m) である。

防風壁において、金網その他網状の構造物の場合、表 2-7-2 の平板又はそれに近い形状の抗力係数では、過大となることがあるので、「 E の数値を算出する方法並びに V_0 及び風力係数の数値を定める件 (平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号)」の規定により定めてもよい。

7.3.2 上屋及び倉庫等に作用する風圧力

上屋及び倉庫等に作用する風圧力は、「建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 338 号) 第 87 条」の規定により定める。

7.3.3 道路橋及び高架の道路等に作用する風圧力

道路橋及び高架の道路等に作用する風圧力は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 2.2.9 風荷重」³⁾ の規定により定める。

(参考文献)

- 1) 川口毅・橋本牧・藪下孝雄：漁港における風対策について，日本沿岸域会議論文集（1994），p.26
- 2) 橋本牧・高橋昭七・井上紘哉・嶋田淳一：漁港における風対策について（その2），日本沿岸域会議論文集（1996），p.36
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，丸善（2012），pp.53－63

第 8 章 漂 砂

8.1 漂砂の基本

漂砂は、実測値又は推算値をもとに当該海域における漂砂特性を把握するとともに、施設への影響並びに施設を建設することによる周辺への影響を適切な手法により評価するものとする。

漂砂が予想される海域においては、当該海域で漂砂が移動する水深、卓越方向、移動量等の漂砂の諸元を把握するとともに、施設の建設による影響を十分考慮することを原則とする。

漂砂とは波や流れ等の作用により底質が移動する現象をいう。漂砂は底質粒径、海底地形、波浪条件により種々の 3 次元的な運動を生じるが、海浜に平行に移動する沿岸漂砂と海浜の法線方向に移動する岸沖漂砂に分けて、移動方向別に取り扱われることが多い。移動形態としては、海底面を転がり移動する掃流砂、浮遊状態で移動する浮遊砂、海底面上を層状に移動するシートフローの 3 形態がある（図 2-8-1、図 2-8-2）。

砂浜域における砕波帯では漂砂の活動が活発に行われるため、建設された施設周辺で洗掘が生じたり、港口部からの砂の侵入による港内埋没や航路閉塞を引き起こしたりすることがある。施設周辺での洗掘は施設の安定性に多大な影響を及ぼすこととなり、港内埋没や航路閉塞はしゅんせつ等により対策を講じなければ、漁港の機能が失われることとなる。また、施設の建設前と建設後で漂砂の移動方向や移動量が異なる場合には、沿岸漂砂の連続性が保てなくなり、隣接する海域に対して影響が生じる（図 2-8-3）。このため、砂浜域での漁港の整備に際しては、現地観測により現況の把握を行うとともに、数値シミュレーション等により将来の漂砂の影響予測を行ったうえで、整備計画を立案することが望ましい（「第 5 編 1.3 外郭施設の性能規定 (2) 航路及び泊地の水深の維持」を参照のこと）。

また、漁場においても、漂砂により魚礁や増殖場の埋没による機能低下が生じる可能性がある浅海域においては、漂砂現象を十分に考慮するのがよい。

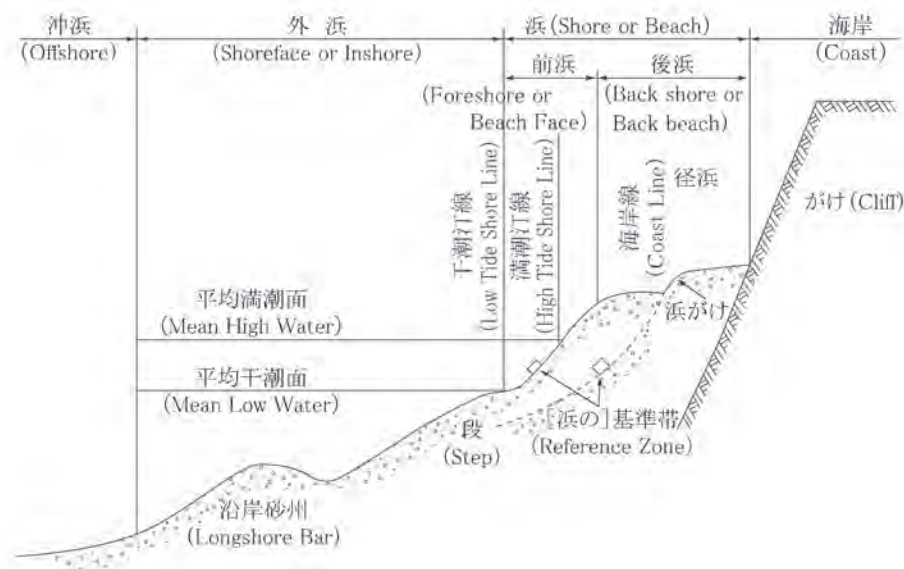


図 2-8-1 海浜の一般的断面 ¹⁾

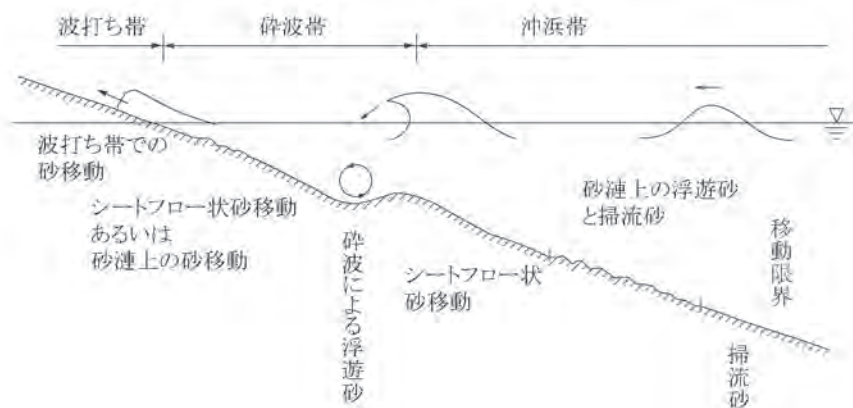


図 2-8-2 岸沖方向の底質移動形態²⁾

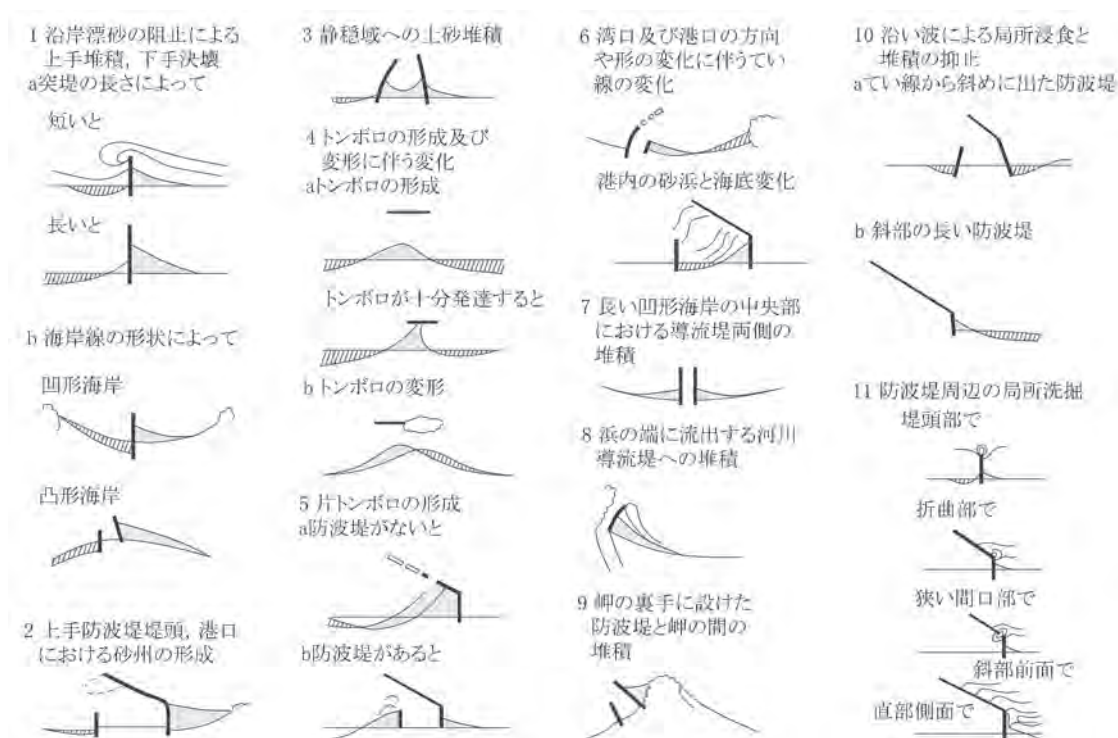


図 2-8-3 構造物周辺の地形変形パターンの分類³⁾

8.2 漂砂の諸元

漂砂の諸元は、設計対象施設の設置位置における実測値又は推算値に基づいて設定することを原則とする。漂砂・海浜過程の調査については、文献⁴⁾が参考となる。

8.2.1 漂砂の移動限界水深

表層移動限界水深とは、海底における表層の砂が岸向きの方向に集団的に掃流され始める水深であり、完全移動限界水深は、顕著な砂の移動が生じる水深をいう。移動限界水深の推定式はさまざまなものが提案されているが、図 2-8-4 を用いて推定してよい。

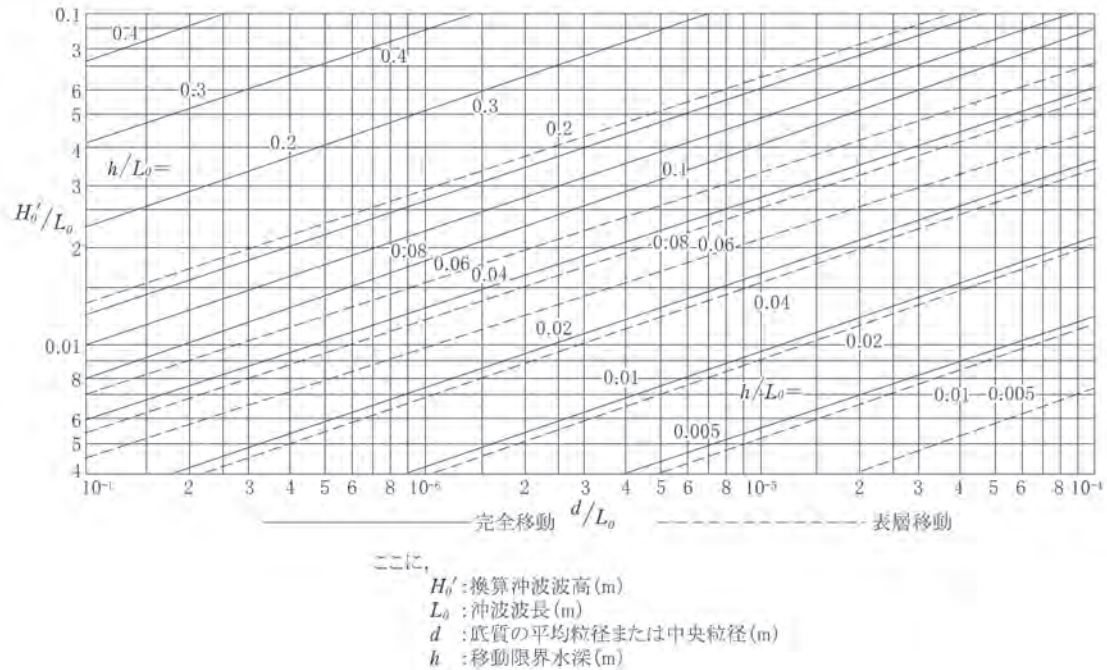


図 2-8-4 表層移動限界水深と完全移動限界水深⁵⁾

8.2.2 漂砂の卓越方向

漂砂の卓越方向は、既往資料、現地調査、数値シミュレーション、水理模型実験等により総合的に検討して決定する。卓越方向の推定方法には、次のようなものがある（図 2-8-5、図 2-8-6 を参照のこと）。

- ① 継続的な深浅測量結果に基づく海浜地形変化、河口部地形変化からの推定
- ② 波浪資料の解析（波の輸送エネルギーの沿岸方向成分）による推定
- ③ 突堤、防波堤等の既設構造物による汀線変化（漂砂の卓越方向の上手側は堆積、下手側は侵食）に基づく推定
- ④ 流れの卓越方向からの推定
- ⑤ 底質の粒度、鉱物組成の分析による推定

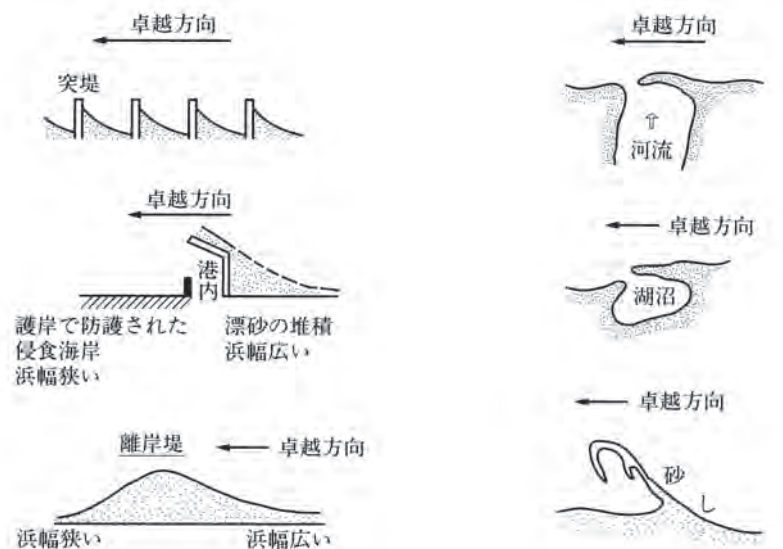


図 2-8-5 沿岸漂砂の卓越方向を示す海岸地形

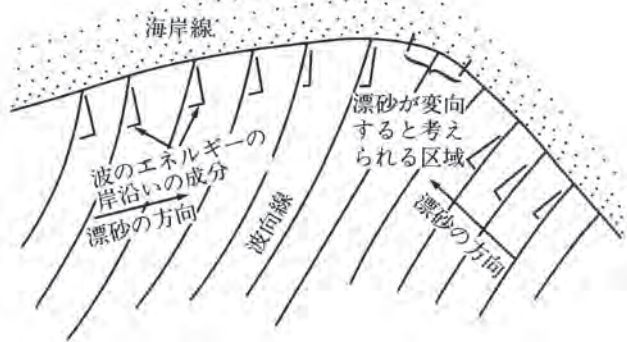


図 2-8-6 波向線により漂砂の方向を推定する方法

- ⑥ 蛍光砂、放射性ガラス砂等のトレーサーを用いた底質の移動観測による推定
- ⑦ 試験堤の設置による海浜変化からの推定
- ⑧ 数値シミュレーションによる推定
- ⑨ 水理模型実験による推定

8.2.3 漂砂の供給源、供給量

一般に、漂砂の供給源として考えられるものは次のとおりである。

- ① 河川
- ② 海食崖
- ③ 隣接海岸
- ④ 対象海岸の沖

沿岸漂砂による供給量は、下記の資料により総合的に検討し推定するのがよい。

- ① 海岸の構造物周辺の土砂量変化の継続的観測
- ② 波の輸送エネルギーの沿岸方向成分
- ③ 周辺海岸の漂砂量
- ④ 過去のしゅんせつ土砂量
- ⑤ 試験しゅんせつ地点の埋没量の継続的観測

8.2.4 漂砂の損失先、損失量

一般に、漂砂の損失先として考えられるものは次のとおりである。

- ① 隣接海岸
- ② 対象海岸の沖
- ③ 泊地等
- ④ 海谷

漂砂の損失量の推定は、供給量の推定と同様な方法による。

8.2.5 漂砂の分布

一般に、漂砂の空間的な分布として考えられるのは次のとおりである。

- ① 岸沖方向の漂砂量の分布

- ② 沿岸方向の漂砂量の分布
- ③ 鉛直方向の漂砂量の分布（浮遊砂）

8.2.6 漂砂の季節的变化

一般に、漂砂は季節による相違や暴風時と平常時の差異が顕著にあるので、少なくとも1年以上にわたって連続的に調査し、その傾向を知ることが望ましい。

8.2.7 全沿岸漂砂量の推定

全沿岸漂砂量（岸沖断面で沿岸漂砂量を総計したもの）の推定には、波エネルギーの沿岸方向成分と関連づけた CERC 公式^⑥（式 2-8-1）、さらに沿岸方向の波高分布の影響も加味した小笹・Brampton の式^⑦（式 2-8-2）が用いられる。この式中の係数（0.77、3.24）は、現地によりバラツキがあるため、適切な値を設定することが望ましい。碎波点における波高 H_b には、エネルギー平均波高 H_{rms} が用いられる。

$$Q_y = 0.77 \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)(1 - \lambda)} \frac{1}{8} H_b^2 C_{gb} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-8-1)}$$

$$Q_y = \frac{0.77}{16} \frac{H_b^2 C_{gb}}{(\rho_s/\rho - 1)(1 - \lambda)} \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{\partial H_b}{\partial y} \cos \alpha_b \cot \beta \right) \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-8-2)}$$

ここに、

- Q_y : 全沿岸漂砂量 (m³/s)
- ρ_s : 砂の密度 (t/m³)
- ρ : 海水の密度 (t/m³)
- λ : 砂の空隙率 (≒0.4)
- H_b : 碎波点における波高 (m)
- C_{gb} : 碎波点における群速度 (m/s)
- α_b : 碎波点における波向き (° , rad)
- $\tan \beta$: 海底勾配
- y : 沿岸方向の座標

8.2.8 シールズ (Shields) 数

砂が移動するか否かの指標として、シールズ数 ψ （式 2-8-3）を用いることがある。これは、砂にかかる剪断力と重力との比をとったもので、次式で示される。 u_* の算定においては、ヨンソン (Jonsson) の式^⑧の他、波・流れ共存場の田中らの式^⑨が用いられる。

$$\psi = \frac{u_*^2}{(\rho_s/\rho_0 - 1)gd} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-8-3)}$$

ここに、

- u_* : 底面にかかる摩擦速度 (m/s)
- ρ_s : 砂の密度 (t/m³)

ρ_0 : 海水の密度 (t/ m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

d : 砂の粒径 (m)

8.3 海浜変形予測

海浜変形の予測は、当該海域における漂砂の特性を考慮したうえで、数値シミュレーションや水理模型実験等の適切な手法を用いて、検討するのが望ましい。

8.3.1 海浜変形予測手法

海浜変形予測手法の代表的な手法を表 2-8-1¹⁰⁾に示す。このうち、漁港においては、3次元海浜変形モデルによる検討方法が一般に用いられる。3次元海浜変形モデルは、波浪や海浜流により移動する漂砂量を局所的に算定して平面的な水深変化を求めるものであり、漁港及びその周辺漁場並びに海岸などにおける海底地形変化予測に有効な方法である。また、海岸線変化モデルは、CERC 公式や小笹・Brampton の式などから沿岸漂砂量を算定することにより、汀線や等深線の変化を推定するものであり、浅場の漁場や海岸における漂砂現象を把握する際に用いられる。

8.3.2 水理模型実験

海底勾配が急な場合や海底地形が複雑な場合には、数値計算により波浪や海浜流を精度良く計算することができない。このような場合、固定床として波高分布及び海浜流を計測し、その結果を用いて海浜変形を予測する手法を用いることがある。また、移動床実験（床に砂を敷いた実験）は、模型縮尺の関係からフルード則が成立しないため、定性的な現象把握に留まらざるを得ない点に難がある。

近年、計算機性能及びコストパフォーマンスの著しい向上にともなって、3次元海浜変形モデルの高度化及び実務への普及が進んでいる¹¹⁾¹²⁾。しかし、①波の変形現象を全て包括する汎用的なモデルは現在のところ存在しないこと、②海浜流は鉛直方向に平均化を行った単層モデルが一般的に用いられること、③漂砂は現象に応じて平衡状態のパワーモデルや非平衡状態のフラックスモデルを適切に使い分ける必要があること、④計算に用いる波浪諸元等の設定を適切に行う必要があること、等の要因により海浜変形予測にあたっては、技術者の高度な判断を要する。したがって、モデルの適用範囲を十分理解したうえで、解析の条件、方法を適切に設定し、その結果を適切に評価することを原則とする。漁港の港内・航路埋没の予測に関しては、最近ブシネスク方程式による波浪変形計算と非平衡準3次元分布を考慮した浮遊砂の輸送を組み合わせた中山らのモデルが開発されており、港内・航路の堆積量を予測するのに有効な方法である¹³⁾。

表 2-8-1 代表的な海浜変形予測手法¹⁰⁾

	海岸線変化モデル		3次元海浜変形モデル	
	汀線変化モデル	等深線変化モデル	長期予測モデル	短期予測モデル
目 的	長期的な汀線変化予測 広範囲の周辺海浜への影響評価	長期的な平面地形変化予測 広範囲の周辺海浜への影響評価	中・長期的な平面地形変化予測 構造物近傍海浜への影響評価 航路埋没予測	短期的な平面地形変化予測(縦断地形変化を含む) 構造物近傍海浜への影響評価
適用範囲 (時・空間スケール)	～数十年, ～数十km	～10年, ～10km	1～5年, ～数km	一時化～1年, ～数km
対象砂移動	・沿岸漂砂考慮 ・岸沖漂砂考慮せず	・沿岸漂砂考慮(岸沖分布考慮) ・岸沖漂砂考慮せず	・沿岸漂砂考慮 ・岸沖漂砂考慮せず	・沿岸漂砂考慮 ・岸沖漂砂考慮
モデルの構成				
波浪場の計算	・波向線, エネルギー平衡方程式など ・碎波線上の波高・波向	・エネルギー平衡方程式, 放物型波動方程式など ・碎波線上の波高・波向(平面的な波高・波向分布)	・エネルギー平衡方程式, 放物型波動方程式など ・平面的な波高・波向分布	・エネルギー平衡方程式, 放物型波動方程式, プシネスク方程式など ・平面的な波高・波向分布
海浜流の計算	・計算しない	・計算しない (沿岸流速の岸沖分布を簡便法により評価する場合もある)	・平面2次元モデル(断面平均)(2DHモデル)	・平面2次元モデル+①半経験モデル(戻り流れ計算せず)+②実験式+③鉛直1次元, 鉛直2次元モデル(準3次元モデル) ・プシネスク方程式
戻り流れの計算	・計算しない	・計算しない	・計算しない	
漂砂量の計算	・全沿岸漂砂量式	・全沿岸漂砂量×代表水深ごとの分担率(局所漂砂量式を用いて分担率を求める場合もある)	・海浜流による漂砂のみ考慮 ・局所漂砂量式あるいはフラックスモデル(浮遊砂を掃流砂と分離評価)	・海浜流による漂砂波と戻り流れによる岸沖漂砂 ・局所漂砂量式あるいはフラックスモデル(浮遊砂を掃流砂と分離評価)
地形変化の計算	・沿岸漂砂量の収支より汀線の変化を計算	・等深線間ごとの沿岸漂砂量の収支より各等深線の変化を計算	・計算格子ごとの収支から水深変化を計算	・計算格子ごとの収支から水深変化を計算
特 徴	・計算所要時間が短いので, 土砂収支の不均衡に起因する広範囲かつ長期間の予測が可能 ・過去の地形変化の追算により漂砂量係数, 境界条件などのパラメーターの同定が容易	・計算所要時間が比較的短いので10年程度の長期予測が可能 ・汀線変化モデルと同じ考え方で平面地形変化が計算可能 ・過去の地形変化の追算により漂砂量係数, 境界条件などのパラメーターの同定が比較的容易	・計算所要時間が比較的長い ・構造物建設による外力場の変化に起因する構造物近傍の比較的短期間に生じる地形変化の予測に適している ・海浜循環流による岸沖方向の砂移動を考慮できる	・計算所要時間が膨大 ・高波浪時の縦断地形変化も計算できる ・異常波浪来襲時の地形変化を予測できる
問 題 点	・海浜循環流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と戻り流れによる縦断地形変化を考慮できない ・各種パラメーターの設定に大きく依存	・海浜循環流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と戻り流れによる縦断地形変化を考慮できない ・各種パラメーターの設定に大きく依存	・汀線が張り出しすぎた場合の計算精度に課題がある ・波と戻り流れによる縦断地形変化を考慮できない ・境界条件の設定がやや難しい ・各種パラメーターの同定に時間がかかる	・格子間隔や外力場と地形変化の繰り返し計算時間間隔に実用上の制約がある ・再現精度は戻り流れの計算精度に大きく依存する ・バームや浜崖の形成など前浜の地形変化の計算精度に課題

(参考文献)

- 1) 堀川清司：海岸工学－海岸工学への序説－（1973），p.192
- 2) 堀川清司編：海岸環境工学（1985），p.148
- 3) 田中則男：日本沿岸の漂砂特性と沿岸構造物築造に伴う地形変化に関する研究，港湾技研資料，No. 453（1983），p.109
- 4) 土木学会海岸工学委員会海岸施設設計便覧小委員会：海岸施設設計便覧 2000 年版，土木学会（2000），p.265-274
- 5) 佐藤昭二：港湾建設に関連した漂砂の研究，港湾技術資料，No.5（1963）
- 6) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, US Army Corps of Engineers, Vol. I, Chapter 4（1984）
- 7) 小笹博昭・Brampton, A.H.：護岸のある海浜のてい線変化数値計算，港湾技術研究所報告，第 18 卷，第 4 号（1979），pp.77-104
- 8) Jonsson, I.G.: Wave boundary layers and friction factors, Proc. 10th Int. Coastal Eng. Conf.（1966），pp. 127-148
- 9) 田中仁・Aung THU：全ての flow regime に適用可能な波・流れ共存場抵抗則，土木学会論文集，No.467，II-23（1993），pp.93-102
- 10) 土木学会海岸工学委員会海岸施設設計便覧小委員会：海岸施設設計便覧 2000 年版，土木学会（2000），p.146
- 11) 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会：海岸波動【波・構造物・地盤の相互作用の解析法】，土木学会（1994），p.520
- 12) 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会：漂砂環境の創造に向けて，土木学会（1998），p.359
- 13) 中山哲巖・牧野弘幸・新井雅之・大村智宏・小林学・田村仁・灘岡和夫・佐藤勝弘：港内埋没対策技術と地形変化予測モデルの開発，海岸工学論文集，第 53 卷（2006），pp.526-530

第 9 章 土の性質

9.1 地盤条件に関する基本

漁港・漁場の施設の設計に用いる地盤条件は、地盤調査及び土質試験の結果をもとに、設計に必要な成層状態、土の物理的性質、力学的特性等を適切に設定するものとする。

9.1.1 土の特性

地盤は自然に生成されたものであり、その特性は場所によっても深さによっても異なる。また、土は、空気、水及び土粒子から成る三相構造をしており、土に力が働いたときに発生する内部の応力とそれに起因する変形は、過去に受けた応力履歴と現在の応力状態に依存し、その応力とひずみの関係は非線形性、時間依存性、ヒステレシス挙動などを示す。

9.1.2 漁港・漁場の構造物又は施設に対する地盤調査の方法

- ① 対象水深は 0～200m の範囲にあり、多くの場合は 0～50m である。この水深は、ボーリングなどによる直接地盤調査可能水深（0～30m）と、音波探査などによる間接地盤調査水深（30m 以深）に分けられる。
- ② 重力式防波堤などの重量構造物で、地盤の沈下、破壊がその構造物、及び周辺の施設に重大な影響を及ぼすものについては、直接的方法により地盤調査を行うことを原則とする。直接地盤調査法として、現地より採取した土試料の物理試験（粒度試験、土粒子の密度試験など）、及び力学試験として、砂質土地盤では標準貫入試験を、粘性土地盤では現地より乱さない土試料を採取し、一軸圧縮試験、圧密試験を基本として行う。
- ③ 比較的軽量の構造物の場合、及び対象範囲の広い構造物では、ボーリング、乱れの少ない試料採取などの点的調査法と音波による地層探査などの線（面）的間接調査法の併用とし、これに底質の物理試験結果を加味することが望ましい。
- ④ 水深が 30m を超える場合には、音響測深、音波による地層探査などの間接調査法を主体とし、これに採泥により得られた底質の物理試験結果を加味することが望ましい。

9.1.3 地盤定数の決定

土の強度及び変形特性を把握するためには、調査目的及び経済性を考慮して、これらの土の特性に配慮した地盤調査及び土質試験を行うことを原則とする。

性能照査に用いる地盤の諸定数の決定に際して、対象とする構造物又は施設に応じて合理的な地盤の範囲及び深さにわたって必要な頻度で地盤調査を行う。また、得られた土試料について性能照査上必要な諸定数を合理的に決定するための土質試験を行う。

9.2 土の物理的性質

土の物理的性質は、その性質に応じて、現地より採取した乱れの少ない土試料、又は乱した土試料について行った試験より求めることを原則とする。

一般に、物理的性質とは、物理的測定方法を利用して求められる性質をいう。この考え方に基づく、物理的性質は、物理試験から求められる物理的性質と力学試験から求められる力学的性質を含め

たものを指すことになる。しかし、我が国の地盤工学では、土粒子の密度、粒度組成、コンシステンシー限界などの土に固有な性質及び含水比、土の密度、間隙比、飽和度などの土の状態を表す性質を物理的性質といい、これらの性質を求める試験を物理試験と呼んでいる¹⁾。本文においても、土の物理的性質は上に述べた狭義の意味で用いるものとする。

9.2.1 土の物理的性質を求める目的

土の物理的性質は、主に次の目的のために求める。

- ① 性能照査データとして直接利用する。
- ② 土の分類を行う。
- ③ 土の力学的性質を推定する。

9.2.2 土の力学的性質に影響する物理的性質

土の強度や変形などの力学的性質は、粗粒土の場合はその粒度特性、相対密度、細粒土の場合はそのコンシステンシー特性（液性限界、塑性限界など）に密接な関係がある。

なお、我が国の漁港地域の物理的性質と力学的性質の関係については、文献²⁾に示されている。

9.2.3 土の物理的性質の種類

種々の土の物理的性質の中から性能照査に必要なものを選択し、現地より採取した土試料から、合理的な試験方法を用いて求めることを原則とする。

表 2-9-1 に、土の物理的性質の種類とそれを求めるための試験の名称、試験から求まる値、結果の利用の方法を示す。表中の試験の名称は文献³⁾に基づくもので、それらの試験法の内容は文献³⁾を参照するのがよい。

表 2-9-1 土の物理的性質一覧

物理的性質	試験の名称	試験結果から求まる値	記号	単位	試験結果の利用
土粒子の密度	土粒子の密度試験	土粒子の密度	ρ_s	t/m ³	土の基本的性質（間隙比、飽和度）の計算
含水量	土の含水比試験	含水比	w	%	土の基本的性質の計算
粒径分布	土の粒度試験	粒径加積曲線			①土の分類 ②材料としての土の規定
		有効径	D ₁₀	μm	
		30%粒径	D ₃₀	μm	
		50%粒径	D ₅₀	μm	
		60%粒径	D ₆₀	μm	
		粒径 2mm, 0.425mm 及び 0.075mm に対する通過百分率			
		均等係数	U _c		
土の細粒分含有率	土の細粒分含有率試験	土の細粒分含有率		%	細粒土と粗粒土の区分
コンシステンシー	土の液性限界・塑性限界試験	液性限界	w _L	%	①土の分類 ②材料としての土の規定 ③自然状態の粘性土の安定性の判定
		塑性限界	w _p	%	
		塑性指数	I _p		
		液性指数	I _L		
砂の最大密度、最小密度	砂の最大密度、最小密度試験	最大密度	$\rho_{d\max}$	t/m ³	砂の相対密度の計算
		最小密度	$\rho_{d\min}$	t/m ³	
密度	土の湿潤密度試験	湿潤密度	ρ_v	t/m ³	①土の基本的性質の計算 ②地盤の安定計算 ③土圧の計算

土の物理的性質に関する関係式を以下に示す。

$$e = \left(1 + \frac{w}{100}\right) \frac{\rho_s}{\rho_t} - 1 \quad \dots\dots\dots (式 2-9-1)$$

$$n = \left(1 - \frac{100}{100 + w} \frac{\rho_t}{\rho_s}\right) \times 100 \quad \dots\dots\dots (式 2-9-2)$$

$$S_r = \frac{w}{e} \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad \dots\dots\dots (式 2-9-3)$$

$$\gamma_t = \frac{\rho_s + \frac{S_r}{100} e \rho_w}{1 + e} g = \frac{1 + \frac{w}{100} e}{1 + e} \rho_s g \quad \dots\dots\dots (式 2-9-4)$$

$$\gamma_d = \frac{\rho_s g}{1 + e} = \frac{\gamma_t}{1 + \frac{w}{100}} \quad \dots\dots\dots (式 2-9-5)$$

$$\gamma' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} g \quad \dots\dots\dots (式 2-9-6)$$

ここに、

e : 間隙比

n : 間隙率 (%)
 S_r : 飽和度 (%)
 ρ_w : 水の密度 (t/m^3)
 γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_d : 土の乾燥単位体積重量 (kN/m^3)
 γ : 土の水中単位体積重量 (kN/m^3)
 g : 重力加速度 (m/s^2)

その他の記号は、表 2-9-1 に準じる。

塑性指数 I_p 、液性指数 I_L は、それぞれ式 2-9-7、式 2-9-8 で表される。

$$I_p = w_L - w_p \quad \dots\dots\dots (式 2-9-7)$$

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad \dots\dots\dots (式 2-9-8)$$

式 2-9-7、式 2-9-8 中の記号は、表 2-9-1 に準じる。

液性指数 I_L は、与えられた含水比 w における土の相対的な硬軟を示す指数で、ゼロに近いほど土は安定であり、大きくなるほど圧縮性は大きく、また、鋭敏なことを示す⁴⁾。

粒径加積曲線より求められる均等係数は、式 2-9-9 で表される。

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots\dots\dots (式 2-9-9)$$

式 2-9-9 中の記号は、表 2-9-1 に準じる。

均等係数 U_c は、粒径加積曲線の傾度を表し、 U_c が大きくなるほど、粒度分布が広いことを示している。細粒分の含有率が 5%未満の粗粒土に対し、 $U_c \geq 10$ の場合、「粒径幅が広い」、 $U_c < 10$ の場合、「分級された」とよぶ⁵⁾。ただし、細粒分及び粗粒土の定義については、「第2編 9.3 土の分類」を参照のこと。

相対密度は砂の工学的性質を合理的に説明する指標であることが認められている。砂の相対密度は、式 2-9-10 により表される。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\rho_d - \rho_{d min}}{\rho_{d max} - \rho_{d min}} \frac{\rho_{d max}}{\rho_d} \quad \dots\dots\dots (式 2-9-10)$$

ここに、

D_r : 相対密度
 e_{max} : 最も緩い状態の間隙比
 e_{min} : 最も密な状態の間隙比
 e : 与えられた状態の間隙比
 ρ_d : 乾燥密度 (t/m^3)

その他の記号は、表 2-9-1 に準ずる。

9.3 土の分類

土の分類は、粗粒土については粒度によって、細粒土についてはコンシステンシー限界によって行うことを原則とする。

9.3.1 地盤材料の工学的分類方法

地盤材料の工学的分類は、地盤工学会基準「地盤材料の工学的分類方法」(JGS0051-2000)⁶⁾にしたがって行うことを原則とする。

図 2-9-1 に、地盤材料の粒径区分とその呼び名を示す⁶⁾。

粒 径 (mm)																	
0.005		0.075		0.25		0.85		2		4.75		19		75		300	
粘 土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石 (コブル)	巨石 (ボルダー)								
		砂				礫				石							
		細 粒 分		粗 粒 分								石 分					

図 2-9-1 粒径区分とその呼び名⁶⁾

粗粒土とは、図 2-9-1 に示した粗粒分が 50%を超える土をいい、細粒土とは、細粒分が 50%以上の土をいう。

地盤材料の分類は、大分類、中分類及び小分類とし、目的に応じた分類段階まで行う。主に観察結果及び粒度試験から得られる粒度組成と液性限界、塑性限界試験から得られるコンシステンシー特性に基づき、次に示す図を用いて地盤材料を分類し、その分類名と分類記号を求める⁶⁾。

図 2-9-2 に、地盤材料の工学的分類体系を示す⁶⁾。

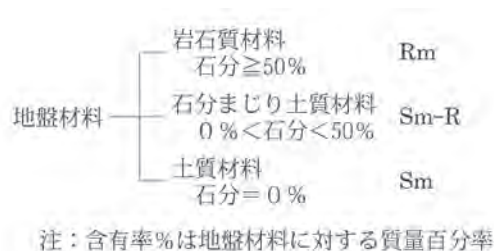


図 2-9-2 地盤材料の工学的分類体系⁶⁾

図 2-9-3 に、土質材料の工学的分類体系（大分類）を示す⁶⁾。

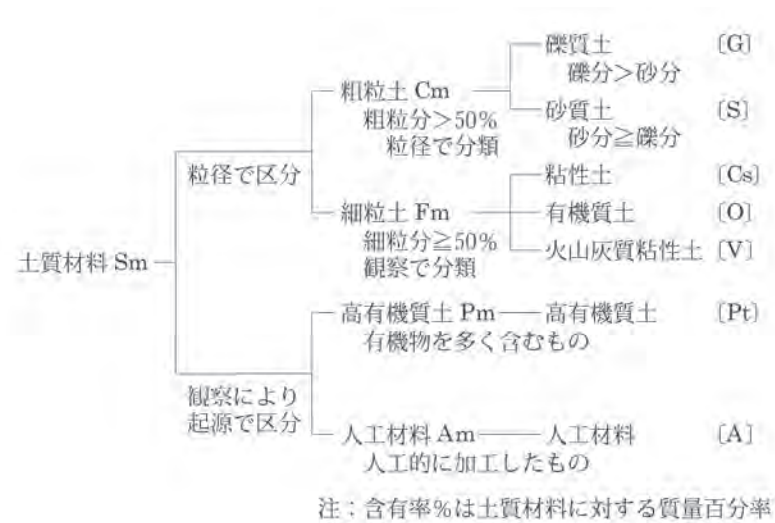
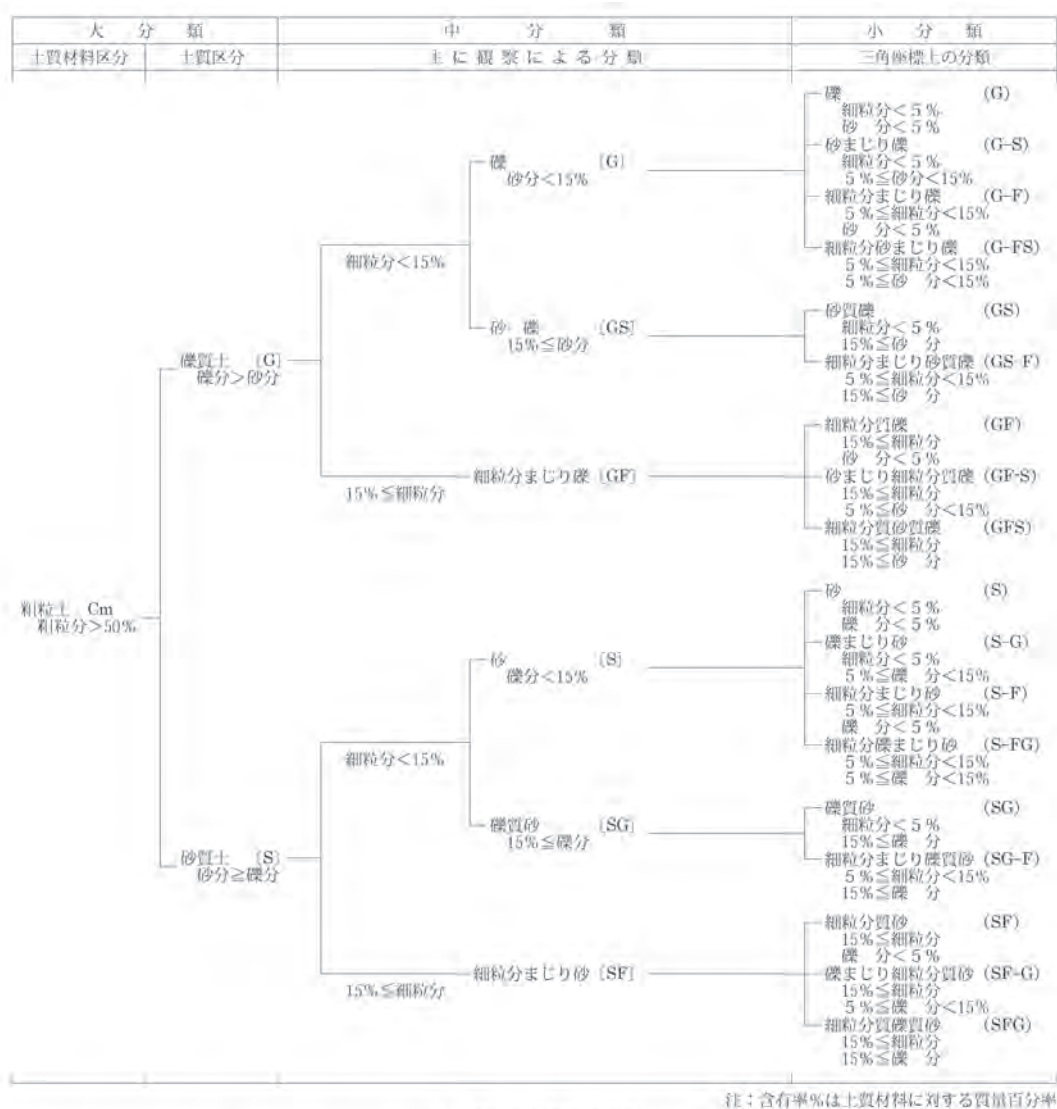


図 2-9-3 土質材料の工学的分類体系（大分類）⁶⁾

図 2-9-4 に、土質材料の工学的分類体系を示す⁷⁾。



(a) 粗粒土の工学的分類体系



(b) 主に細粒土の工学的分類体系

図 2-9-4 土質材料の工学的分類体系⁷⁾

図 2-9-5 に、細粒土の分類に用いる塑性図を示す 8)。

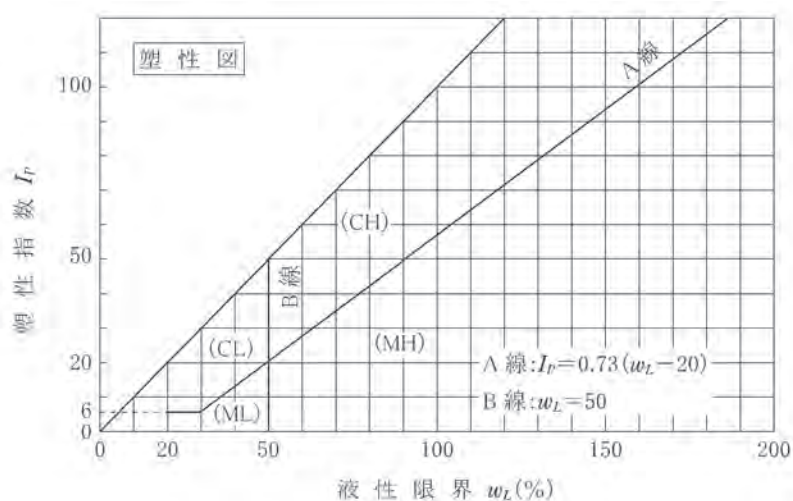


図 2-9-5 塑性図 8)

9.3.2 照査に用いる土質定数の決定のための地盤の分類

照査に用いる地盤の土質定数を決定する際、次のように粒度により地盤を砂質土地盤と粘性土地盤に区分してよい。

(1) 砂質土地盤

粒径が $75\mu\text{m}$ 以上の粒径の土粒子が 80%以上の土より構成されている地盤で、地盤の強度、土圧等は、土の内部摩擦角又は標準貫入試験より得られる N 値により評価する。

(2) 粘性土地盤

粒径が $75\mu\text{m}$ 以上の粒径の土粒子が 80%未満の土より構成されている地盤で、地盤の強度、土圧等は、土の非排水せん断強さにより評価する。

9.4 土の変形特性

9.4.1 土の弾性係数

土を弾性体として扱う場合は、土の非線形性を考慮して適切に弾性係数を設定することを原則とする。

土の弾性係数は、以下の (1) ～ (4) によることができる。

(1) 土の弾性係数の基本

土を等方線形弾性体として扱う場合、弾性係数として変形係数（ヤング率） E 及びポアソン比 ν が必要になる。土の応力とひずみの関係は非線形であり、土の変形係数 E は強いひずみ依存性を示す。このため、地盤を弾性体として扱う場合、作用によって発生する地盤のひずみのレベルに対応した弾性係数を設定することが望ましい。

(2) 原位置試験による変形係数の測定

変形係数は、次のような原位置試験によって求める場合がある。

- ① 原位置弾性波探査
- ② ボーリング孔内載荷試験
- ③ 平板載荷試験

これらの試験より求めた変形係数の使用にあたっては、試験法ごとに測定時の地盤のひずみレベルが異なっていることを十分に考慮する。

(3) 土の非排水せん断強さと変形係数の関係

粘性土の場合でひずみレベルが 0.2～0.5% に対応する変形係数として、初期接線係数 E_i と割線係数 E_{50} を求めることができる。これらの変形係数と粘性土の非排水せん断強さの関係として、式 2-9-11、式 2-9-12 が与えられている⁹⁾。

$$E_i = 210c_u \dots\dots\dots (式 2-9-11)$$

$$E_{50} = 180c_u \dots\dots\dots (式 2-9-12)$$

ここに、

E_i : 初期接線係数 (kN/m²)

E_{50} : 割線係数 (kN/m²)

c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/ m²)

ただし、式 2-9-11 は、塑性の高い沿岸堆積粘土で、構造の発達した粘性土について成立するものである。

(4) ポアソン比

土のポアソン比 ν の求め方については、確立した試験法がないのが現状である。一般的には、飽和状態の非排水条件で $\nu=1/2$ 程度、その他は $\nu=1/3\sim1/2$ とすることが多い。

9.4.2 土の圧縮特性及び圧密特性

土の圧縮特性及び圧密特性については、適切な試験結果に基づいて係数を決定し、適切な算定式により評価することを原則とする。

土の圧縮特性及び圧密特性は、以下の (1) ～ (3) によることができる。

(1) 土の圧縮特性及び圧密特性の基本

土が一次的に載荷されたとき、土粒子より成る土の骨格構造が圧縮して地盤が沈下する性質を圧縮という。

土の間隙が水で飽和されている場合、土粒子骨格が圧縮するためには間隙水が排水される必要がある。透水性の大きい砂質土地盤の場合は、載荷後排水が速やかに行われ短時間で圧縮が終了し、載荷された荷重は土粒子骨格で受け持たれる。

粘性土地盤の場合は、透水性が小さいため、地盤表面に載荷された荷重は、載荷直後過剰間隙水圧として間隙水により受け持たれる。載荷後、過剰間隙水圧により地盤内と排水面の間に動水勾配が発生し、排水面を通して間隙水が排出される。これにより過剰間隙水圧は排水面付近から次第に

消散し、消散した過剰間隙水圧は土粒子骨格に伝播され、土の圧縮が進行する。このように外荷重により発生した土中の過剰間隙水圧の消散に伴い長時間にわたって発生する地盤の圧縮沈下を圧密という。

(2) 土の圧密試験

圧密特性は、現地より採取した乱れの少ない試料を用いて行った圧密試験より求める。土の圧密特性は、単に載荷に伴う地盤の沈下の計算に用いられるばかりでなく、地盤改良における土のせん断強さの増加の推定にも用いられる。

粘性土の圧密諸係数は、「土の段階載荷による圧密試験方法」(JIS A 1217)、又は、「土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法」(JIS A 1227)に規定された試験より求める。

(3) 圧密に関する諸係数

土の圧密試験より得られる諸係数は、表 2-9-2 に示すように、各荷重段階ごとに得られるものと、全荷重段階にわたるデータから得られるものの 2 種類に分けられる。

表 2-9-2 圧密諸係数

関 係 図	各荷重段階			全荷重段階		
	沈下～時間曲線			間隙比～圧密圧力曲線		
圧 密 定 数	体積圧縮係数	m_v	m^3/kN	圧密降伏応力	p_y	kN/m^2
	圧 密 係 数	c_v	cm/day	圧 縮 指 数	C_c	
	透 水 係 数	k	cm/sec			

9.5 土のせん断強さ特性

9.5.1 砂質土地盤のせん断強さ

砂質土地盤のせん断強さは、適切な地盤調査と土質試験及び算定式により評価することを原則とする。また、砂質土地盤の判別は、「第 2 編 9.3 土の分類」により行うことを原則とする。

砂質土地盤のせん断強さは、以下の (1) ～ (3) によることができる。

(1) 砂質土地盤のせん断強さの基本

一般に、砂質土地盤においては施工中に発生した過剰間隙水圧は速やかに消散し、有効垂直応力が増加する。また、この有効垂直応力の増加に比例してせん断強さが増加する。したがって、砂質土地盤のせん断強さは、排水条件におけるせん断抵抗角 ϕ_d と粘着力 c_d によって評価することができる。ただし、通常 c_d は小さいので、 $c_d=0$ とし、 ϕ_d のみを強度定数とする場合が多い。

(2) 砂質土地盤のせん断強さ

一般に、砂質土地盤のせん断強さは、式 2-9-13 で表される。

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi_d \dots\dots\dots (式 2-9-13)$$

ここに、

τ_f : 土のせん断強さ (kN/m²)

σ : せん断面上の垂直応力 (kN/ m²)
 u : 原位置における定常水圧 (kN/ m²)
 ϕ_d : 排水条件下で得られる砂質土の内部摩擦角 (°)

(3) 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乱れの少ない試料の採取は、多額の費用を必要とする。このため、照査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、式 2-9-14 より推定してもよい¹⁰⁾。

$$\phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + p_{vo}'}} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-9-14)}$$

ここに、

ϕ : 照査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_{vo}' : 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)

砂質土の内部摩擦角は、N 値と有効土かぶり圧の両方に依存することが分かっている。式 2-9-14 は、これを考慮して Meyerhof (マイヤーホッフ) が提案した式 2-9-15¹¹⁾と式 2-9-16¹²⁾を組み合わせたものから、従来より実績のあるダナム (Dunham) の式と整合性を持たせるために、やや小さい値を算出するように補正したものである。

$$D_r = 21 \left(\frac{100N}{p_{vo}' + 70} \right)^{0.5} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-9-15)}$$

$$\phi = 28 + 0.15 D_r \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-9-16)}$$

ここに、

D_r : 砂の相対密度 (%)

9.5.2 粘性土地盤のせん断強さ

粘性土のせん断強さは、適切な土質試験及び算定式により評価することを原則とする。また、粘性土地盤の判別は、「第2編 9.3 土の分類」により行うことを原則とする。粘性土のせん断強さは、以下の (1) ～ (6) によることができる。

(1) 粘性土地盤のせん断強さの基本

粘性土地盤は透水性が小さいため、載荷重により施工中に発生した過剰間隙水圧の速やかな消散は期待できない。このため、水で飽和した粘性土地盤では施工中に有効垂直応力の変化がほとんどなく、せん断強さは施工前後でほとんど変化しない。したがって、粘性土地盤のせん断強さとして、施工前の非排水せん断強さをを用いることができる。

(2) 粘性土のせん断強さ

粘性土のせん断強さは、一般に式 2-9-17 で求める。

$$\tau_f = c_u \dots\dots\dots (式 2-9-17)$$

ここに、

τ_f : 土のせん断強さ (kN/ m²)

c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/ m²)

(3) 粘性土の非排水せん断強さの決定方法

粘性土の非排水せん断強さ c_u は、一般に式 2-9-18 より求める。

$$c_u = \frac{\bar{q}_u}{2} \dots\dots\dots (式 2-9-18)$$

ここに、

$\bar{q}_u$: 一軸圧縮強さの平均値 (kN/ m²)

ただし、土の一軸圧縮強さは、「土の一軸圧縮試験方法」(JIS A 1216; 2009) より求める。粘性土の一軸圧縮試験において、試料の乱れによる強度低下を評価し、結果を補正する方法がいくつか提案されている^{13)~16)}。

なお、粘性土地盤の N 値と一軸圧縮強さの関係については、テルツァギ-ペック (Terzaghi-Peck) による関係式等が示されている。しかし、テルツァギ-ペック (Terzaghi-Peck) は、N 値と q_u の対応については、ばらつきが多く密接な関係に乏しいとしていることから¹⁷⁾、一軸圧縮試験の実施が困難である等のやむを得ない場合を除き、一軸圧縮強さを N 値から決定することは避けることが望ましい。

(4) 粘性土地盤の非排水せん断強さの表現

粘性土地盤の非排水せん断強さは、深さとともに増加するのが一般的である。この場合、非排水せん断強さを式 2-9-19 のように表し、照査に用いることができる。

$$c_u = c_{u0} + kz \dots\dots\dots (式 2-9-19)$$

ここに、

z : 地表面からの深さ (m)

c_u : 深さ z における粘性土地盤の非排水せん断強さ (kN/ m²)

c_{u0} : 地表面における c_u 値 (kN/ m²)

k : 深さに対する c_u の増加割合 (kN/ m³)

(5) 圧密による粘性土の強度増加

粘性土の非排水せん断強さは、圧密荷重の増加、及び圧密の進行にともなって増加する。この場合、粘性土地盤の強度増加は、式 2-9-20 で算出してよい。

$$\Delta c_u = \Delta p \left(\frac{c_u}{p} \right) U \dots\dots\dots (式 2-9-20)$$

ここに、

Δc_u : 圧密による粘性土の非排水せん断強さの増加 (kN/m^2)

Δp : 荷重増分により発生した対象土層の鉛直応力の増分 (kN/m^2)

c_u/p : 粘性土の強度増加率

U : 考えている時点の対象土層の圧密度

我が国の沿岸域の海底粘土の強度増加率 c_u/p は、塑性によらず 0.28～0.30 の範囲にある¹⁸⁾。

(6) 吸水膨張による粘性土の非排水せん断強さの減少

圧密後に荷重の一部を除去すれば、粘性土は時間の経過とともに吸水膨張して非排水せん断強さが減少する。粘性土の吸水膨張に要する時間は圧密に要する時間よりかなり短い。このため、地盤上の荷重を除去したり、地盤を掘削するような場合は、吸水膨張による地盤強度の減少を見込んだ照査を行うことを原則とする。このときの粘性土の非排水せん断強さの減少割合は、式 2-9-21 に示した過圧密比 (O.C.R.) により決定される。

$$\text{O.C.R.} = \frac{p_a}{p_b} \dots\dots\dots (\text{式 2-9-21})$$

ここに、

O.C.R. : 過圧密比

p_a : 荷重除去以前の対象土層の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

p_b : 荷重除去後の対象土層の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

図 2-9-6 に、 c_u 比と過圧密比 (O.C.R.) の関係を示す¹⁹⁾。これより、荷重除去後の c_u は、式 2-9-22 により求められる。

$$c_u = c_{ua} \cdot (c_u \text{ 比}) \dots\dots\dots (\text{式 2-9-22})$$

ここに、

c_u : 荷重除去にともなう吸水膨張後の粘性土の非排水せん断強さ (kN/m^2)

c_{ua} : 荷重除去以前の粘性土の非排水せん断強さ (kN/m^2)

c_u 比 : 過圧密比より決定される荷重除去にともなう非排水せん断強さの減少割合

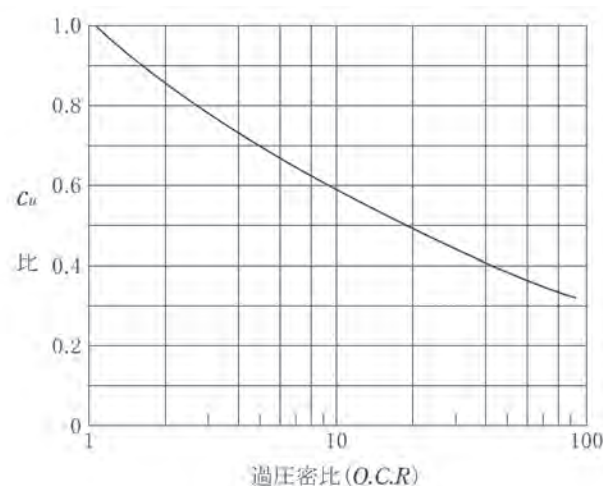


図 2-9-6 c_u 比と過圧密比 (O.C.R.) の関係¹⁹⁾

9.5.3 サンプリング過程において乱れを受けやすい土試料の非排水せん断強さの決定

サンプリング過程において乱れを受けやすい土試料の非排水せん断強さは、以下の①～④によることができる。

① 中間土

75 μm 以上の粒径の土粒子が 50%以上、80%未満のいわゆる中間土は、試料採取時の試料の乱れの影響を受け、一軸圧縮試験では強度を過小評価することがある。試料採取時の試料の乱れの影響を補正し、中間土の強度を算定する試験方法としては、次の方法が提案されている。しかし、中間土の性状には不明な点も多く、適用に際しては十分注意する。

- a) Ko 圧密三軸非排水試験から求める方法 ²⁰⁾
- b) 等方圧密三軸圧縮試験から求める方法 ^{21), 22)}
- c) 一軸圧縮試験と等方圧密三軸試験を併用して求める方法 ^{23), 24)}

② 洪積粘土

洪積粘土は応力除去により微小亀裂が生じ、過小な一軸圧縮強さを与える場合がある。この場合、三軸圧縮試験を行い非排水せん断強さを検討することが望ましい。

③ サンゴ混じり土

サンゴ混じり土はサンプリング過程における機械的乱れや応力解放による膨張のため、一軸圧縮強さが過小に評価されることがある。この場合も三軸試験等を行うことが望ましい ²⁵⁾。

④ 火山灰質粗粒土

火山灰質粗粒土は、火山灰、軽石、スコリアなどの一次及び二次堆積物であり、風化などによって細粒分含有率が 50%以上となっていないものを指す。しらすは火山灰質粗粒土に含まれる。しらすという用語は南九州の地域的呼称に由来するが、類似する土は北海道や東北にも分布する。火山灰質粗粒土の物理的性質は、給源火山、火山からの距離、堆積時期、堆積時の地形、風化の程度によって変化に富む ²⁶⁾。

せん断強さは文献 ²⁶⁾により三軸試験によって求めることができる。他の土と同様に、乱した試料と乱れの少ない試料の構造の違いが力学特性に影響し、その影響は乱さない地山しらす（一次しらす）で著しい。乱れの少ない試料であっても試料採取時の乱れの程度によって力学特性に差異が生じる。したがって土質試験においては採取場所、採取方法、採取時や試験終了時の状況を明記しなければならない。せん断強度パラメータの一つである見掛けの粘着成分 c は、一つの試験事例によれば、乱れの少ない試料で 23～35kN/m² という値を示すが、乱すと 9kN/m² に低下している ²⁶⁾。乱した飽和しらすの見掛けの粘着成分は通常ゼロと見なされる。また、しらすは多孔質であり、粒子破碎が生じやすいことに留意が必要である。

(参考文献)

- 1) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），p.93
- 2) 堀越伸幸・大槇正紀・坪田幸雄・野田昌義：土質調査結果よりみた漁港地域における土の工学的性質，第32回全国漁港建設技術研究発表会講演集（1987），pp.78-95
- 3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），pp. 93-308
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），p.147
- 5) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），p.128
- 6) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），pp. 54-59
- 7) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），p.56
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），p.57
- 9) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男：粘土の非排水せん断強度と変形係数，港湾技術研究所報告，Vol.11, No.2（1972），pp.243-259
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（1999），pp.245-246
- 11) G.G.Meyerhof: Discussion on soft soil properties and their measurement, Discussion 2, Proc. IVth International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.III(1957), p.110
- 12) G.G.Meyerhof: Compaction of sands and bearing capacity of piles, ASCE, Vol.85, No.SM 6 (1959), pp.1-29
- 13) 奥村樹郎：粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究，港湾技研資料，No.193（1974）
- 14) 堀越伸幸・大槇正紀：一軸圧縮強度の品質評価方法，サンプリングシンポジウム発表論文集，土質工学会（1985），pp.25-30
- 15) Nakase, A., Kusakabe, O. and Nomura, H: A method for correcting undrained shear strength for sample disturbance, Soils and Foundations, Vol.25, No.1（1985），pp.52-64
- 16) 三田地利之・工藤豊：サクションと一軸圧縮強度に基づく粘土の非排水せん断強度推定法，土木学会論文集，No.541/III-35（1996），pp.147-157
- 17) 土質工学会：土質調査試験結果の解釈と適用例 第1回改訂版，土質工学会（1979），p.56
- 18) 田中洋行・田中政典：ベーンせん断試験による粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol.33, No.4（1994），pp.1-17
- 19) 中瀬明男・小林正樹・勝野克：圧密及び膨張による飽和粘土のせん断強度の変化，港湾技術研究所報告，Vol.8, No.4（1969），pp.103-143
- 20) 大槇正紀・堀越伸幸・坪田幸雄・山本竜太郎：不攪乱粘土及び中間土の非排水せん断強度，土と基礎，Vol.41, No.7（1993），pp.17-22
- 21) 大槇正紀・堀越伸幸・坪田幸雄・山本竜太郎：漁港地区のサンプリング土の非排水強度特性，水産工学研究所研究報告，第13号（1992），pp.31-56
- 22) 坪田幸雄・大槇正紀・山本竜太郎・堀越伸幸：三軸試験を利用した粘性土地盤及び中間土地盤の地盤強度の決定法，第37回全国漁港建設技術研究発表会講演集（1992），pp.102-121
- 23) 土田孝・水上純一・森好生・及川研：一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法の提案，港湾技術研究所報告，Vol.28, No.3（1989），pp.81-145
- 24) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688（1991）

- 25) 山本竜太郎・大槇正紀・鈴木芳政：サンゴ礫混じり土の強度算定に関する一考察，水産工学研究所技報（水産土木），第 15 号（1993），pp.65-91
- 26) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，地盤工学会（2009），pp.988-1007

第 10 章 土圧及び水圧

10.1 土 圧

土圧は、砂質土、粘性土等の土質、構造物の種類、主働、受働の状態、常時、地震時の状況及び地下水位の位置等に応じて、適切な算定式を用いて評価するものとする。

10.1.1 土圧に関する基本

構造物に働く土圧は、砂質土、粘性土等の土質、構造物の種類、主働、受働の状態、常時、地震時の状況、及び地下水位の位置等に応じて算定することを原則とする。

(1) 対象地盤の種類

ここで扱う土圧は一般的な土を対象としており、地盤改良によって改良された土や補強土を対象とする場合には別途検討することが望ましい。

(2) 地盤の判別

「第 2 編 9.3 土の分類」に従い、地盤を砂質土地盤か粘性土地盤に分類し、対応する算定式により地盤の強度定数を決定することを原則とする。

(3) 常時及び地震時の検討

土圧の検討は、常時及び地震時に分けて行う。地震時の検討は、震度法に基づく地震時の土圧の算定式を用いて行うことを原則とする。

10.1.2 砂質土の常時の土圧

砂質土の常時の土圧は、適切な算定式を用いて評価することを原則とする。

砂質土の常時の土圧は、以下の (1) 及び (2) によることが望ましい。

(1) 砂質土の常時の土圧の算定

構造物の壁面に働く常時の土圧、及び崩壊面の傾斜角の算定においては、図 2-10-1 に示すように、壁体の背面の地盤をその土性に応じていくつかの地層に分け、表層より第 1 層、第 2 層、…と番号付けをする。このとき、第 n 層の上端及び下端の壁面に働く土圧は、それぞれ式 2-10-1 及び式 2-10-2 により算定することを標準とする。

$$p_{n1} = \sigma_{vn-1}' K_n \cos \psi \quad \dots\dots\dots (式 2-10-1)$$

$$p_{n2} = \sigma_{vn}' K_n \cos \psi \quad \dots\dots\dots (式 2-10-2)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v0}' &= \frac{w \cos \psi}{\cos (\psi - \beta)} \\ \sigma_{vn}' &= \sigma_{v0}' + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (n \geq 1) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (式 2-10-3)$$

$$K_n = \frac{\cos^2 (\phi_n \mp \psi)}{\cos^2 \psi \cos (\delta + \psi) \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin (\phi_n \pm \delta) \sin (\phi_n \mp \beta)}{\cos (\delta + \psi) \cos (\psi - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots (式 2-10-4)$$

また、第 n 層の崩壊面と水平面のなす角 ζ_n は、式 2-10-5 で算定される。

$$\cot (\zeta_n - \beta) = \mp \tan (\phi_n \pm \delta \pm \psi \mp \beta) + \sec (\phi_n \pm \delta \pm \psi \mp \beta) \sqrt{\frac{\cos (\psi + \delta) \sin (\phi_n \pm \delta)}{\cos (\psi - \beta) \sin (\phi_n \mp \beta)}} \dots\dots (式 2-10-5)$$

ここに、式 2-10-1～式 2-10-5 の中の記号は次のようである。

p_{n1}, p_{n2} : それぞれ第 n 層の上端及び下端の壁面に働く土圧強度 (kN/m^2)

w : 地表面単位面積当たりの上載荷重 (kN/m^2)

ϕ_n : 第 n 層の土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γ_i : 第 i 層の土の単位体積重量 (kN/m^3)

h_i : 第 i 層の鉛直方向の厚さ (m)

K_n : 第 n 層の土圧係数

ψ : 壁面が鉛直となす角 ($^\circ$)

β : 地表面が水平となす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

ζ_n : 第 n 層の崩壊面が水平となす角 ($^\circ$)

式 2-10-4、式 2-10-5 の中の複号 ($\pm$)、($\mp$) は、主働土圧の場合は上位符号、受働土圧の場合は下位符号を用いる。

土圧の作用方向は、水平から ($\psi + \delta$) の角度をなしており、全層にわたって一定である。

式 2-10-4、式 2-10-5 の計算可能条件については、「資料 2.11 砂質土における土圧係数の計算可能条件」を参照のこと。

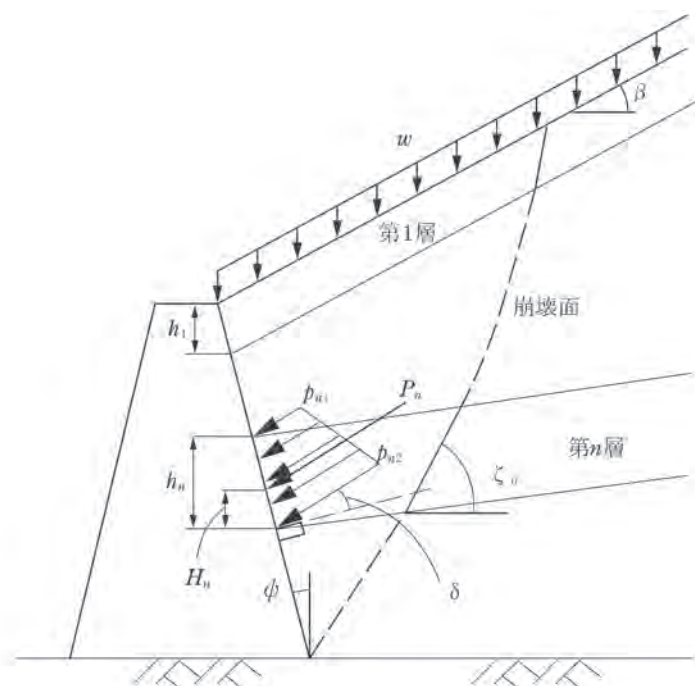


図 2-10-1 壁面に働く土圧

(2) 土圧合力及び作用位置の算定

第 n 層の地層内の土圧分布は、その上端の土圧 p_{n1} と下端の土圧 p_{n2} を直線で結んだ台形分布とする。このとき、土圧合力 P_n 及びその水平成分 P_{nH} 、鉛直成分 P_{nV} は、式 2-10-6～式 2-10-8 によって求める。

$$P_n = \frac{p_{n1} + p_{n2}}{2} \frac{h_n}{\cos \psi} \dots\dots\dots (式 2-10-6)$$

$$P_{nH} = P_n \cos (\psi + \delta) \dots\dots\dots (式 2-10-7)$$

$$P_{nV} = P_n \sin (\psi + \delta) \dots\dots\dots (式 2-10-8)$$

また、第 n 層の下端から土圧合力 P_n の作用点までの鉛直距離は、式 2-10-9 で算定される。

$$H_n = \frac{2 p_{n1} + p_{n2}}{3 (p_{n1} + p_{n2})} h_n \dots\dots\dots (式 2-10-9)$$

10.1.3 地表面が水平で、壁面が鉛直の場合の砂質土の土圧強度、及び崩壊面の傾斜角

地表面が水平 ($\beta=0$) で、壁面が鉛直 ($\phi=0$) の場合の土圧強度、及びその水平成分、鉛直成分は、式 2-10-10～式 2-10-12 により算定される。

$$\left. \begin{aligned} p_{n1} &= \sigma_{vn-1} K_n \\ p_{n2} &= \sigma_{vn} K_n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-10-10)$$

$$p_{niH} = p_{ni} \cos \delta \quad (i = 1, 2) \dots\dots\dots (式 2-10-11)$$

$$p_{niV} = p_{ni} \sin \delta \quad (i = 1, 2) \dots\dots\dots (\text{式 2-10-12})$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{vo'} &= w \\ \sigma_{vn'} &= \sigma_{vo'} + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (n \geq 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{式 2-10-13})$$

$$K_n = \frac{\cos^2 \phi_n}{\cos \delta \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi_n \pm \delta) \sin \phi_n}{\cos \delta}} \right\}^2} \dots\dots\dots (\text{式 2-10-14})$$

$$\cot \zeta_n = \mp \tan(\phi_n \pm \delta) + \sec(\phi_n \pm \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\phi_n \pm \delta)}{\sin \phi_n}} \dots\dots (\text{式 2-10-15})$$

10.1.4 砂質土の土質定数、土の単位体積重量及び壁面摩擦角の決定

土質定数、土の単位体積重量及び壁面摩擦角は、以下の (1) ～ (3) によることが望ましい。

(1) 土の内部摩擦角

土質試験結果より求めるか、標準貫入試験の N 値及び有効土かぶり圧から式 2-9-14 を用いて算定する。

(2) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は、土が残留水位以上にある場合は、湿潤単位体積重量 γ_t を、残留水位以下にある場合は、水中単位体積重量 γ' を用いる。

土の単位体積重量の標準値は、残留水位以上においては 18kN/m^3 、残留水位以下においては 10kN/m^3 としてよい（「第 3 編第 1 章 1.2 材料の単位体積重量等」参照）。

(3) 壁面摩擦角

$\pm 15^\circ$ の値を用いることができる。

10.1.5 砂質土の地震時の土圧

砂質土の地震時の土圧は、適切な算定式を用いて評価することを原則とする。

砂質土の地震時の土圧は、以下の (1) ～ (6) によることが望ましい。

下記の地震時の土圧は、物部 1)、岡部 2) が提案した理論に基づいたものである。下記の土圧式は土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。

(1) 砂質土の地震時の土圧の算定

図 2-10-1 に示した第 n 層の地層の上端及び下端の構造物の壁面に働く地震時の土圧は、それぞれ式 2-10-1、式 2-10-2 により算定することを標準とする。ただし、このときの第 n 層の地層の土圧係数、及び崩壊面が水平となす角度は、それぞれ式 2-10-16、式 2-10-17 により算定する。

$$K_n = \frac{\cos^2(\phi_n \mp \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi \pm \theta) \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi_n \pm \delta) \sin(\phi_n \mp \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi \pm \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots (式 2-10-16)$$

$$\cot(\zeta_n - \beta) = \mp \tan(\phi_n \pm \delta \pm \psi \mp \beta) + \sec(\phi_n \pm \delta \pm \psi \mp \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta \pm \theta) \sin(\phi_n \pm \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_n \mp \beta - \theta)}} \dots\dots\dots (式 2-10-17)$$

ここに、

θ : 地震合成角 (°)

その他の記号は、式 2-10-1～式 2-10-5 に準じる。ただし、地震合成角 θ は式 2-10-18 により算定される。

$$\left. \begin{array}{l} \text{水面上の地盤: } \theta = \tan^{-1} k \\ \text{水面下の地盤: } \theta = \tan^{-1} k' \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式 2-10-18)$$

ここに、

k : 空中における震度

k' : 水中における見かけの震度 (「第 2 編 10.1.9 見かけの震度」参照)

ここで用いている震度とは、地震時に物体に水平方向に働く慣性力の大きさを簡便に表すための値である。物体の重量に震度を乗じることにより、物体に水平方向に働く慣性力の大きさを表す。本章においてこれより後に記している震度とは、ここで用いているものと同じ意味である。ここで用いている震度は、気象庁が発表する震度階級とは異なる概念である。

式 2-10-16、式 2-10-17 の計算可能条件については、「資料 2.11 砂質土における土圧係数の計算可能条件」を参照のこと。

(2) 土圧合力及びその作用位置の算定

地震時における第 n 層の地層の土圧合力、その水平成分、鉛直成分及び土圧合力の作用点の位置は、式 2-10-6～式 2-10-9 で算定される。

(3) 地表面が水平で、壁面が鉛直の場合の土圧強度と崩壊面の傾斜角の算定

地表面が水平 ($\beta=0$) で、壁面が鉛直 ($\phi=0$) の場合の土圧強度、及びその水平成分、鉛直成分は式 2-10-10～式 2-10-13 で算定される。ただし、土圧係数、及び崩壊面の傾斜角は式 2-10-19、式 2-10-20 で表される。

$$K_n = \frac{\cos^2(\phi_n - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta \pm \theta) \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi_n \pm \delta) \sin(\phi_n - \theta)}{\cos(\delta \pm \theta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (式 2-10-19)$$

$$\cot \zeta_n = \mp \tan(\phi_n \pm \delta) + \sec(\phi_n \pm \delta) \sqrt{\frac{\cos(\delta \pm \theta) \sin(\phi_n \pm \delta)}{\sin(\phi_n - \theta)}} \dots\dots (式 2-10-20)$$

(4) 土圧係数、崩壊面の傾斜角の計算値

図 2-10-2 に、 $\beta=0$ 、 $\phi=0$ 、 $\delta=15^\circ$ の場合の砂質土の内部摩擦角 ϕ の各値に対する主働土圧係数 $K_a \cos \delta$ 、及び崩壊面の角度 ζ_a と震度 k の関係の計算結果を示す。

図 2-10-3 に、 $\beta=0$ 、 $\phi=0$ 、 $\delta=-15^\circ$ の場合の砂質土の内部摩擦角 ϕ の各値に対する受働土圧係数 $K_p \cos \delta$ 、及び崩壊面の角度 ζ_p と震度 k の関係の計算結果を示す。

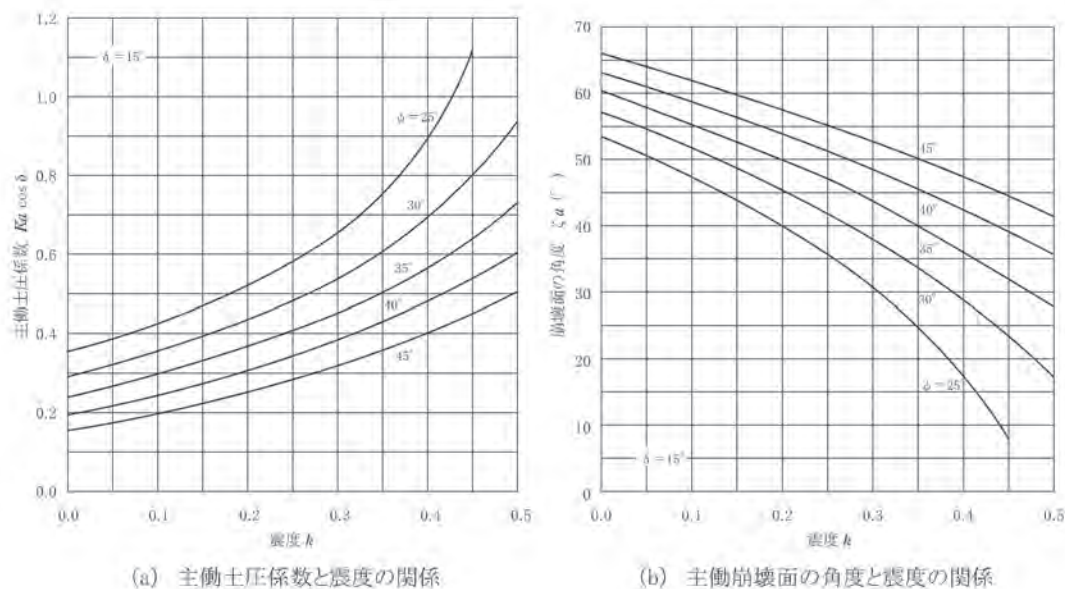


図 2-10-2 主働土圧係数及び主働崩壊面の角度と震度の関係 ($\beta=0$ 、 $\psi=0$ 、 $\delta=15^\circ$)

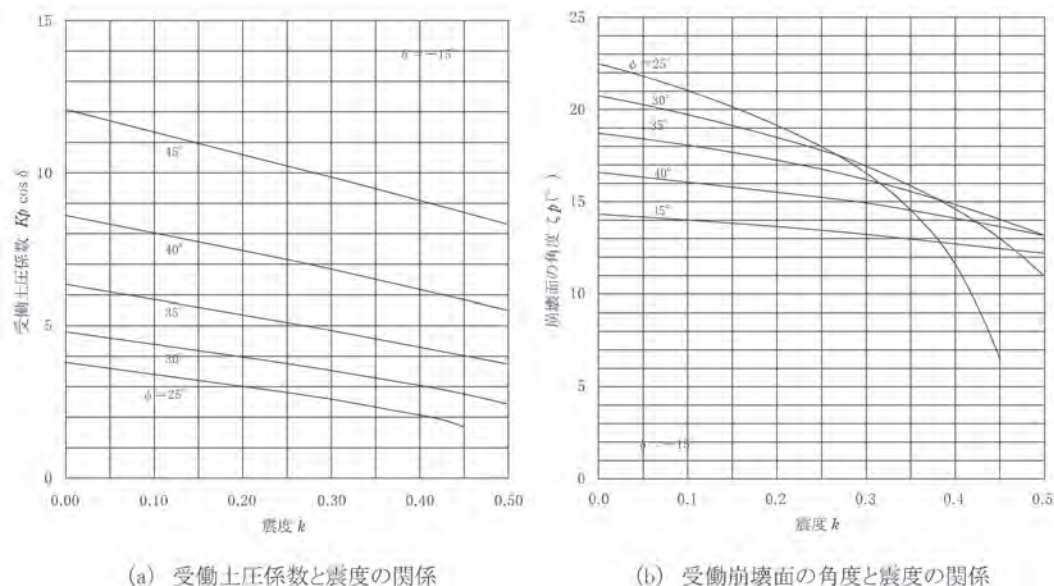


図 2-10-3 受働土圧係数及び受働崩壊面の角度と震度の関係 ($\beta=0$ 、 $\psi=0$ 、 $\delta=-15^\circ$)

(5) 土圧分布の算定法

各土層の境界面が残留水位以上の場合は、空気中における震度 k を用いて土圧分布を求め、残留水位以下の場合は、見かけの震度 k' を用いて土圧を求める。これらを直線で結んで土圧分布とする。

図 2-10-4 の場合は、残留水位の上側及び下側の土圧分布は、次のように求める。

- ① 空中における震度 k を用いて、地表面の土圧強度 p_1 、残留水位面の土圧強度 p_2 を求める。
- ② 水中における見かけの震度 k' を用いて、残留水位面の土圧強度 p'_2 、壁体底面の土圧強度 p_3 を求める。
- ③ 土圧強度 p_1 、 p_2 を直線で結ぶ。また、土圧強度 p'_2 と p_3 を直線で結ぶ。これらの直線分布を土圧分布とする。

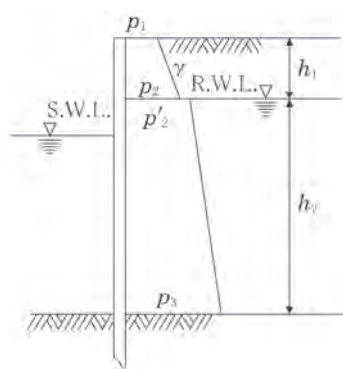


図 2-10-4 残留水位以下の土圧分布

(6) 壁面摩擦角

$\pm 15^\circ$ の値を用いることができる。

10.1.6 粘性土の常時の土圧

粘性土の常時の土圧は、適切な土圧算定式を用いて評価することを原則とする。

粘性土の常時の土圧は、以下の (1) ～ (5) によることが望ましい。

下記の粘性土の土圧算定式 (式 2-10-21 及び式 2-10-23) は、地表面が水平な場合に鉛直な面に働くランキンの土圧算定式である。地表面が水平でない場合や、作用面が鉛直でない場合は、文献³⁾を参照のこと。

(1) 粘性土の常時の主働土圧の算定

構造物の壁面に働く常時の主働土圧 p_a として、式 2-10-21、式 2-10-22 により求めた土圧のうち、構造物にとって危険となる土圧分布を取るものとする。

$$p_a = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + w - 2c_u \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-10-21)}$$

$$\left. \begin{array}{l} p_a = K(\sum \gamma_i h_i + w) \\ K = 0.5 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-10-22)}$$

ここに、

c_u ：粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²)

その他の記号は、式 2-10-1～式 2-10-5 に準じる。なお、式 2-10-21 によって求まる負の土圧値

域の土圧はゼロとする。

(2) 粘性土の常時の受働土圧の算定

構造物の壁面に働く常時の受働土圧 p_p は、式 2-10-23 により算定することを標準とする。

$$p_p = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + w + 2 c_u \dots\dots\dots (式 2-10-23)$$

ここに、式 2-10-23 の記号は、式 2-10-21、式 2-10-22 に準じる。

(3) 壁面が鉛直で、その変位が小さい場合の土圧の算定

壁面が拘束され、変位が小さい場合の常時の土圧は、式 2-10-22 で算定される静止土圧を用いることができる。

(4) 壁面摩擦

土と壁面の間に働く粘着力は無視する。

(5) 土の単位体積重量

粘性土の単位体積重量は土質試験によって決定する。土の単位体積重量は、土が残留水位以上にあるときは湿潤単位体積重量 γ_i 、残留水位以下にあるときは水中単位体積重量 γ' を用いる。

10.1.7 粘性土の地震時の土圧

粘性土の地震時の土圧は、適切な土圧算定式を用いて評価することを原則とする。

粘性土の地震時の土圧は、以下の (1) ～ (3) によることが望ましい。

(1) 粘性土の地震時の主働土圧の算定

構造物の壁面に働く地震時の主働土圧 p_a は、式 2-10-24 と式 2-10-26 より求めたもののうち、構造物にとって危険となる土圧分布を取るものとする。また、主働崩壊面が水平面となす角度 ζ_a は、式 2-10-25 により算定するものとする。

$$p_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} - \frac{c_u}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a} \dots\dots\dots (式 2-10-24)$$

$$\zeta_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\sum \gamma_i h_i + 2w}{2c_u} \tan \theta} \dots\dots\dots (式 2-10-25)$$

$$p_a = K_e (\sum \gamma_i h_i + w) \left\{ \begin{array}{l} K_e = 0.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式 2-10-26)$$

ここに、式 2-10-24～式 2-10-26 の記号は、式 2-10-21、式 2-10-22 に準じる。また、式中の θ は式 2-10-18 で示した地震合成角である。

(2) 粘性土の地震時の受働土圧の算定

構造物の壁面に働く地震時の受働土圧 p_p は、常時の場合と同じ式 2-10-23 により算定することを標準とする。

(3) 海底面下における地震時の土圧の算定

海底面下における粘性土の地震時の土圧を算出する場合、海底面においては見かけの震度 k' を用いて土圧を求めるが、海底面下 10m 以下においては震度をゼロとして土圧を求めてよい。ただし、海底面下 10m における土圧が海底面における値より小さい場合には、海底面における値を用いる。

10.1.8 裏込め土による土圧の減少の程度

壁体に働く裏込め土による土圧の減少を考慮してもよい。

裏込め土を壁体底面の裏側端上の地表面から 45° よりゆるい傾斜で三角形に施工した場合は、壁体背後を全部その裏込め土をもって埋めたものと考えてよい。

10.1.9 見かけの震度

水面下の地震時の土圧算定に用いる見かけの震度は、適切に算定するものとする。

見かけの震度は、以下の (1) 及び (2) によることが望ましい。

(1) 見かけの震度の算定

見かけの震度 k' は、式 2-10-27 により与えられる 4)。

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_{ti} h_i + \sum \gamma_{satj} h_j + w) + \gamma_{sat} h}{2[\sum \gamma_{ti} h_i + \sum (\gamma_{satj} - \gamma_w) h_j + w] + (\gamma_{sat} - \gamma_w) h} k \quad \dots\dots\dots (式 2-10-27)$$

ここに、

γ_{ti} : 残留水位以上の第 i 層の土の単位体積重量 (kN/m^3)

h_i : 残留水位以上の第 i 層の土層の厚さ (m)

γ_{satj} : 第 j 層の土の飽和単位体積重量 (kN/m^3)

h_j : 残留水位以下の第 j 層の土層の厚さ (m)

w : 地表面の単位面積当たりの載荷重 (kN/m^2)

h : 残留水位以下の土圧を算定する土層の厚さ (m)

γ_{sat} : 残留水位以下の土圧を算定する土層の飽和単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

k : 空中における震度

なお、 h_i 、 h_j に関しては、図 2-10-5 を参照のこと。



図 2-10-5 見かけの震度の計算のための地盤模式図

(2) 見かけの震度に対する考え方

地震時に水面下の土は、土粒子と水が一体となって運動すると仮定すると、土に働く地震力は土の飽和重量に震度をかけたものになる。また、水面下の土は浮力を受けているので、土に働く垂直力は土の水中重量である。したがって、水面下の土に働く地震時の合力は空気中とは異なることになる。地震時の土圧を算出する場合、水面下の土に対しては地震合成角より導かれる見かけの震度を用いれば、空気中の土に対して導かれた地震時の土圧式によって土圧を求めることができる。

水面下の土に対する垂直力には、土圧を求めようとする土層より上の土の土層重量及び載荷重が入るので、見かけの震度はそれらの影響を受ける。

10.2 水圧

【残留水圧】

施設の前面と背面とに水位差が生じる場合の残留水圧は、設計対象施設の構造、周囲の地盤条件、潮位等を考慮して、適切に算定するものとする。

【動水圧】

動水圧は、設計対象施設の構造、地震動による作用等を考慮して、適切に算定するものとする。

10.2.1 残留水圧

施設の前後面に水位差が生じる場合には、照査において残留水圧を考慮することを原則とする。残留水圧は、以下の(1)～(2)によることが望ましい。

(1) 残留水圧の算定

残留水圧は、図 2-10-6 を参照して、式 2-10-28、式 2-10-29 により算定する。

① $y < h_w$ のとき、

$$\left. \begin{array}{l} p_w = \gamma_w y \\ P_w = p_w y / 2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式 2-10-28)$$

② $y \geq h_w$ のとき、

$$\left. \begin{aligned} p_w &= \gamma_w h_w \\ P_w &= p_w h_w / 2 + p_w (y - h_w) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-10-29)$$

ここに、

p_w : 残留水圧 (kN/ m²)

P_w : 壁体に働く残留水圧の合力 (kN/m)

y : 施設の背面の残留水位から残留水圧を算定しようとする面までの深さ (m)

h_w : 残留水位差 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/ m³)

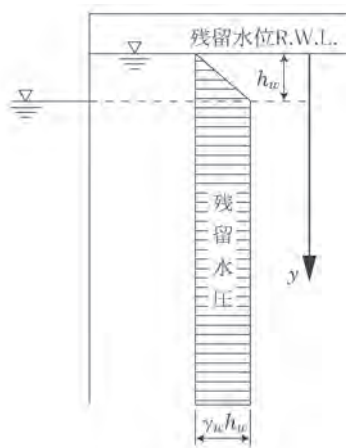


図 2-10-6 残留水位

(2) 残留水位差の算定

残留水位差 h_w は、式 2-10-30 で表される。

$$h_w = \alpha (H.W.L. - L.W.L.) \dots\dots\dots (式 2-10-30)$$

ここに、

α : 壁体の排水の良否、壁体背面の地盤特性により決定される係数

H.W.L. : さく望平均満潮面の標高 (m)

L.W.L. : さく望平均干潮面の標高 (m)

係数 α については、付近の類似構造物に関する残留水位差の調査結果から決定することが望ましいが、通常は表 2-10-1 を標準としてよい。

表 2-10-1 係数 α の値

裏込材 あるいは中詰材	構造物	排水が良好な構造 (重力式など)	排水が不良な構造 (矢板式など)
割石・砂岩		1/3	2/3
砂		1/3	2/3
粘土		2/3	1

(注) 単塊式で基礎が岩盤の場合は、排水が不良な構造とし、また、基礎が捨石マウンドの場合は、排水が良好な構造とするものとする。

10.2.2 動水圧

水域に接した構造物には、地震時に動水圧が働く。このため、漁港の施設の照査においては必要に応じて動水圧を考慮することができる。

漁港の施設のこれまでの被災事例において、地震時の動水圧の影響が特に問題視された事例は確認されていない。

ただし、特に設計水平震度が大きく、かつ、マウンド水深が大きい場合など、その影響が懸念される場合には、必要に応じて動水圧を考慮するのがよい。動水圧の算定は、文献⁵⁾によることができる。

(参考文献)

- 1) 物部長穂：土木耐震学，理工図書（1952）
- 2) S.Okabe：General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, 土木学会誌, Vol.10, No.6 (1924), p.1277
- 3) 西田義親・八木則男：土質力学要論，朝倉書店（1981），pp.124-128
- 4) 荒井秀夫・横井聡之：矢板壁の耐震性に関する研究（第3報），第3回港湾技術研究所研究発表会講演概要（1965），p.103
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.380-382

第 11 章 地震力

11.1 漁港・漁場の施設における地震力の照査

漁港の施設は、原則として耐震性能の照査を行うものとする。漁場の施設は、原則として耐震性能の照査を必要としないが、設計対象施設の設置により影響が及ぶ範囲に他の漁港・漁場の施設、人家、公共施設等がある場合には、漁港の施設に準じた耐震性能の照査を行うことができる。

11.1.1 施設別の照査の方針

係船岸は、耐震性能の照査を行うことを原則とする。

防波堤は、必要に応じて適切な耐震性能の照査を行う。

上記以外の漁港の施設については、下記の場合に耐震性能の照査を行うことを原則とする。

- ・ 設計対象施設の照査に標準的に用いられる基準あるいは指針等に基づき、耐震性能の照査が必要と判断されるもの
- ・ 施設の重要度にかんがみて耐震性能の照査が必要と判断されるもの

係船岸及び防波堤の耐震性能の照査手法は、「本書」の記述に拠ることができる。本章のほか、係船岸については「第 6 編 2.2 係留施設の耐震性能の照査」及び「第 6 編第 5 章 耐震性能・耐津波性能を強化する係船岸の照査」を、防波堤については「第 5 編 2.1.5 防波堤の性能照査」を参照できる。係船岸、防波堤以外の耐震性能の照査手法は、その施設の照査に用いられる諸基準類に拠ることができる。

漁場の施設については、地震による影響を考慮しないことを原則とするが、重力式消波堤等は外郭施設に準じて考慮することができる。

11.1.2 耐震性能の照査の考え方

耐震性能の照査は、本質的には、「来襲する地震動の設定」を行い、「構造物に働く地震力」を何らかの方法で再現して、「地震力が働く時の構造物の安定の評価」を行うものである。この 3 つの検討を具体的な方法で述べると例えば次のようになる。「来襲する地震動」として、政府機関や研究機関等が発表している想定地震のモデルを使用して施設建設地点の工学的基盤波形を算出する。次に、工学的基盤より上の地層と構造物をモデル化した 2 次元応答解析や、振動台を用いた模型実験によって、「構造物への地震力の作用」を再現する。2 次元応答解析や模型実験で求めた構造物の変位及び応力が許容値以内であるかどうか判定することにより、「構造物の安定の評価」を行う。

一方、この 3 つの検討を逐一行わなくとも簡便に耐震性能の照査が行える方法として、「第 2 編 11.2 耐震性能の照査に用いる震度」に述べる震度法がある。

地震動には水平成分と鉛直成分がある。係船岸については水平方向の地震動のみを考慮して耐震性能の照査をしてよい。これは、係船岸の場合、鉛直方向の地震動が係船岸におよぼす影響が小さいこと¹⁾、水平方向の地震動を考慮した耐震性能の照査を行えば鉛直方向の影響も実際には見込まれていること²⁾等を勘案したことによる。重力式防波堤の場合も同様に、水平方向の地震動のみを考慮して耐震性能の照査をしてよい。また、重力式以外の防波堤については耐震性能の照査を省略することができる（「第 5 編 2.1.5 防波堤の性能照査」参照）。

11.1.3 想定する地震動のレベル

照査において想定する地震動として、施設種類、整備目的、重要度に応じて次のものから選択することを原則とする。

(1) レベル1地震動

漁港・漁場の施設の設置箇所で発生すると想定される地震動のうち、設計対象施設の設計供用期間中に発生する可能性の高い地震動である。

(2) レベル2地震動

漁港・漁場の施設の設置箇所で発生すると想定される地震動のうち、最大規模の強さを有する地震動である。内陸及び海溝で発生する地震の活動履歴、震源断層の分布と活動度、活断層から当該地点に至る地下構造、当該地点の地盤条件、及び強震観測結果などに基づいて設定する。レベル2対象地震は、単一の地震に限定する必要はなく、複数の地震を選定してよい。また、対象地点及びその周辺に活断層が知られていない場合でも、マグニチュード6.5程度の直下地震が起こる可能性に配慮し、これによる地震動をレベル2地震動の下限とする³⁾。

(3) 発生頻度の高い津波を生じさせる地震による地震動

耐津波性能を検討する施設において、津波来襲前の変状を軽微にとどめる必要性から、発生頻度の高い津波を生じさせる地震による地震動を想定する。

11.2 耐震性能の照査に用いる震度

11.2.1 設計水平震度

設計水平震度は、想定する地震動を対象に地域特性、地盤特性及び構造物の重要度等を考慮して、適切な手法を用いて設定するものとする。

構造物の耐震性能の照査において、不規則な振動である地震動による力を簡便に考慮する方法として震度法⁴⁾がある。震度法は、地震動による力を、物体の重量と設計震度の積で与えられる力に置き換え、この力が構造物に静的に働くものと考えて計算する方法であり、地震時の構造物の性能照査を常時の解析と同様に比較的簡単に行うことができる。

震度法は、「第2編 11.1.2 耐震性能の照査の考え方」に則ると、「構造物に働く地震力」と「地震力が働く時の構造物の安定の評価」を静的な照査として一括して検討する方法である。設計水平震度を決めることは、「来襲する地震動」の大きさにしたがって「構造物に働く地震力」を数値化することに該当する。係船岸及び重力式防波堤のレベル1地震動に対する耐震性能の照査については、構造物の固有周期が地震動の卓越周期よりも短く剛な構造物と見なせることから、震度法によって地震力を算定することを標準とする。震度法を用いる際は鉛直方向の震度を考慮せず、水平方向の震度（設計水平震度）のみで照査を行う。

レベル1地震動に対する耐震性能の照査を震度法で行う場合、表2-11-1の値を用いることを標準とする。

表 2-11-1 地域別の工学的基盤最大加速度及び設計水平震度

	北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県), 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県)	東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県)	北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島)	北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県の五島列島, 壱岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域), 沖縄県の大東諸島を除く地域)	北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 壱岐及び対馬, 沖縄県の大東諸島)
係留施設 A	0.18(0.22)	0.16(0.19)	0.14(0.17)	0.13(0.16)	0.10(0.12)
親水施設	0.18(0.22)	0.16(0.19)	0.14(0.17)	0.13(0.16)	0.10(0.12)
係留施設 B	0.15(0.20)	0.13(0.16)	0.12(0.14)	0.11(0.13)	0.08(0.10)
外郭施設	0.15(0.20)	0.13(0.16)	0.12(0.14)	0.11(0.13)	0.08(0.10)
工学的基盤の最大加速度(Gal)	350	250	200	150	100

- (注1) 第四紀層(沖積層、洪積層)の厚さが、下記のいずれかの場合は()書の設計水平震度を用いる。
 ① 一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合
 ② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合
 ここでいう軟弱地盤とは、N値が4以下の砂地盤、または一軸圧縮強度が20kPa以下の地盤であり、通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。
 (注2) 係留施設Aは、耐震強化岸壁、耐震強化岸壁に準じる岸壁及びその他の耐震性能を強化する岸壁、又は定期船・フェリーが発着する岸壁であることを基本とする。係留施設Bは、係留施設A以外の岸壁及び物揚場である。
 (注3) 親水施設は、親水性を考慮した護岸及び防波堤である。
 (注4) 外郭施設は、親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

この表の設計水平震度は、レベル1地震動に対して所期の機能を維持することを目的として、各地域における地震の活動度、施設建設地点における地盤の特性、施設の重要度等を考慮し、地域別震度に地盤種別係数、重要度係数の各補正係数を乗じた値⁵⁾となっている。この表の地域分けは、全国190箇所の港湾の工学的基盤における確率論的最大加速度の分布⁶⁾を素地としており、地域別震度の大きさは、地域別の最大加速度の再現期間75年の期待値と、最大加速度と作用震度の関係をもとに設定されている⁵⁾。(耐震強化岸壁、耐震強化岸壁に準じる岸壁及びその他の耐震性能を強化する岸壁の耐震性能照査は、「第6編 5.4.3 耐震性能に関する性能照査」にすることができ、その際、レベル1地震動の設計水平震度として本表の値を用いることができる。)

また、レベル1地震動に対する液状化判定において、モデル波形を振幅調整して使用する場合、表2-11-1に示す工学的基盤の最大加速度を用いることができる。(「第6編 5.4.3 耐震性能に関する性能照査」参照)

なお、設計水平震度(後述する照査用震度も含む)は、構造物への地震力の作用を、来襲する地震動の大きさと構造物の特性に応じて数値化して照査に用いるものであり、気象庁が発表する震度(地震動の強さを表す指標)とは意味が異なっている。

11.2.2 加速度と設計水平震度との関係式

地表面最大水平加速度と設計水平震度の関係を示す式として、式2-11-1²⁾が使用されてきた。

$$\left. \begin{array}{l} k_h = 1/3 (\alpha_{\max}/g)^{1/3} \quad (\alpha_{\max} > 200 \text{ Gal } [\text{cm}/\text{s}^2]) \\ k_h = \alpha_{\max}/g \quad (\alpha_{\max} \leq 200 \text{ Gal } [\text{cm}/\text{s}^2]) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-11-1)}$$

ここに、

k_h ：設計水平震度

$\alpha_{\max}$ ：地表面の最大水平加速度（Gal [cm/s²]）

g ：重力加速度（Gal [cm/s²]）

式 2-11-1 に示す震度換算式を用いて設計水平震度を算出する場合、 $\alpha_{\max}$ は、全応力法の一次元地震応答解析によって求める。

また、式 2-11-1 は従来型の地震計である SMAC 型強震計で得られた観測記録に基づいて構築されたものであることに注意する。SMAC 型強震計は、現在の地震計と比較して、高周波帯域における感度が低い傾向にあり最大加速度は小さめに得られる傾向がある。このため、現在の感度の高い地震計で得られた最大加速度値を用いて本式の計算を行うと過大な設計水平震度を与える。このため、現在の地震計で観測した加速度波形あるいは計算で作成された加速度波形に本式を適用するにあたっては、SMAC 型強震計相当の地震動に変換して使用することを原則とする。この変換に、SMAC フィルターを用いる。SMAC フィルターについては「資料 2.12 設計水平震度算出に用いる SMAC フィルターについて」を参照のこと。

11.2.3 周波数特性と変形量を考慮に入れた設計水平震度

地震動と係留施設の周波数特性並びに許容変形量を考慮に入れて設計水平震度を求める手法が提案されている⁷⁾。この手法で求められる設計水平震度を、「本書」では照査用震度と称す。照査用震度は、想定地震動の波形と、地震動の周波数ごとの変形への寄与度を意味する関数によって算出される。照査用震度を用いれば、震度法によりながらも係留施設の変形量に対応した耐震性能の照査が可能である。

「本書」では、「第 6 編 2.2.3 周波数特性及び変形量を考慮に入れた設計水平震度」に、漁港の重力式係船岸及び水深-2.0～-5.5m の控え直杭式矢板式係船岸に適用できる照査用震度の算定式⁸⁾を示している。これらの係船岸の性能照査では、表 2-11-1 の設計水平震度の代わりにこの照査用震度を使用してもよい。

照査用震度は、特に軟弱地盤の場合に、耐震性能の照査に地盤条件を適切に反映できる長所がある。ここで軟弱地盤とは、おおむね、表 2-11-1 の（注 1）に記された第四紀層（沖積層、洪積層）の厚さの条件①②を指す。

照査用震度の算出においては、設計対象施設の位置の工学的基盤におけるレベル 1 地震動の波形を設定する必要がある。その際、「第 2 編 11.3.1 サイト特性を考慮した地震動の算出手法」によって、次の波形データ及び算出方法を活用できる。「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」も参考にできる。

- ・ 全国各地の港湾を対象とした 75 年に 1 度の来襲確率を有する地震動の波形⁹⁾
- ・ 地点ごとのサイト増幅特性（地震基盤よりも上部における地震動の増幅特性）の算出方法（「第 2 編 11.3.2 サイト増幅特性の算出手法」参照）。

なお、文献¹⁰⁾には港湾施設の矢板式係船岸及び栈橋の照査用震度の算定手法が示されているが、これらの算定手法は、漁港の施設への適用性の検証がなされていないことから、漁港の施設には適用しないことを原則とする。これは、同文献が対象とする施設と漁港の施設とは水深が異なること及びこ

これらの算定手法の構築の際に使用されたモデル断面は「本書」に記した性能照査手法により設定されたものではないことを踏まえている。

11.2.4 震度法における留意点

震度法による地震力は、自重及び上載荷重の和あるいは自重のみに設計水平震度を乗じた値とし、危険な方をその重心に働くものとして扱うことを原則とする。この際、自重からは浮力を差し引かないこととする。

地震力の計算に際して、地震力はその物体の質量が変わらない限り変化がないので、水中にあって浮力を受けている物体であっても、それに働く地震力は陸上と変わらない。しかし、地震時土圧の計算には浮力を考慮した水中単位体積重量が用いられるので、見掛けの震度を使用することを原則とする（「第2編 10.1 土圧」を参照してよい）。

11.3 照査に用いる地震動の算出方法

11.3.1 サイト特性を考慮した地震動の算出手法

地表面へ来襲する地震動は、図 2-11-1 に示す震源特性、伝播経路特性、サイト特性の積で表すことができる。

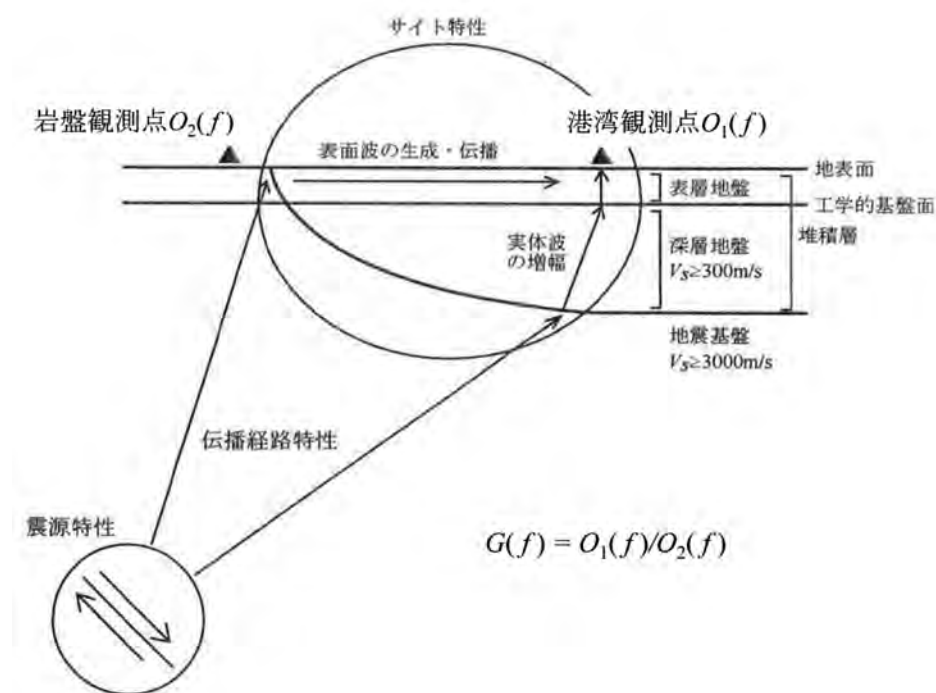


図 2-11-1 震源特性、伝播経路特性、サイト特性 ¹⁾

震源特性は、想定した地震ごとに、巨視的震源パラメータ、微視的震源パラメータ及び、その他のパラメータを用いて表す。震源から地震基盤までの伝播経路特性は、地域別のパラメータを使用して計算できる（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。ここで地震基盤とは、S 波速度が 3,000m/s となる面のことであり、S 波速度が 300m/s 以上の工学的基盤（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）よりも深部に位置する。

サイト特性は、サイト増幅特性とサイト位相特性から成る。それぞれ、フーリエスペクトルにおけるフーリエ振幅とフーリエ位相に対応する。サイト増幅特性は周波数別の揺れの増幅を表し、サイト位相特性は周波数別の揺れの時間的なずれ方を表す。地震動を決める際にはサイト増幅特性が重要であり、それを考慮に入れる実務的な計算方法も確立されている。サイト増幅特性は、同一県内でも漁港によって大きく異なる場合や、同一漁港でも場所によって異なる場合がある¹²⁾。

一方、位相については、サイト位相特性よりも、実際に観測された地震動の波形のうち適切な波形の位相（すなわち、震源特性と伝播経路特性とサイト特性の影響がすべて含まれた位相）を用いることが多い¹³⁾。

サイト特性を考慮に入れた地震動（時系列波形・スペクトル）は、次のように求めることができる。

レベル 2 地震動などについて、国、自治体、研究機関などにより施設建設地点に来襲する工学的基盤波形がサイト特性を考慮してすでに算出されている場合、その波形を照査に使用できる（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。ただし、工学的基盤や地震基盤の定義が「本書」に記したものと異なる場合がある。また、サイト特性を粗めに広範囲で同一に設定して計算されている場合もある。そのため、使用に際してどのように求められた波形か確認することが望ましい。詳密ではない方法で求められた波形を用いて詳密な計算を実施しても無意味な場合があるので注意が必要である。また、必要に応じて、波形に含まれるサイト特性を、より施設建設地点の特性に近いものに置き換えることも検討するのがよい。

地震動を、ある特定の震源域で発生する地震を想定して新たに計算する場合は、震源特性を適切に表せるモデルを用い、伝播経路特性とサイト特性を考慮に入れた計算¹⁴⁾を実施することが望ましい。

一方、レベル 1 地震動では、来襲しうる種々の地震を考慮に入れた確率論的地震動を使用できる。たとえば、全国の港湾別に、再現期間 75 年の地震動（75 年に 1 度の来襲危険度を有する地震動）が算出されている⁹⁾。この地震動は、地震カタログデータ、活断層データ、断層モデルデータに基づいて、各港湾に来襲することが想定されるいくつかの地震動を抽出し、それぞれの発生頻度を考慮して、どの周波数帯においても発生確率 75 年となるスペクトル強度を有するように作成された地震動の波形である¹⁵⁾。

漁港において、設計対象施設の位置の工学的基盤におけるレベル 1 地震動の波形を算出する場合は、その施設位置のサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）の推定を行い、照査対象の施設の近くにある港湾のサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）⁹⁾と比較する方法を用いることができる。両者が同一と判断される場合はその港湾の照査用の再現期間 75 年の地震動波形⁹⁾をそのまま使用することにより設計対象施設の照査用のレベル 1 地震動とすることができる。両者が異なると判断される場合はサイト増幅特性の置換を行うことにより設計対象施設の照査用のレベル 1 地震動とすることができる¹⁶⁾¹²⁾。

工学的基盤より上部の地盤及び係船岸をモデル化した二次元地震応答解析を行う場合や、6編2章に示す方法で照査用震度を求める場合などには工学的基盤における地震動の波形が必要となる。工学的基盤の地震動波形を求める方法は、「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法 5. 工学的基盤における地震動波形の求め方」を参考にできる。

11.3.2 サイト増幅特性の算出手法

サイト増幅特性の求め方として、次の①～④の方法が示されている。

① 地震観測記録を使用したスペクトルインバージョン

スペクトルインバージョンは、複数の地震の、複数の地震観測点における観測記録を用意して、最小自乗法の計算によって各観測点のサイト増幅特性を求める方法である¹⁷⁾。

この方法は、主に、比較的広範な地理的範囲を対象として、その中に点在する各地震観測点のサイト増幅特性を知るために用いられるものであり、或る一施設の照査のみを目的として実施することはあまり無い。

② 地震観測記録からスペクトル比を求める方法

サイト増幅特性を知りたい地点に地震計を設置し、地震観測を行う。その地震計と、近隣の地震観測点（サイト増幅特性が既知）の 2 点における、同じ地震の観測記録のスペクトル比を求めることにより、知りたい地点のサイト増幅特性を算出する方法である¹⁸⁾。この方法ではサイト増幅特性を精度よく算出できる。ただし 3 回程度の地震観測記録が必要なため、その地域の地震発生頻度に応じた観測期間が必要となる。

③ 常時微動観測に基づく方法

常時微動とは、地震が発生していない状態での地盤の僅かな振動である。常時微動の主な成分は表面波の一種であるレーリー波と考えられている。常時微動からはサイト増幅特性のピークに関する有益な情報が得られる。すなわち、常時微動観測結果の水平と鉛直のスペクトル比（H/V スペクトル）に明瞭なピークが存在する場合、その 1 次の（低周波数側の）ピーク周波数は、サイト増幅特性の 1 次のピーク周波数とおおむね一致することが多い。

そこで、常時微動 H/V スペクトルを用いてサイト増幅特性を推定する方法が示されている¹⁹⁾。すなわち、サイト増幅特性を知りたい地点と、その近くのサイト増幅特性が既に分かっている地点で常時微動観測を行う。その観測結果に基づいて、既に分かっているサイト増幅特性を補正することにより、知りたい地点のサイト増幅特性を推定する。観測時間は 1 地点あたり一般に 11 分間とされていることから、短期間に多数地点の観測を実施できるのが特長である。

ただし常時微動 H/V スペクトルに明瞭なピークが存在しない場合は本手法の適用が困難なことがある。また、明瞭なピークが複数存在する場合、観測地点付近のボーリングデータ等を参考に、どのピークに着目するかの検討が必要となることがある。

④ 沿岸部とその周辺のサイト増幅特性の比を用いる方法

港湾と周辺の強震観測地点のサイト増幅特性の関係が、統計解析によりスペクトル比として表されており、これを用いることができる²⁰⁾。この方法では、新たな観測等を行うことなく沿岸域のサイト増幅特性を推定できるが、その精度は地震観測に基づく方法と比較して大きく低下することに注意を要する。

11.3.3 サイト特性を考慮しない地震動の設定方法

サイト特性を考慮せずに地震動を設定するには、次の①～②の方法を用いることができる。

本項は地域防災計画等による想定地震が無い場合を想定して述べるが、地域防災計画等でレベル 2 地震動相当の想定地震の設定（想定地震の震源と規模、地区別の工学的基盤最大加速度等）がある場合は、本項の記述に代えてそれを使用できる。

① レベル 2 地震の設定及びプレート境界型地震（海洋型）かプレート内型地震（内陸型）かの判定

a) 過去の地震発生記録や活断層分布図より、建設予定地に大きな工学的基盤最大加速度を与えると予想されるいくつかの想定地震を抽出する（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。

b) 抽出した地震による建設地点の工学的基盤最大加速度を求める。

モデル波形（八戸波等）を振幅調整して設計水平震度を求める場合には、式 2-11-2 を用いて断層面距離とマグニチュードから工学的基盤の最大加速度を求めるのがよい。この式で算出される工学的基盤の最大加速度は、SMAC 型地震計で観測される値に相当する。（一方、モデル波形を振幅調整して二次元地震応答解析を行う場合は、「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」の式 6-1-7 を用いるのがよい。）

$$\log_{10}(\alpha_{\max}) = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-11-2)}$$

ここに、

$\alpha_{\max}$: 工学的基盤の最大加速度 (Gal [cm/s²])

X : 断層面距離 (km)

M : 地震マグニチュード

c) 求めた工学的基盤の最大加速度のうち、最も工学的基盤最大加速度が大きくなる地震を選出する。

d) 過去の地震発生記録や日本周辺のプレート境界の位置から、選出した地震がプレート境界型地震（海洋型）かプレート内型地震（内陸型）かの判定を行う。

② 地震動の設定

a) 工学的基盤最大加速度 $\alpha_{B\max}$

上記で求めた工学的基盤最大加速度を工学的基盤最大加速度 $\alpha_{B\max}$ と設定する。

b) 地震動波形

ア) プレート境界型地震（海洋型）の場合

八戸波、大船渡波、新晩翠橋波を、 $\alpha_{B\max}$ に振幅調整して用いる（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。

イ) プレート内型地震（内陸型）の場合

ポートアイランド基盤波形を、 $\alpha_{B\max}$ に振幅調整して用いる（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。

一方、レベル 1 地震動、又は発生頻度の高い津波を生じさせる地震による地震動に対する液状化予測・判定において、サイト特性を考慮せずに、地盤の地震応答計算の入力として用いる工学的基盤における地震動を算出する場合は、次のようにするのがよい。

対象とする地震がレベル 1 地震の場合は、モデル波形は八戸波及び大船渡波を使用するのがよく、振幅調整の際の最大加速度は、表 2-11-1 に記した工学的基盤の最大加速度を使用できる。

対象とする地震が発生頻度の高い津波を生じさせる地震の場合は、モデル波形は、対象地震の規模を考慮し、八戸波と大船渡波に加えて必要に応じて新晩翠橋波も使用するのがよく、振幅調整の際の

最大加速度は「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法 2. 工学的基盤の地震動波形の設定方法（モデル波形を振幅調整する方法）」に示す断層面距離に基づく方法が使用できる。

11.3.4 どこにでも起こりうる直下地震の地震動の算出方法

我が国の、過去に顕著な地震記録が無く、近くに活断層が発見されていない地域においても、発見されていない未知の活断層による地震が起こりうる。このような未知の活断層による地震が、我が国のどこにおいても最低限考慮すべきレベル 2 地震と位置付けられる。その地震規模はマグニチュード（気象庁マグニチュード）6.5 程度の直下地震とされる³⁾。そのためレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行う場合は、マグニチュード 6.5 程度の直下地震についても照査を行うことを原則とする。

（「第 2 編 11.3.4 どこにでも起こりうる直下地震の地震動の算出方法」及び「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）

我が国のどこにおいても最低限考慮すべきレベル 2 地震であるマグニチュード 6.5 程度の直下地震に対する照査においては、その直下地震の震源特性を設定し、伝播経路特性及びサイト特性を考慮して対象施設位置の工学的基盤における地震動波形を作成して使用することができる。それが困難な場合は、2000 年鳥取県西部地震において賀祥ダムの基礎部で観測された上下流方向波形を、マグニチュード 6.5 程度の直下地震の地震動波形として用いてよい（「資料 6.1 地震動及び設計水平震度の算定方法」参照）。この波形を振幅調整をせずそのまま工学的基盤波形として利用してよい。

11.4 他基準の準用

道路護岸については「道路土工擁壁工指針」²¹⁾、「道路土工カルバート工指針」²²⁾、「道路土工仮設構造物工指針」²³⁾、道路橋については「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²⁴⁾等を準用することができる。

また、漁業集落排水施設の処理施設については、「農業集落排水施設設計指針」²⁵⁾等を準用することができる。

（参考文献）

- 1) 上部達生・野田節男・倉田栄一：強震記録の上下動成分の解析と重力式岸壁の安定に関する事例研究，港湾技術研究所報告，Vol.15，No.2（1976），pp.289-317
- 2) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.14，No.4（1975），pp.67-111
- 3) 土木構造物の耐震基準等に関する提言「第三次提言」，土木学会（2000）
- 4) 佐野利器：家屋耐震構造論，震災予防調査会報，No.83（1916）
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（1999），pp.262-266
- 6) 北澤壮介・上部達生・檜垣典弘：沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定，港湾技研資料 No.486（1984）
- 7) 長尾毅・岩田直樹・藤村公宜・森下倫明・佐藤秀政・尾崎竜三：レベル 1 地震動に対する重力式及び矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法，国土技術政策総合研究所資料 No.310（2006）

- 8) 小松勝久・林誉命・鈴木一行・西多道祐・船橋雄大・佐伯公康：浅い水深の重力式係船岸に対する周波数特性を考慮した照査用震度算定法の構築，土木学会論文集 B3, Vol.70, No.2 (2014), pp.I_810-I_815
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室ホームページ，
<http://www.y.sk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.990-995, 1114-1118
- 11) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），p.336
- 12) 佐伯公康・金田拓也・小松勝久：漁港岸壁の耐震設計手法に関する研究，第13回全国漁港漁場整備技術研究発表会講演集（2014），pp.43-51
- 13) 例えば，野津厚・若井淳：東日本大震災で被災した港湾における地震動特性，港湾空港技術研究所資料 No.1244（2011）
- 14) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.351-361
- 15) 長尾毅・山田雅行・野津厚：フーリエ振幅と群遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析，土木学会論文集 No.801, I-73（2005），pp.141-158
- 16) Hata, Y., Nozu, A. and Ichii, K. : A practical method to estimate strong ground motions after an earthquake, based on site specific amplification and phase characteristics, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.101, No.2 (2011), pp.688-700
- 17) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.337～339-1
- 18) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），p.339-1
- 19) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.339-2～339-4
- 20) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.339-4～340
- 21) 日本道路協会：道路土工擁壁工指針，丸善（2012）
- 22) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針，丸善（2010）
- 23) 日本道路協会：道路土工仮設構造物工指針，丸善（1999）
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－V 耐震設計編一，丸善（2012）
- 25) 農業集落排水事業諸基準等作成全国検討委員会：農業集落排水施設設計指針，地域資源循環技術センター（2007）

第 12 章 液状化

12.1 液状化に関する基本

地盤の液状化については、地盤条件と想定する地震動を考慮して適切な方法により予測・判定するものとする。

12.1.1 液状化

液状化は、固体状の土が間隙水圧の上昇によって液体状となり、作用に対する抵抗力を失うことである。液状化によって、以下のような現象が生じる¹⁾。

(1) 噴砂、噴水

地盤内に発生した過剰間隙水圧は圧力勾配にしたがって上向きの浸透流を生じ、ボイリングの結果、地表に土粒子を含む泥水を噴き出す。

(2) 地盤の沈下

地震によって上昇した過剰間隙水圧が時間とともに消散することで、地震前より相対的に締まった状態となり、地表面が沈下する。通常、一様な沈下をせず地表の構造物には不等沈下の影響が生じる。

(3) 地盤の水平方向の永久変位（側方流動）

地盤の液状化にともない有効応力が失われ、地盤は液体と同じように挙動するため非常にゆるい地表勾配であっても斜面下方に向かって地表が水平変位する。

(4) 地盤揺動

地盤内の液状化層の側方及び下方に液状化していない層がある場合に、液状化層は容器内の液体と同じように揺れ動く。地表の舗装版や地表近くに埋設された管路は液状化層の側方境界付近でお互いに水平衝突し損傷する。

(5) 斜面の流動的崩壊

斜面内の土が液状化すると流動的な崩壊を生じ、崩壊土砂は遠くまで到達する。

(6) 地盤の支持力低下

地盤内の過剰間隙水圧の上昇にともない、有効応力が低下すると、地盤の支持力が低下する。

(7) 護岸や擁壁の破壊

抗土圧構造物の背後地盤が液状化すると水平土圧が増大し、これらの構造物に損傷をもたらす。

(8) 埋設構造物の浮き上がり

周辺地盤の飽和密度より見掛け比重の小さい埋設構造物は液体状になった周辺地盤の浮力によって浮き上がる。

12.1.2 液状化に対する検討を必要とする施設

次の施設に対しては液状化に対する検討を行うことを原則とする。

- ① 耐震強化岸壁
- ② 耐震強化岸壁に準じる岸壁
- ③ その他の耐震性能を強化する岸壁

- ④ 防災拠点漁港の諸施設
- ⑤ それらに準じる重要度の高い構造物

その他の施設については、設計対象施設の役割や施設周辺の土質等を踏まえて、必要に応じて検討を行う（①～③については「第6編第5章 耐震性能・耐津波性能を強化する係船岸の照査」を参照のこと）。

12.1.3 検討の順序

液状化に対する検討は、一般に図 2-12-1 の順序で行うことが望ましい。

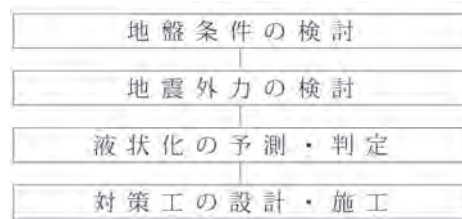


図 2-12-1 液状化に対する検討のフロー

12.1.4 土質調査

土質調査は、液状化の予測・判定、及び液状化対策工の設計・施工に必要な土質条件・定数を把握できるよう、目的に応じて適切な調査位置、深度及び調査方法により行うことを原則とする。

12.2 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ことを原則とする。

12.2.1 液状化の予測・判定に関する基本

液状化の予測・判定手順は図 2-12-2 及び以下の（１）～（３）によることを標準とする。ここに示す予測・判定手法は、近年制定あるいは改訂された設計基準類²³⁾で採用されている手法を基本としている。

（１）粒度による判定

検討対象地盤が液状化するか否かを粒度分布から判定する。

（２）等価 N 値と等価加速度を用いる手法

地盤の液状化に対する抵抗力を N 値等から算定し、地震動による作用を地震応答解析より求め、両者を用いて液状化するか否かの判定を行う。

（３）繰返し三軸試験を用いる方法

等価 N 値と等価加速度により検討対象地盤が液状化するか否かを判定できない場合には、乱れの少ない試料の繰返し三軸試験結果を用いて判定を行う。

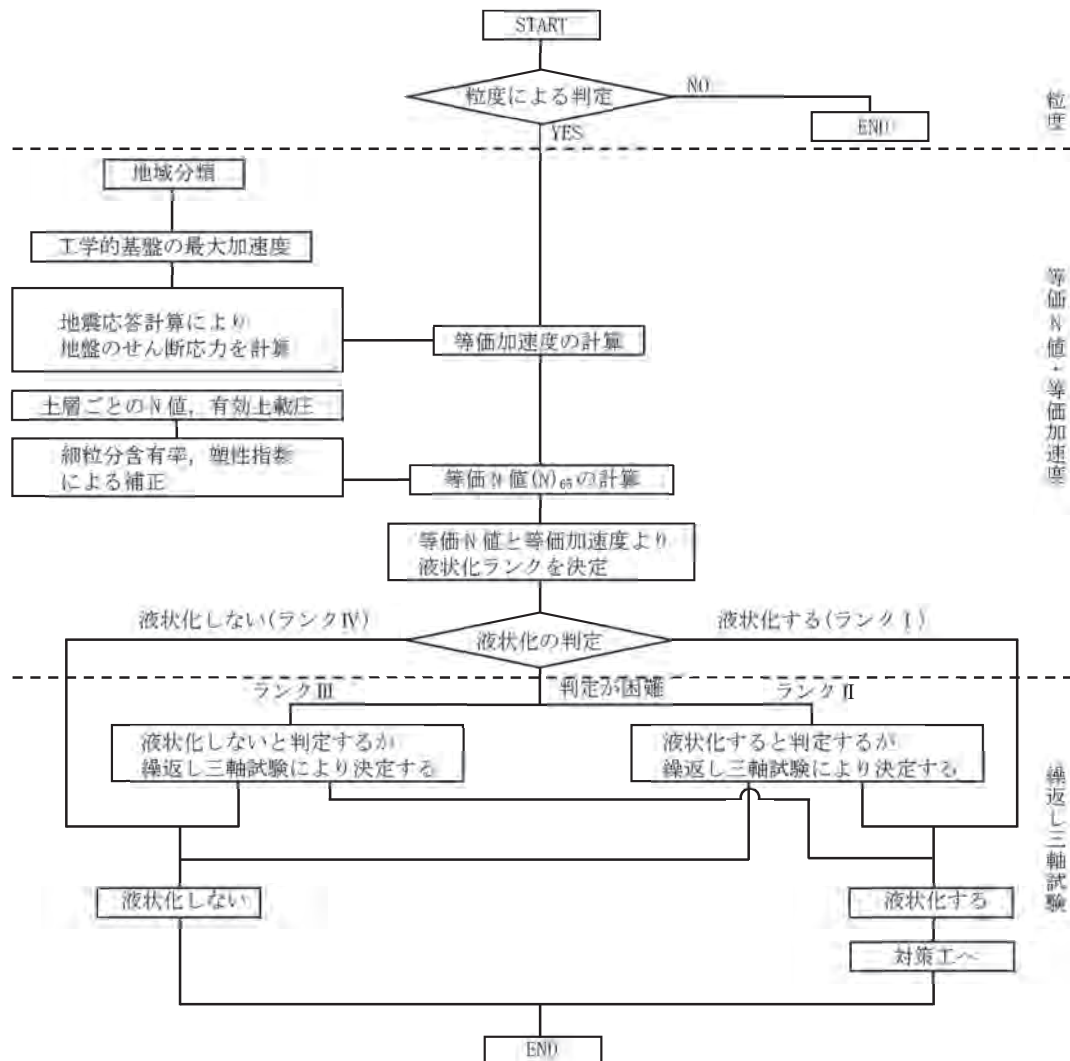


図 2-12-2 漁港構造物の液状化予測・判定フローチャート

12.2.2 液状化予測・判定手法

液状化予測・判定手法は、以下の（１）及び（２）によることが望ましい。

（１） 粒度による判定

図 2-12-3 を用いて土の分類を行う。図 2-12-3 は均等係数の大小に応じて使いわけ。均等係数の大小は $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ を目安とし、 $U_c < 3.5$ の場合は図 2-12-3(a)を、 $U_c \geq 3.5$ の場合は図 2-12-3(b)を適用する。ここで、 U_c は均等係数、 D_{60} は 60% 径、 D_{10} は有効径（10% 径）である。

「液状化の可能性あり」の範囲以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、分類が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が必要である。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⁴⁾。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⁵⁾。

図 2-12-3 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 値と等価加速度を用いた判定を行う。

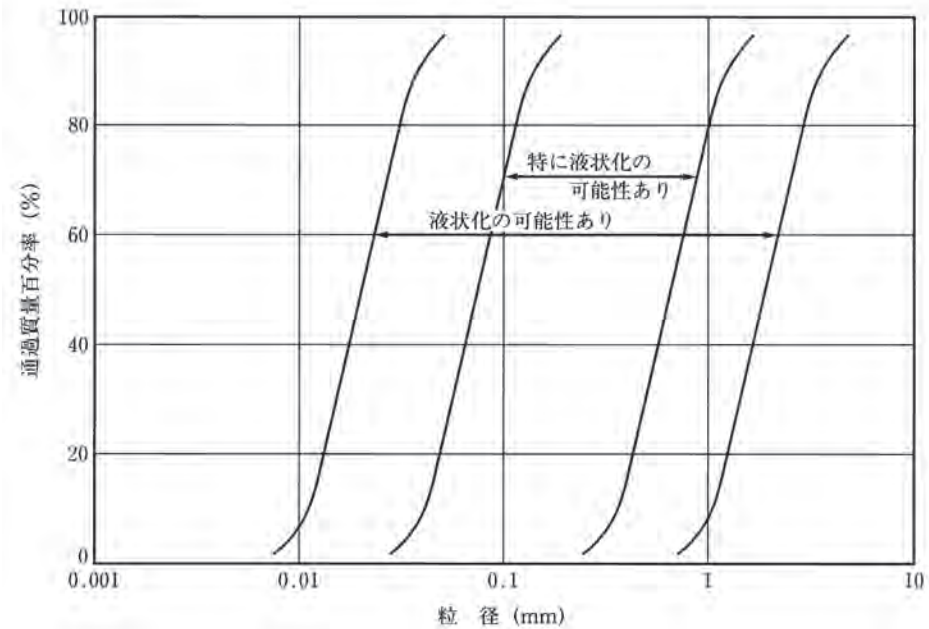


図 2-12-3(a) 液状化の可能性のある土の粒度 ($U_c < 3.5$)

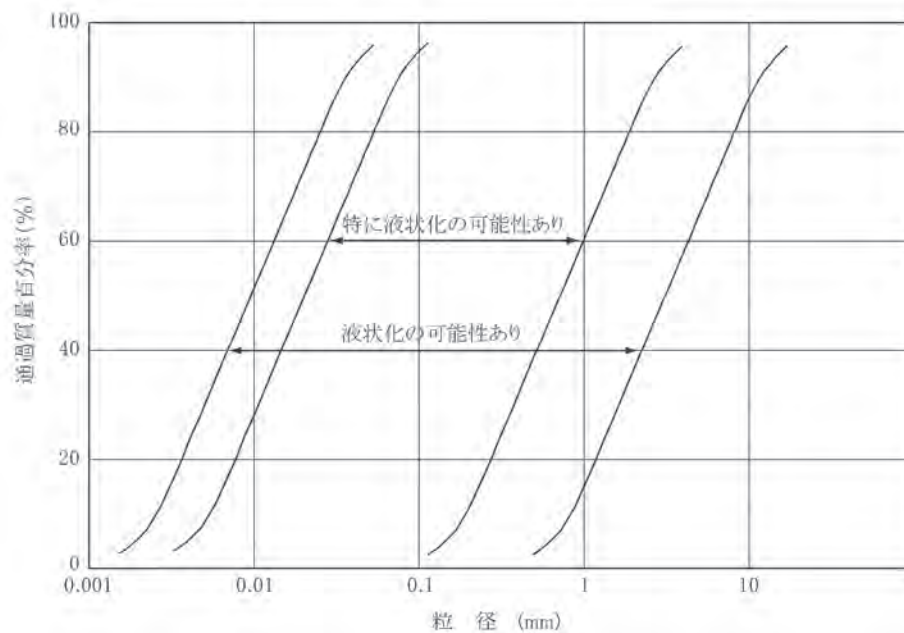


図 2-12-3(b) 液状化の可能性のある土の粒度 ($U_c \geq 3.5$)

(2) 等価N値及び等価加速度による判定

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。

a) 等価 N 値の算定方法

等価 N 値とは、各土層の N 値を有効上載圧 65kN/m^2 の場合の同一の相対密度の土層の N 値に換算したもので、次式により求める。（細粒分の比率が大きい場合は補正が必要となるので後述する。）

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1} \dots\dots\dots \text{(式 2-12-1)}$$

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ことに注意する。)

ただし、上式の適用範囲は、 $2 \leq (N)_{65} \leq 40$ 、 $0 \leq \sigma_v' \leq 300\text{kN/m}^2$ である。

図 2-12-4 に式 2-12-1 の関係を示す。

細粒分（粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の成分）を 5%以上含むものについては、図 2-12-5、及び下記に示すように等価 N 値の補正を行うものとする。

ア) 細粒分含有率が 15%未満

式 2-12-1 で得られた等価 N 値を図 2-12-6 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

i) 塑性指数 $I_p < 10$ 、又は塑性指数が得られない場合

式 2-12-1 で得られた等価 N 値を細粒分による補正係数 0.5 で除した値を等価 N 値として用いる。

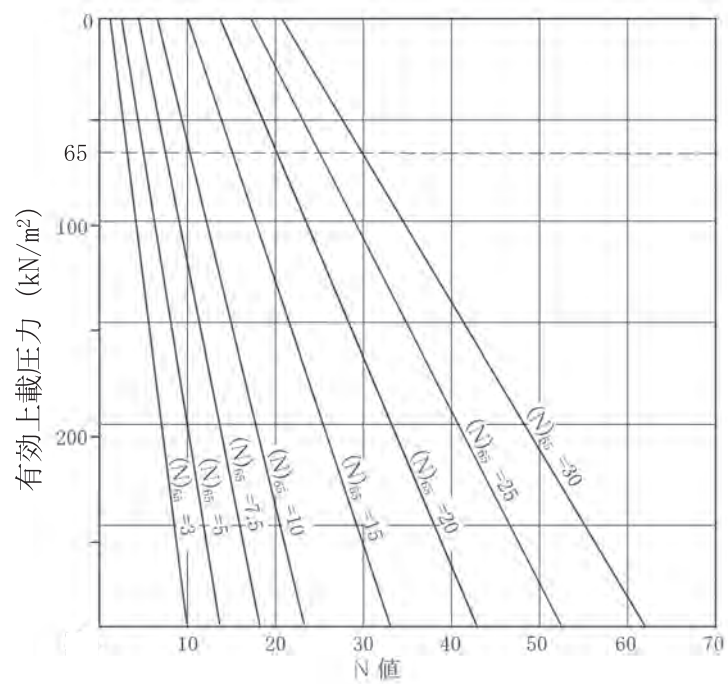


図 2-12-4 等価N値算定用チャート

(直線は、相対密度などが一定の場合のN値と有効上載圧力の関係を表す)

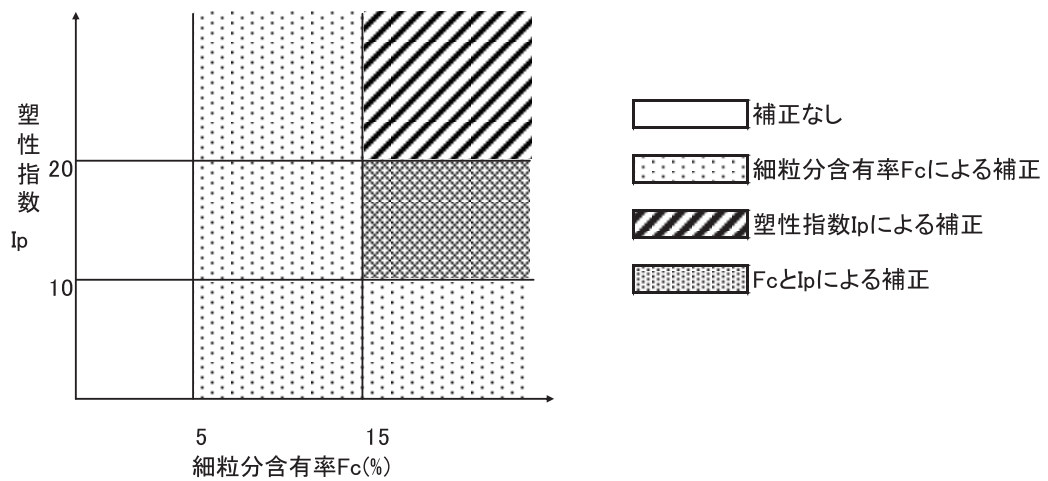


図 2-12-5 N値の補正方法と細粒分含有率及び塑性指数の関係

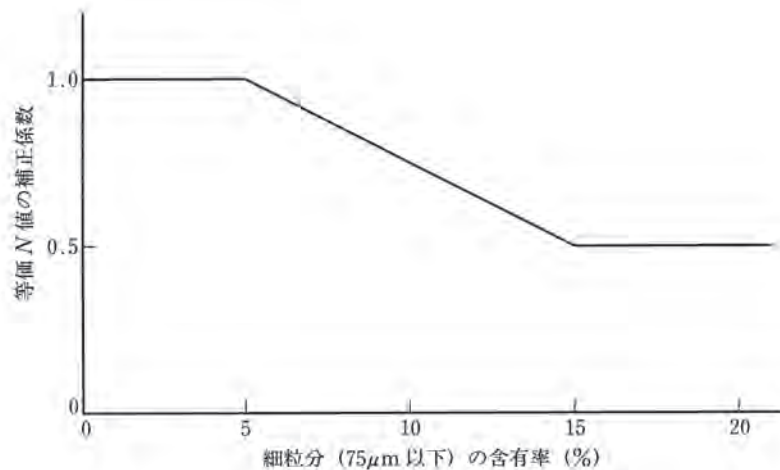


図 2-12-6 細粒分に応じた等価N値の補正係数

ii) $I_p \geq 20$ の場合

式 2-12-1 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 2-12-2 による加算補正を行う。

そして、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。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10) \dots\dots\dots (式 2-12-2)$$

iii) $10 \leq I_p < 20$ の場合

土層から得られた N 値そのものに塑性指数による加算補正 (式 2-12-2) を行い、これを等価 N 値として図 2-12-9 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 2-12-1 で得られた等価 N 値を細粒分による補正係数 0.5 で除した値を等価 N 値とし図 2-12-9 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。

b) 等価加速度の算定方法 (地震応答計算)

等価加速度は、対象地震によって液状化対象層内に発生する最大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、地震基盤、工学的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応力等を求めるには、図 2-12-7 に示す手順にしたがって、検討地点の工学的基盤に地震動を設定し、それを入力として、表層地盤の地震応答計算を行って求めるのが望ましい。

ここで工学的基盤とは、岩盤若しくはその土層以深は N 値 50 以上の砂質土層、一軸圧縮強さ (q_u 値) が 650 kN/m^2 以上の粘土層、あるいはせん断波速度が 300 m/s 以上の土層 (ただし、その地層以深でせん断波速度が 300 m/s 以下の地層がないこと) をいう。表層地盤とは工学的基盤より上方の地盤をいう。

地盤の地震応答計算にあたっては、必要な精度で、かつ少ない労力と時間により地中のせん断応力を算出できる手法を選定し、土質データに基づき、表層地盤を適切にモデル化して行う。

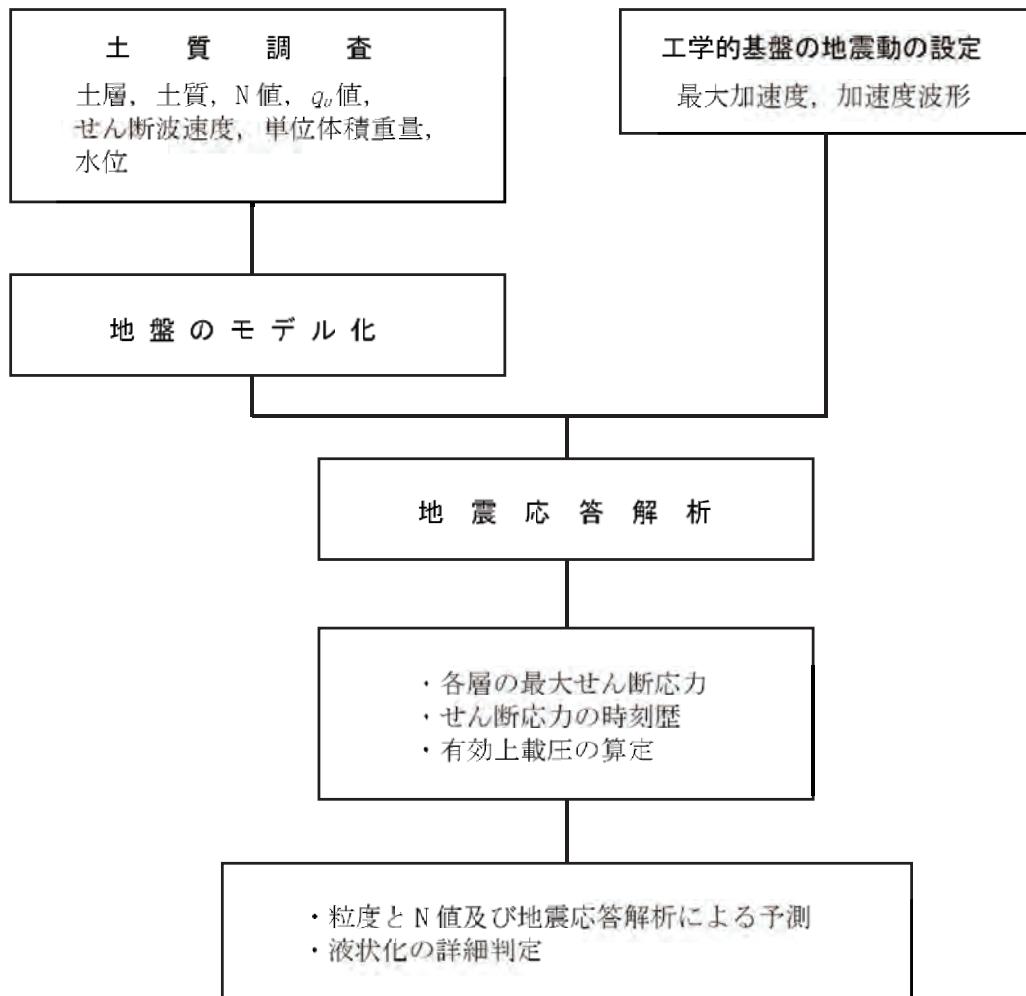


図 2-12-7 地中応力の算定手順

ア) 工学的基盤における地震動

レベル1地震動、又は発生頻度の高い津波を生じさせる地震による地震動に対する液状化予測・判定において、地盤の地震応答計算の入力として用いる工学的基盤における地震動は、「第2編第11章 地震力」により算出できる。

モデル波形を使用する場合は、液状化予測・判定に使用する加速度波形は SMAC 型地震計の記録に相当するものを使用するのがよい。

また、係船岸の耐震性能の照査において設計水平震度を表 2-11-1 に基づいて決める場合は、液状化判定用の工学的基盤最大加速度も同表の値を用いるのがよい。

イ) 地盤の地震応答計算法

地震動の振幅や波形は、震源から地表に到達するまでに変化する。特に、比較的軟弱で土層構成が複雑な表層地盤中を伝播する間の変化が著しい。すなわち、地震時に表層地盤中に発生する加速度や応力は複雑に変化しているわけであり、液状化の検討にあたってはこの点を十分に考慮できる解析法を用いることを原則とする。

ここでは、一次元の等価線形重複反射モデルにより、地盤の地震応答計算を行うことを標

準とする。液状化の検討においては、一次元等価線形重複反射モデルによる計算プログラムとして Schnabel らにより開発された「SHAKE」⁶⁾を用いることが望ましい。

ウ) 地盤のモデル化

地震応答計算を行うにあたっては、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、検定地点の工学的基盤以浅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) 地盤応答解析結果による液状化の予測・判定

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、式 2-12-3～式 2-12-7 により各土層の等価加速度の算定を行う⁷⁾。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} \times g \times \frac{1}{c_\alpha} \dots\dots\dots (式 2-12-3)$$

$$c_\alpha = 5^{-d_1} \times n_{ef}^{d_1} \dots\dots\dots (式 2-12-4)$$

$$d_1 = 0.2 - 0.7 \times D_r : \left(D_r \geq \frac{0.2}{0.7} \right) \dots\dots\dots (式 2-12-5)$$

$$d_1 = 0 : \left(D_r < \frac{0.2}{0.7} \right) \dots\dots\dots (式 2-12-6)$$

$$D_r = 0.16 \times \sqrt{\frac{170 \times N}{70 + \sigma_v'}} \dots\dots\dots (式 2-12-7)$$

α_{eq} : 等価加速度(Gal)

τ_{max} : 最大せん断応力(kN/m²)

g : 重力加速度(Gal)

c_α : 波形補正係数。「第 2 編 12.2.2 液状化予測・判定手法 (2)等価 N 値及び等価加速度による判定 a)等価 N 値の算定方法」において塑性指数による N 値の補正を行い液状化の予測・判定を行う場合には、式 2-12-4 に $d_1 = -0.3$ を代入して c_α を求める。

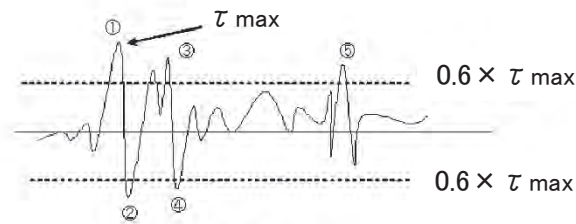
d_1 : 式 2-12-4 のべき指数

n_{ef} : 有効波数。図 2-12-8 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

D_r : 相対密度。式 2-12-7 を用いて N 値と N 値計測時の有効上載圧から求めてよい。ただし、 $D_r \leq 1.0$ 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ことに注意する。)



この場合： $n_{ef} = 5/2 = 2.5$

図 2-12-8 有効波数 n_{ef} の定義

c) 液状化の判定方法

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 2-12-9 のどの範囲に位置するかを調べ、表 2-12-1 によって判定することを標準とする。

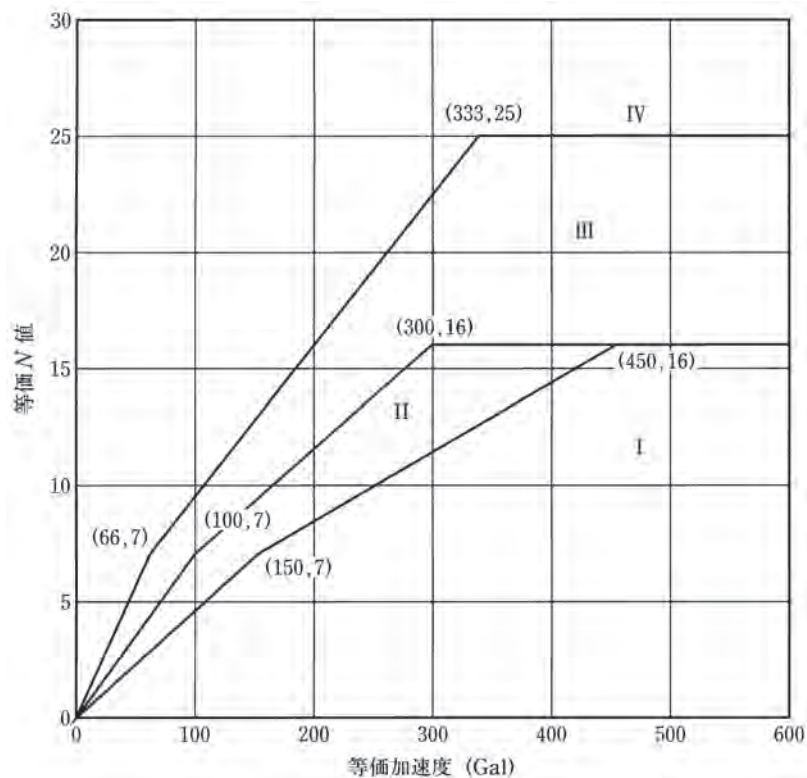


図 2-12-9 液状化予測のための等価 N 値と等価加速度の関係

以上の各土層についての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し、噴砂、噴水、沈下等の生ず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 2-12-2 を参考として判断してもよい。

表 2-12-1 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

範囲	粒度とN値による液状化の予測	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か、繰返し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か、繰返し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。

表 2-12-2 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

	地盤全体としての液状化の判定	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が 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繰返し三軸試験により判定すべき土層の厚さの合計が 2.5m 未満。
③	繰返し三軸試験を行って判定する。	上記のいずれにも該当しない場合。

12.2.3 繰返し三軸試験による判定

粒度と等価 N 値・等価加速度によって地盤が液状化するか否かを予測した結果、液状化の有無が判定できない場合には、乱れの少ない試料の繰返し三軸試験を実施し、地震時の地中のせん断応力と地盤の液状化に対する強度を比較することにより、地盤の液状化の有無を予測・判定することを原則とする。手順を図 2-12-10 に示す。

予測は、①乱れの少ない試料の繰返し三軸試験を行い、繰返し強さ応力比を決定する、②地震応答計算により地盤内で生ずる繰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、原位置での繰返しせん断応力比 L （又は、最大せん断応力比 L_{max} ）と繰返し強さ応力比 R （又は、最大繰返し強さ応力比 R_{max} ）を求め、式 2-12-8（又は、式 2-12-9）により、液状化安全率 F_L を求める、という手順で行われる。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (式 2-12-8)$$

$$F_L = \frac{R_{max}}{L_{max}} \dots\dots\dots (式 2-12-9)$$

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照査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。Seed⁸⁾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て、 R 、 R_{max} 、 L 、 L_{max} の算定法に修正が加えられている。

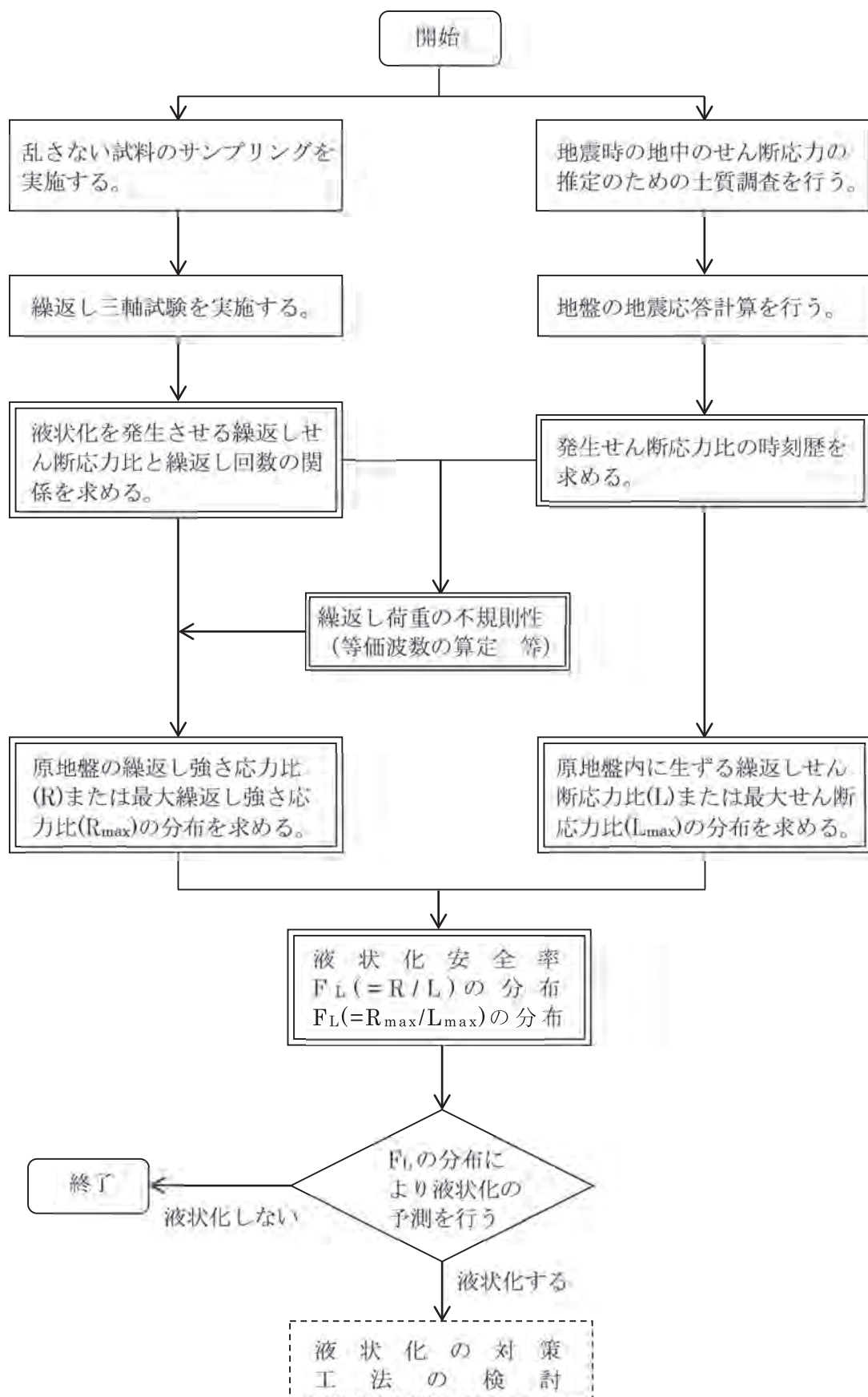


図 2-12-10 繰返し三軸試験結果による液状化の予測・判定のフロー

a) 繰返し強さ応力比の算定

繰返し強さ応力比は、繰返し三軸試験により求める。繰返し三軸試験の結果は、図 2-12-11 に示すように、応力比 R_0 —液状化を発生させるせん断応力の繰返し回数 N_0 関係として整理する。

液状化の予測・判定に用いる繰返し強さ応力比 R は、繰返し三軸試験により得られる応力比 R_0 に補正を行って求める。

すなわち多方向せん断に関する低減率として 0.9、異方応力状態に対する補正として $(1+2K_0)/3$ を乗じ、式 2-12-10 により求めることができる。

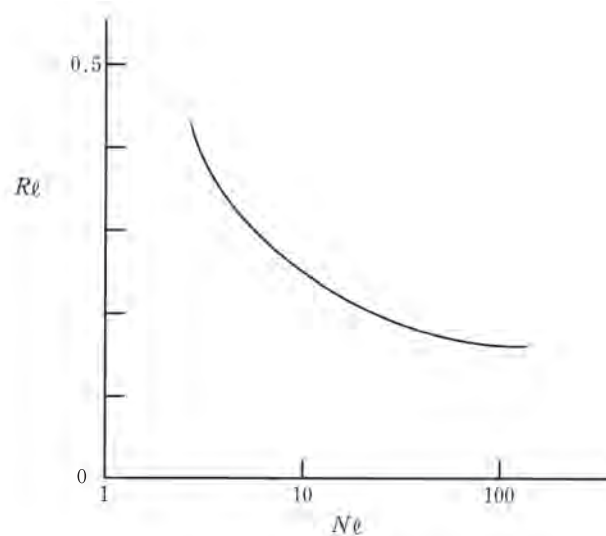


図 2-12-11 液状化強度曲線

$$R = \frac{0.9(1+2K_0)}{3} R_0 \dots\dots\dots (式 2-12-10)$$

ここに、

K_0 : 静止土圧係数 (通常 0.5 としてよい)

R_0 : 繰返し強さ応力比 (繰返し波数 N_0 で液状化を生ずるのに要する繰返しせん断応力 τ_0 を有効拘束圧 σ'_c で除した値 τ_0/σ'_c)

b) 繰返しせん断応力比の算定

検討対象地盤の各深度における繰返しせん断応力 τ_d を、地盤の地震応答計算によって求める。

各深度の最大繰返しせん断応力 $(\tau_d)_{\max}$ と、その深度における有効上載圧力 σ'_v から、各深度の最大繰返しせん断応力比 $L_{\max}$ を式 2-12-11 により算定する。

$$L_{\max} = \frac{(\tau_d)_{\max}}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (式 2-12-11)$$

次に、荷重の不規則性に対する補正を行う。まず、最大値が $(\tau_d)_{\max}$ の不規則波形のせん断応力時刻歴を、一様振幅 τ_e の正弦波とみなすことを考える。式 2-12-12 により τ_e を設定し、一様な振幅のせん断応力比 L を算定する。

$$L = \frac{\tau_e}{\sigma_v'} = 0.65 L_{\max} \dots\dots\dots (式 2-12-12)$$

次に、最大値が $(\tau_d)_{\max}$ の不規則波形のせん断応力時刻歴を、一様振幅 τ_e の正弦波とみなしたときの等価波数 N_{eq} を以下のとおり決定する。

等価波数 N_{eq} の算定には、既に求めた繰返し強さ応力比 R と波数 N_0 の関係 (図 2-12-12) を用いる。

まず、地盤の地震応答計算によるせん断応力で、振幅が τ_i である波の数を N_i とし、 τ_i/σ_v' をせん断応力比としたときに液状化が生ずるのに要する繰返し波数を N_{if} とする。 N_i として半波 (1 波の半分) を示すときは 0.5 を用いる。また τ_e/σ_v' をせん断応力比としたときに液状化が生ずるのに要する繰返し波数を N_{ef} とすると、 $R-N_0$ 曲線を用いて τ_i/σ_v' から N_{if} を、 τ_e/σ_v' から N_{ef} を求めることができる。そこで、式 2-12-13 により等価波数を求める。

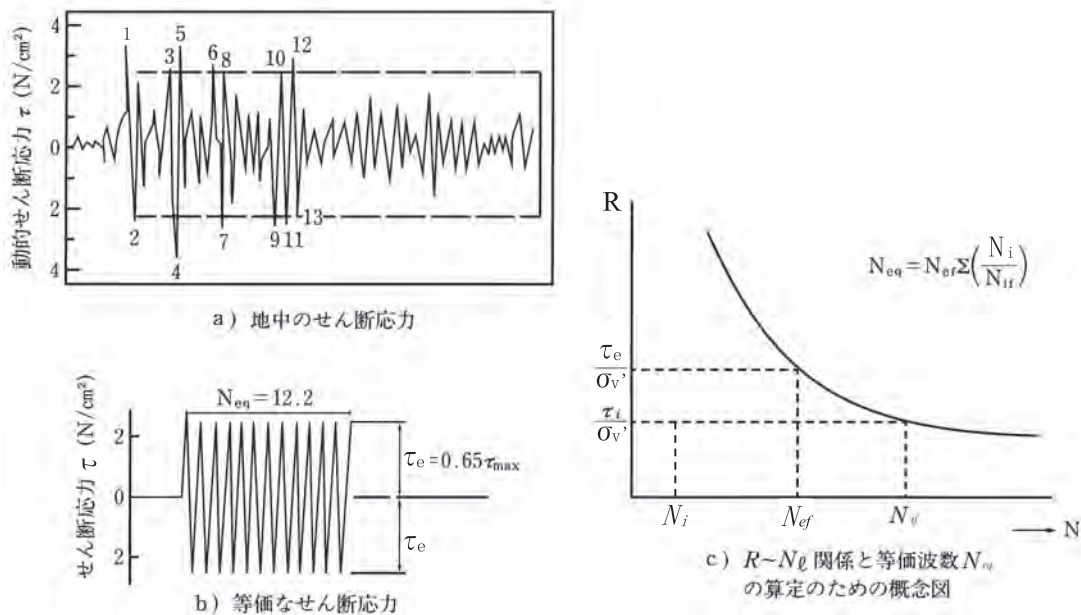


図 2-12-12 等価波数 N_{eq} の計算

$$N_{eq} = N_{ef} \sum \frac{N_i}{N_{if}} \dots\dots\dots (式 2-12-13)$$

ここで N_i/N_{if} は振幅 τ_i のせん断応力が N_i 回働いたときの液状化に寄与する程度を表すものである。

c) 液状化に対する安全率 F_L の算定

液状化に対する安全率 F_L を以下のようにして求める。

まず、 $R-N_0$ 関係を用いて、 N_{eq} に対する R の値を求め、これを $R(N_{eq})$ とする。この値と L とから式 2-12-14 より F_L を求める。

$$F_L = \frac{R(N_{eq})}{L} \dots\dots\dots (式 2-12-14)$$

d) 液状化の判定

各土層の液状化の有無の判定は、式 2-12-14 で与えられる安全率 F_L を用いて以下のように行う。

- ・ $F_L \geq 1.0$ のとき液状化しないと判定する。
- ・ $F_L < 1.0$ のとき液状化すると判定する。

土層の一部が液状化すると判定された場合にも層が薄い場合には土層全体の安定に影響を及ぼさないと考えられる。

したがって、地盤全体としての液状化の判定は各土層についての判定に基づ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、以下を参考としてよい。

- ・ $F_L < 1.0$ の層と粒度・ N 値法で液状化すると判断される層の合計が 2.5m 以上あるとき液状化すると判定する。
- ・ $F_L < 1.0$ の層と粒度・ N 値法で液状化すると判断される層の合計が 2.5m 未満のとき液状化しないと判定する。

12.3 液状化層のせん断強度

液状化時を対象とした性能照査においては、液状化した地盤のせん断強度をゼロとして取り扱うことを標準とする。

種々ある設計基準図書の中には、液状化した地盤の強度を一律にゼロとはせず低減させて扱っているものもある⁹⁾。しかし、図書によって液状化の判定基準が異なっている（判定に用いる数式や図表が異なっている）ことと、対象構造物の違いを考慮すると、それらの図書から地盤強度の取扱いを引用することには注意を要する。

なお、液状化した地盤のせん断強度をゼロとして取り扱うことは、過剰間隙水圧の上昇を考慮できる有効応力解析（FLIP 等）においてせん断強度を強制的にゼロとして解析するよう求めているものではない。

12.4 液状化対策の改良範囲

液状化対策の検討を行う場合には、まず対策工法の原理と効果、地盤条件、施工条件、経済性などの観点から数種類の対策工法を選定する。次に選定した対策工法ごとに改良仕様（改良率、目標強度など）、改良範囲を検討し、最終的に経済性、施工性、周辺に与える影響、信頼性などを比較検討のうえ最適工法を決定する。

ここでは、液状化対策の改良範囲の検討方法について述べており、対策工法ごとに決まる改良仕様については、「第4編第6章 軟弱地盤対策工法」に示している。

改良範囲は、解析結果をもとに、設計対象施設における照査対象の変位及び応力が許容範囲内に収まるように決定することを標準とする。

12.4.1 耐震性能の照査と液状化対策の関係

過去の地震対策が施された施設の事例などから、地震中に働く地震時慣性力と、地震に起因する過剰間隙水圧発生に伴う地盤の強度低下は同時に起こらないものとする。そのため、液状化対策を施す構造物の検討は、表 2-12-3 の 2 つの時期について検討を行い、双方に対する安定を満たすよう照査

を行うことを原則とする。

本項では以下、「地震後」に対する検討について、地盤改良の施工範囲を中心に述べる。基本的には、過剰間隙水圧を考慮したうえで常時に対する性能照査を行うこととなり、特記した事項以外は、「本書」の各工種の記載に従うことを原則とする。

一方「地震中」の検討についても別途、「本書」の各工種の章、及び「第2編第11章 地震力」の記載に従い、適切に行うことを原則とする。

なお、本項で述べる改良範囲の設定は、液状化に対する観点からのものである。液状化対策工法には、地盤の強度増加による地震動への抵抗の効果も併せ持つものが多いが、双方の効果を期待する場合、地震中と地震後両方に対して改良範囲に不足のないよう決定することが望ましい。

表 2-12-3 地震中と地震後の検討内容の比較

	考慮する外力	考慮する崩壊面	損 傷 域
地震中	地震中に作用する慣性力	地震時主働及び受働崩壊面	考慮しない。
地震後	地震によって発生する過剰間隙水圧	常時主働及び受働崩壊面	過剰間隙水圧にともなう損傷域を考慮する。

12.4.2 液状化対策の検討時に用いる過剰間隙水圧比

液状化対策の検討手順は、工法ごとの解説書を参照されたいが、その過程で必要に応じて図 2-12-9 に示す等価 N 値と等価加速度の液状化予測の関係や、式 2-12-1 などに示す等価 N 値と N 値の関係を適宜用いることができる。改良地盤が図 2-12-9 のⅢ又はⅣの領域にプロットされた場合は、液状化に対して安全とみなすことができる。

液状化対策の検討に先立ち、クリアすべき基準として過剰間隙水圧比の許容値を決めておく場合が多いが、先述のとおり 0.5 という値をひとつの目安とし、安全を見込んで 0.3 程度とすることも多い¹⁰⁾。なお、過剰間隙水圧比 r_u を、液状化安全率 F_L を用いて算定する方法も以下のとおり提案されている¹¹⁾。

$F_L \geq 1$ の場合、

$$r_u (= \frac{\Delta u}{\sigma'_v}) = F_L^{-7} \dots\dots\dots (式 2-12-15)$$

$F_L < 1$ の場合、

$$r_u = 1 \dots\dots\dots (式 2-12-16)$$

ここで、 r_u は地震時に発生する過剰間隙水圧 Δu と有効上載圧 σ'_v との関係より、次式の形で表現される。

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (式 2-12-17)$$

なお、 F_L は締固めにより地盤改良した場合は深さ方向にはほぼ同じと考えて地盤内の平均的な値を用いてもよい。また、非改良地盤の液状化安全率 F_L の求め方として、先述した繰返し三軸試験による方法のほか、 F_L 法による方法もある¹²⁾。

12.4.3 締固め工法の地盤改良範囲を決定時に考慮すべき損傷域の範囲

ここでは、代表的な液状化対策工法である締固め工法の地盤改良範囲を決定する際に考慮すべき損傷域の考え方について以下に示す。

図 2-12-13 に示すように、締固めにより改良された地盤と隣接する非改良地盤の境界には、非改良地盤の液状化に伴って、過剰間隙水圧が伝播する。その影響は密な飽和砂の変形特性が関係してきわめて複雑であるが、工学的に単純化して次のように考えることができる¹³⁾。

過剰間隙水圧比 $r_u < 0.5$ の場合は、既往の研究によれば発生するひずみが小さいことから、照査上は過剰間隙水圧の影響を考慮する必要はないと考えられる。

一方 $r_u > 0.5$ の場合、地盤のひずみは大きく、照査において過剰間隙水圧の影響を考慮する必要があると考えられる。

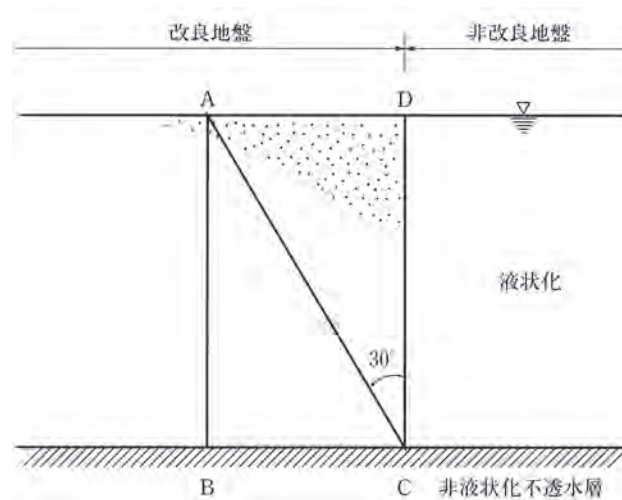


図 2-12-13 改良地盤が軟化する範囲¹⁴⁾

照査については、以下の①～④によることを原則とする。

- ① いま改良範囲の端部に着目すると、図 2-12-13 における四角形 ABCD の部分は、概ね、 $r_u > 0.5$ の範囲にあることが振動台実験及び浸透流解析により確かめられている。照査に際してはこの範囲の安定性低下を考慮する。以下の説明で四角形 ABCD に相当する部分は過剰間隙水圧による損傷域とよび、対策範囲に含めて考える。ただし、非液状化地盤との境界に浸透を遮断するためのドレーンないし不透水性のシートやゾーンを設けた場合、又は、改良された地盤の不透水性により改良地盤内への過剰間隙水圧の伝播を考慮しなくてもよい場合は、四角形 ABCD に相当する範囲を改良範囲として含めなくてもよい。
- ② また、特に同図における三角形 ACD の部分は、液状化したものとして取り扱うのが妥当と考えられている。
- ③ 一方、非改良地盤については、液状化した場合のせん断強度は、照査上ゼロと考える。三角形 ACD の部分も液状化したとして扱い、せん断強度はゼロと考える。
- ④ また、改良された地盤においても、一般に地震動により過剰間隙水圧が発生し、せん断抵抗が減少するので、性能照査の際にこのことを考慮する。

12.4.4 液状化対策としての地盤改良範囲の決定

液状化対策を目的とした地盤改良の範囲の決定方法については、以下の(1)～(4)によることができる。

本項では、各種施設を対象に、締固め工法を採用した場合を仮定し、損傷域が発生するものとして述べる。固結工法やドレーン工法など改良工法によっては損傷域を考慮する必要のない場合もあり、ここで述べる対策範囲から損傷域を除いて考えればよい。なお、地震時の慣性力に対する検討は別途必要である。

また、耐震強化岸壁の性能照査法を、液状化と地震動の双方に配慮して記述した文献もある¹⁵⁾。

(1) 地盤改良範囲の基本方針

地盤は広い範囲にわたり液状化する場合であっても、地盤改良範囲は、平面的には構造物の安定性を支配する範囲に限定する。

また、深さ方向については、液状化すると予測される最深部まで改良することが標準的である。

(2) 重力式岸壁

① 重力式岸壁で、岸壁背後のみが対策を必要とする場合

岸壁背後には主働土圧、残留水圧と地震により発生した過剰間隙水圧を考慮して性能照査を行う。地盤改良の範囲は、常時主働崩壊面が地下水面と交わる点から 30° の傾きをもって外側に引いた直線が液状化層の底面に交わる範囲までとすることが望ましい。また、対策範囲においても、一般に過剰間隙水圧が発生するので、常時主働崩壊面でのせん断抵抗はこの過剰間隙水圧分を差し引いた有効垂直応力に対して計算することが望ましい。

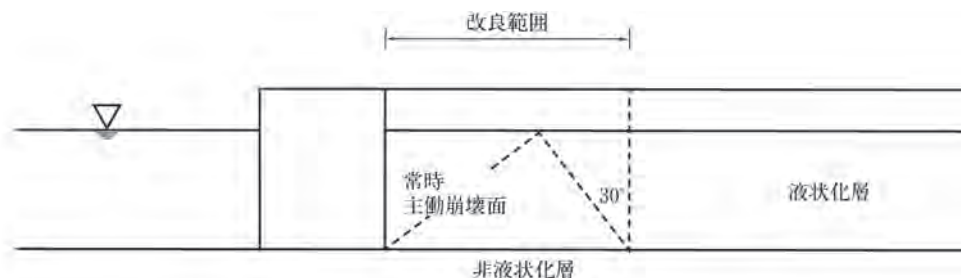


図 2-12-14 必要な改良範囲（重力式岸壁で岸壁背後のみが対策を必要とする場合）

② 重力式岸壁で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

重力式岸壁で、基礎地盤が液状化する場合の地盤改良範囲の決定にあたっては、その挙動が複雑であるため二次元地震応答解析を実施して決定することを基本とする。ただし、二次元地震応答解析が実施できない場合には、下記のような手法で決定してもよい。

壁体背面には主働土圧、残留水圧のほかに地震による過剰間隙水圧を考慮するとともに、地盤のせん断抵抗の低減を考慮し、壁体のすべり出し、転倒、支持力、円弧すべり及び沈下量の検討を行う。円弧すべりの計算は、重力式岸壁と地盤を対象に、式 2-12-18 に示す方法で地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮して行い、最小安全率が 1.0 以上となるように対策範囲を決め、さらにその両側には損傷域も付加する。

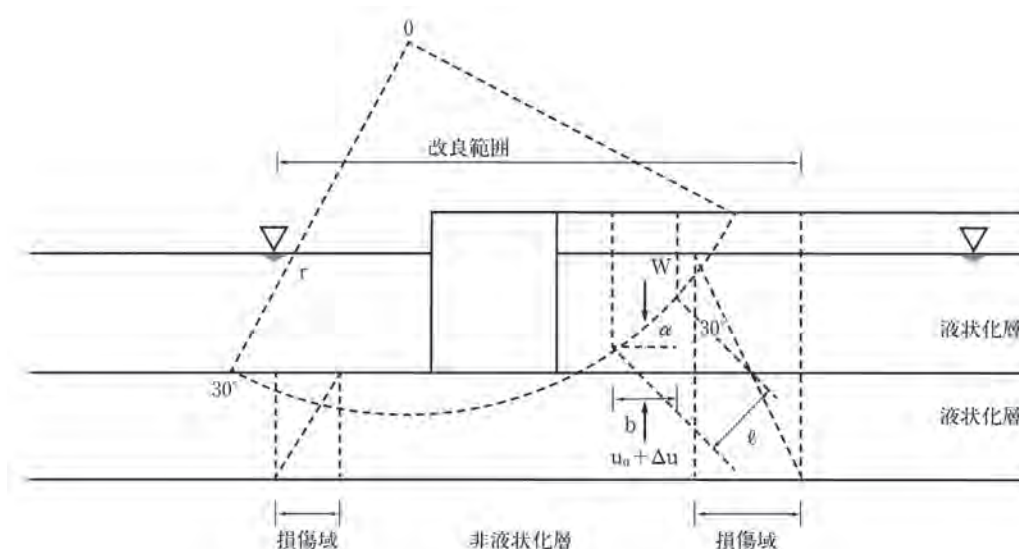


図 2-12-15 液状化時の円弧すべり計算（重力式岸壁）

$$F = \frac{\sum \{c' \ell + (W - u b - \Delta u b) \cos \alpha \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (式 2-12-18)$$

ここに、

F ：すべりに対する安全率

c, ϕ ：有効応力に関する土の粘着力（ kN/m^2 ）及びせん断抵抗角（ $^\circ$ ）

ℓ ：分割片の底辺長（ m ）

b ：分割片の幅（ m ）

W ：各分割片の全重力（ kN/m ）

u ：常時地下水位によって発生する間隙水圧（ kN/m^2 ）

α ：各分割片のすべり面と水平とのなす角（ $^\circ$ ）

Δu ：地震動によって発生する間隙水圧（ kN/m^2 ）

(3) 矢板式岸壁

地震後の矢板の曲げモーメント、及びタイ材の張力の算定においては、岸壁背後からは主働土圧、残留水圧のほかに、過剰間隙水圧が矢板の海底面より上の部分に働くとして検討を行う。

以下に、控え直杭の場合、控え版の場合、及び控え組杭の場合について、各々の対策範囲決定法を述べるが、いずれも基本的な考え方は同一である。

① 控え直杭で、岸壁背後のみが対策を必要とする場合

このケースでは、控え直杭の位置が地震時崩壊面で決まる。したがって、地盤の対策は決定された控え直杭を過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行うことが望ましい。したがって、控え直杭の背後の損傷域までを改良範囲とする。

また、地震後の矢板背面に働く圧力として主働土圧、残留水圧のほかに、過剰間隙水圧を矢板の海底面より上の部分に考慮する。

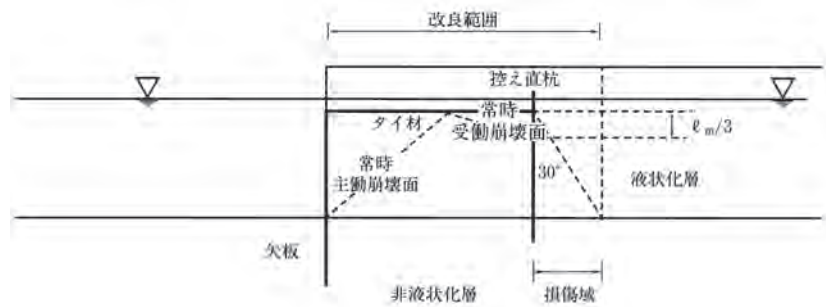


図 2-12-16 必要な改良範囲（控え直杭で岸壁背後のみが対策を必要とする場合）

② 控え直杭で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

控え直杭で、基礎地盤が液化化する場合の地盤改良範囲の決定にあたっては、その挙動が複雑であるため二次元地震応答解析を実施して決定することを標準とする。ただし、二次元地震応答解析が実施できない場合には、下記のような手法で決定してもよい。

矢板の背面に働く圧力として常時主働土圧、残留水圧のほかに過剰間隙水圧が矢板の海底面より上の部分に働くとして、常時に対する性能照査を行う。

また必要に応じて、岸壁と地盤を対象に円弧すべり解析を実施し、最小安全率が 1.0 以上となるようにする。算定方法は式 2-12-18 と同じとしてよい。

円弧すべり解析を行った場合、背後の改良範囲はすべりに対する安定と控え杭の安定の両方を満たすように決める。図 2-12-17 の上は、すべりに対する安定上必要な改良範囲が、控え杭の安定上必要な改良範囲より広く、すべりの方が改良範囲を決めるケースである。

一方、下はその逆で、控え杭の安定の方が改良範囲を決めるケースである。

また矢板前面の改良範囲は、受働崩壊面を包含するよう、図 2-12-17 のように決定するのを標準とするが、すべりに対処するため、それより拡大することもあり、損傷域を考慮することが望ましい。

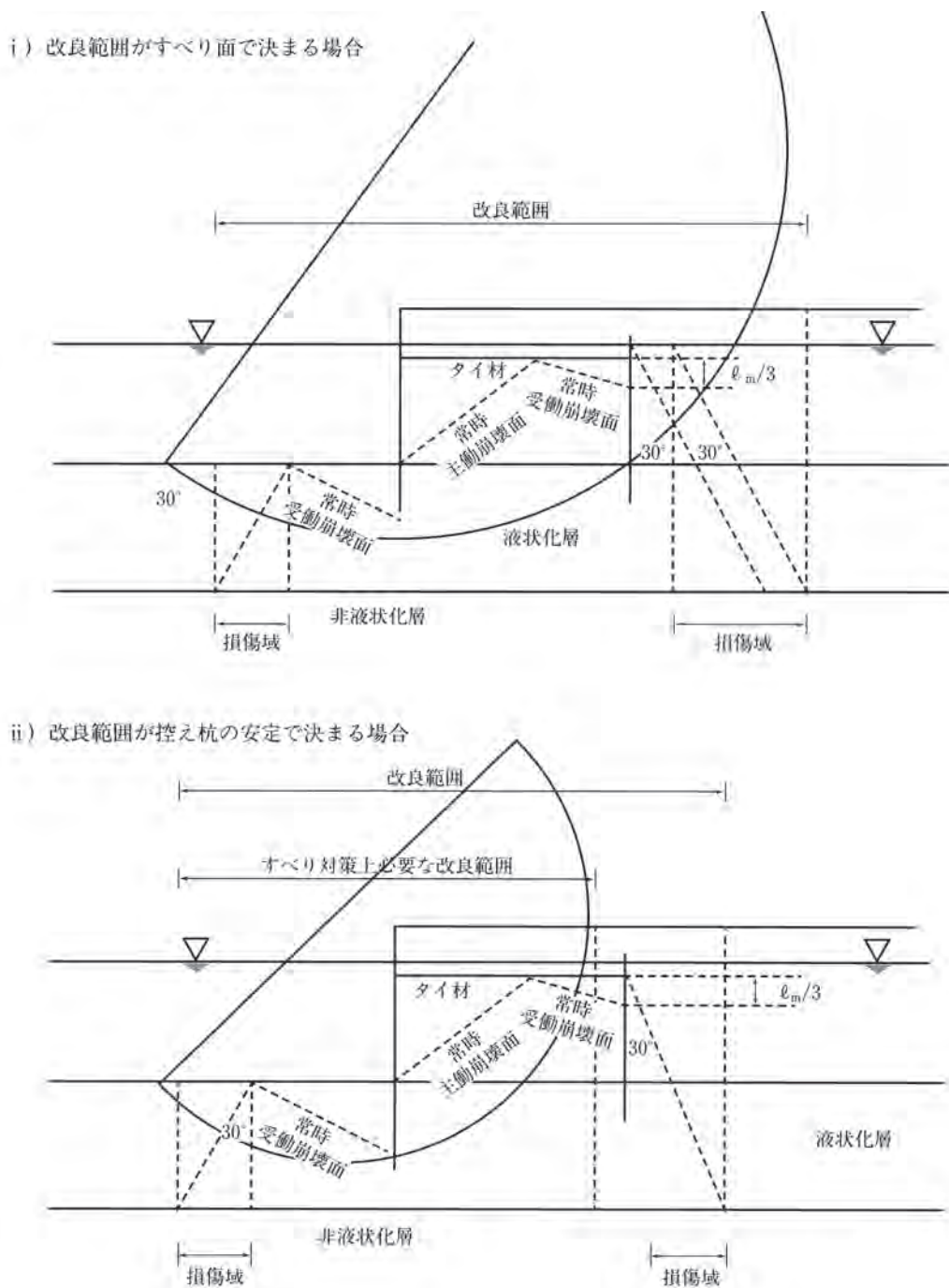


図 2-12-17 必要な改良範囲（控え直杭で基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合）

③ 控え版で、岸壁背後のみが対策を必要とする場合

この場合は、控え版の位置が地震時崩壊面で決まる。したがって、地盤の対策は決定された控え版を過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行うことが望ましい。対策範囲は損傷域を考慮する。

また、この場合も地震後の矢板背面に働く圧力として主働土圧、残留水圧のほかに、過剰間隙水圧を考慮する。

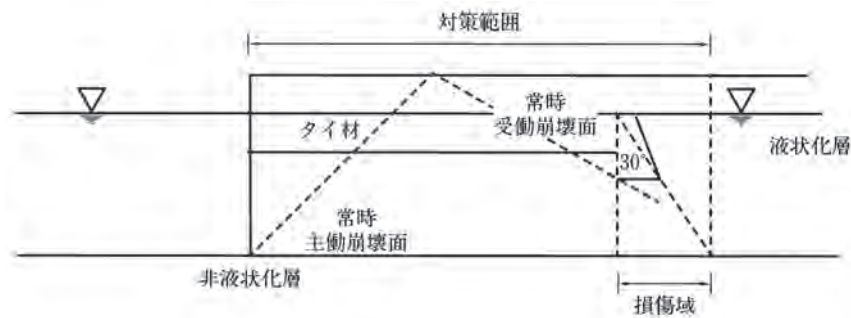


図 2-12-18 必要な改良範囲（控え版で岸壁背後のみが対策を必要とする場合）

④ 控え版で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

控え版で、基礎地盤が液化化する場合の地盤改良範囲の決定にあたっては、その挙動が複雑であるため二次元地震応答解析を実施して決定することを標準とする。ただし、二次元地震応答解析が実施できない場合には、下記のような手法で決定してもよい。

矢板の背面に働く圧力として主働土圧、残留水圧のほかに過剰間隙水圧を考慮する。また、必要に応じて、岸壁と地盤を対象に地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行い、最小安全率が 1.0 以上となるように対策範囲を決定する。なお、算定方法は式 2-12-18 と同じとし、損傷域も考慮する。

⑤ 控え組杭で、岸壁背後のみが対策を必要とする場合

地震後の検討では、矢板背面には主働土圧、残留水圧のほかに、過剰間隙水圧を考慮する。

この場合は、控え組杭の位置が地震時崩壊面で決まる。したがって、地盤の対策は決定された控え組杭を過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行うことが望ましい。なお、控え組杭は、矢板の海底面の位置から引いた地震時主働崩壊面より後の位置とする。

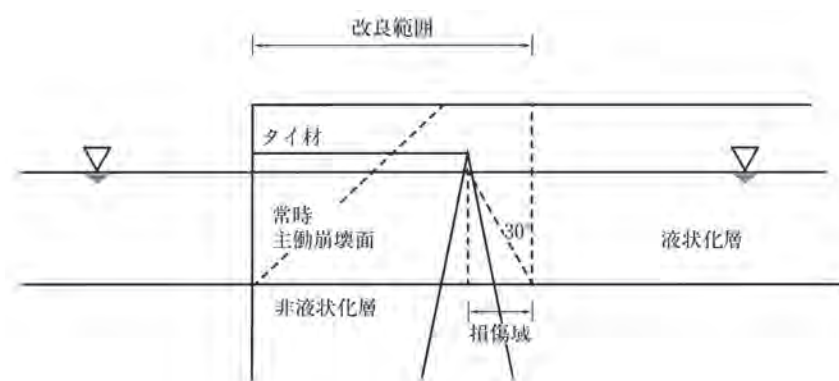


図 2-12-19 必要な改良範囲（控え組杭で岸壁背後のみが対策を必要とする場合）

⑥ 控え組杭で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

控え組杭で、基礎地盤が液化化する場合の地盤改良範囲の決定にあたっては、その挙動が複雑であるため二次元地震応答解析を実施して決定することを標準とする。ただし、二次元地震応答解析が実施できない場合には、下記のような手法で決定してもよい。

矢板の背面に働く圧力としては常時主働土圧、残留水圧のほかに、過剰間隙水圧を考慮する。また、必要に応じて、地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行い、最小安全率が 1.0 以上となるように対策範囲を決定する。なお、算定方法は式 2-12-18 と同じとし、損傷域も考慮する。

(4) 道路

道路の液状化対策範囲は、損傷域を考慮し、図 2-12-20 のように決定する。

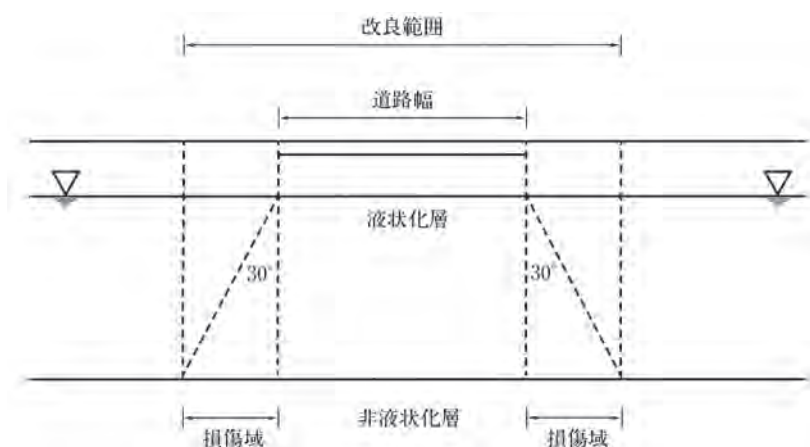


図 2-12-20 道路の液状化対策範囲の決定

(参考文献)

- 1) 液状化対策の調査・設計から施工まで編集委員会：液状化対策の調査－設計から施工まで－，土質工学会（1993），pp.1-7
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（2007），pp.383-389
- 3) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），沿岸開発技術研究センター（1997），pp.33-136
- 4) 山崎浩之・善功企・前田健一・佐渡篤史：N値による液状化の予測判定について，第 32 回地盤工学研究発表会講演集（1997），pp.1059-1060
- 5) 土質工学ハンドブック改訂編集委員会，土質工学会：土質工学ハンドブック，土質工学会（1982），pp.68-70
- 6) Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B. : SHAKE, A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC 72-12, University of California at Berkeley (1972)
- 7) 山崎浩之・江本翔一：地震動波形の影響を考慮した液状化の予測・判定に関する提案：港湾空港技術研究所報告，第 49 巻，第 3 号（2010），pp.79-109
- 8) Seed, H.B., Idriss, I.M. : Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, J. SMFE, ASCE, Vol.97, No.9 (1971), pp.1249-1273
- 9) 例えば，日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善（2012），pp.141-143

- 10) グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法技術資料（1996）， pp.61-62
- 11) 日本道路協会：共同溝設計指針，丸善（1986）
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善（2012）
- 13) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），沿岸開発技術研究センター（1997）， pp.230-233
- 14) 井合進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲，土と基礎，Vol.39, No.2（1991）， pp.35-40
- 15) 大槇正紀・西崎孝之・藤井照久：耐震強化岸壁の設計震度と液状化対策範囲の決定法，水産工学研究所技報，第 21 号（1999）

第 13 章 荷 重

【自重】

自重は、実重量又は材料の単位体積重量をもとに、適切に設定するものとする。

【載荷重】

載荷重は、荷重の種類、量及び設計対象施設の利用状況等を考慮して、適切に設定するものとする。

13.1 考慮すべき荷重

漁港・漁場の施設の照査にあたっては、適切な荷重を考慮することを原則とする。

漁港・漁場の施設では、荷重が構造物の安定に与える影響が大きく、断面決定等の要素となる。考慮すべき荷重として自重及び載荷重がある。

(1) 自重……漁港・漁場の施設自体の重量

(2) 載荷重……載荷重には主に上載荷重と自動車荷重がある。

① 上載荷重……エプロン等に積載される漁具、荷さばき用の機械、器具等による荷重
上屋、倉庫等の施設荷重、積雪による荷重

② 自動車荷重……自動車通行により載荷される動的な荷重

13.2 自重

自重は、実重量又は「第 3 編 1.2 材料の単位体積重量等」により算定した値を用いることを原則とする。実重量とは、実測値や規格品の公称値をいう。

13.3 上載荷重

上載荷重は、荷重の種類、量及び施設の利用方法を考慮して決定することを原則とする。

上載荷重は、地域の実情に応じて設定することが望ましいが、それによりがたい場合は表 2-13-1 の値を用いることができる。また、地震時及び津波時における上載荷重は、常時の 1/2 とすることができる。

表 2-13-1 上載荷重（常時、ただし雪荷重を除く）

区 分	荷重 (kN/m ²)	区 分	荷重 (kN/m ²)
陸 揚 岸 壁	10	物 揚 場	5
出漁準備岸壁	10	護岸・堤防	5
休けい(繫)岸壁	5		

積雪地域の人工地盤等の施設においては、除雪区域や除雪量等を勘案し、必要に応じて雪荷重を考慮することが望ましい。雪荷重については、「道路構造令」、「道路橋示方書・同解説」¹⁾、「建築基準法」に準じてよい。

13.4 自動車荷重

栈橋又は浮体式係船岸等において、保冷車等の自動車通行が考えられる場合、自動車荷重を考慮することを原則とする。

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説」²⁾に規定されている図 2-13-1 を用いることができる。利用実態に即して、小さい自動車荷重を適宜配分してもよい。重力式構造物については、上載荷重と自動車荷重が同等のため一般には考慮する必要はないが、大型車の進入がある場合は考慮する必要がある。

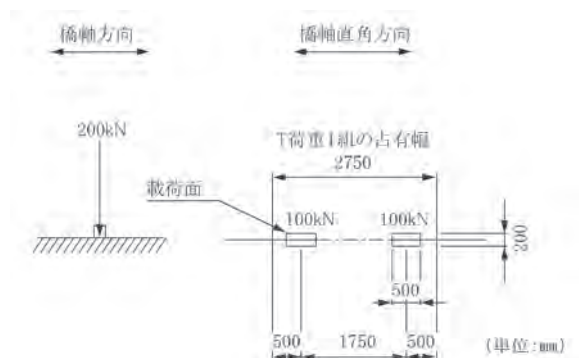


図 2-13-1 T 荷重

(参考文献)

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説－Ⅰ 共通編・Ⅲコンクリート橋編－, 丸善 (2012), pp.67-68
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説－Ⅰ 共通編・Ⅲコンクリート橋編－, 丸善 (2012), pp.18-19

第 14 章 漁 船

【漁船の諸元】

漁港の施設の設計にあたっては、利用状況等を考慮して対象となる漁船等の諸元を適切に設定するものとする。

【漁船による作用】

漁船の接岸エネルギーは、対象漁船の諸元、接岸速度等から、適切に算定するものとする。

また、漁船のけん引力は、漁船の諸元、係留隻数等を考慮して、適切に算定するものとする。

14.1 漁船等の諸元

漁港の施設の照査にあたっては、利用状況等を考慮して対象となる漁船等の諸元を適切に定めることを原則とする。

14.1.1 漁船の諸元

入港漁船の型式、寸法等が不明でその喫水を明確に決定しがたい場合は、表 2-14-1 を参考としてもよい。なお、表 2-14-1 に示す値は全漁業種類の漁船の平均値を示しているので、この表の利用にあたっては留意する必要がある。また、省エネルギー船は、同じトン数でも喫水が大きいので注意が必要である。

表 2-14-1 漁船の諸元

船型 (G.T.)	船の長さ (L)	船の幅 (B)	喫 水	
			最大 (dmax)	最小 (dmin)
1	7.0m	1.8m	1.0m	—m
2	8.0	2.2	1.2	—
3	9.0	2.4	1.4	—
4	10.0	2.6	1.6	—
5	11.0	2.8	1.8	—
10	13.0	3.5	2.0	1.9
20	17.0	4.3	2.2	2.1
30	20.0	4.7	2.5	2.3
40	22.0	5.2	2.7	2.5
50	24.0	5.5	2.9	2.6
100	30.0	6.5	3.7	3.2
150	35.0	7.2	4.2	3.5
200	40.0	7.6	4.6	3.8
300	46.0	8.4	5.2	4.2
400	52.0	8.9	5.6	4.5
500	55.0	9.4	5.9	4.8

14.1.2 遊漁船等の諸元

遊漁船等その他の船舶の諸元は、その漁港における遊漁船利用の実態、周辺地域におけるプレジャーボートの保有状況及び将来の保有動向等を考慮することが望ましい。

ここで、漁港関係で用いる「遊漁船等」とは、漁船以外の船舶で、遊漁船（遊漁兼業漁船以外の遊漁案内漁業船・瀬渡し船・遊漁を主たる目的としたモーターボートなどのマイボート）、プレジャーボート等をいう。また、プレジャーボートとは、ヨット、モーターボート等遊漁、観光以外の海洋レジャーに使用する船舶のことをいう。遊漁船等について諸元が明らかでない場合は、表 2-14-1 及び表 2-14-2¹⁾を参考に決定してもよい。

表 2-14-2 プレジャーボートの諸元

種 類	船の長さ (m)	船の幅 (m)	喫水 (m)	質量(重量) (t(kN))
クルーザー ヨット	7.0	2.8	1.5	2.3 (23)
	7.5	2.9	1.6	2.6 (25)
	8.0	3.0	1.6	2.9 (28)
	8.5	3.1	1.7	3.2 (31)
	9.0	3.2	1.8	3.6 (35)
	9.5	3.4	1.8	4.1 (40)
	10.0	3.5	1.9	6.7 (66)
	10.5	3.6	1.9	7.2 (71)
	11.0	3.7	2.0	7.8 (76)
	11.5	3.8	2.0	8.4 (82)
	12.0	3.9	2.1	9.1 (89)
	12.5	4.1	2.2	9.8 (96)
	13.0	4.2	2.3	10.7 (105)
	13.5	4.4	2.3	11.5 (113)
	14.0	4.5	2.4	12.5 (123)
	15.0	4.8	2.6	14.8 (145)
	16.0	5.1	2.8	17.5 (172)
ディンギー ヨット	3.5	1.6	0.9	0.06 (0.6)
	4.0	1.7	1.0	0.08 (0.8)
	4.5	1.8	1.1	0.11 (1.1)
	5.0	1.9	1.2	0.15 (1.5)
	5.5	2.0	1.3	0.25 (2.5)
	6.0	2.1	1.3	0.33 (3.2)
	6.5	2.2	1.4	0.44 (4.3)
	7.0	2.3	1.6	0.60 (5.9)
	7.5	2.5	1.7	0.82 (8.0)
クルーザー モーターボート	6.0	2.6	0.6	1.8 (18)
	7.0	2.8	0.7	2.1 (21)
	8.0	3.0	0.7	2.8 (27)
	9.0	3.6	1.1	7.6 (74)
	10.0	3.8	1.1	8.7 (85)
	11.0	4.0	1.1	10.0(98.1)
	12.0	4.1	1.1	11.6 (114)
	13.0	4.3	1.1	13.4 (131)
	14.0	4.7	1.1	15.6 (153)
	15.0	4.9	1.2	18.3 (180)
	16.0	4.9	1.2	21.5 (211)
	17.0	5.1	1.2	25.6 (251)
	18.0	5.4	1.2	29.8 (292)
ランナバウト	4.0	2.0	他の種類に比べて喫水が浅い(0.8~1.0m程度)	1.0 (9.8)
	5.0	2.2		1.1 (11)
	6.0	2.3		1.3 (13)
	7.0	2.5		1.6 (16)
	8.0	2.7		2.0 (20)
	9.0	2.9		2.6 (25)
	10.0	3.1		3.5 (34)
	11.0	3.4		4.9 (48)
	12.0	3.6		6.5 (64)

14.2 漁船により生じる作用

14.2.1 接岸エネルギー

漁船の接岸エネルギーは、利用漁船の排水トン数、接岸速度、付加重量から算定することを原則とする。漁船の接岸エネルギーは、以下の（式 2-14-1）～（式 2-14-5）により算定するのがよい。

(1) 仮想重量 (W)

漁船の接岸時には、船舶の重量に加えて、その周囲の水塊の重量が同時に減速される。したがって、この水塊の重量（付加重量）に基づく作用が係留施設に作用する。このことを考慮して仮想重量を次式により算定するのがよい。

$$W = W_0 + W' \dots\dots\dots (式 2-14-1)$$

$$= W_0 + (\pi/4) D^2 L \gamma_w \dots\dots\dots (式 2-14-2)$$

ここに、

W：仮想重量 (kN)

W₀：排水トン数 (kN)

W'：付加重量 (kN)

D：喫水 (m)

L：横づけ接岸の場合は船の長さ (m)、縦づけ接岸の場合は船の幅 (m)

γ_w：海水の単位体積重量 (kN/m³)

このとき、漁船の排水トン数は総トン数のほぼ 3 倍としてよい。

(2) 接岸速度 (V)

接岸速度は船の大きさ、接岸方法、気象・海象条件、けい船岸の構造等により定まるものであるが、漁船については表 2-14-3 を用いてもよい。

表 2-14-3 船の接岸速度

漁船総トン数	接岸速度 (m/s)
20トン未満	0.50
20トン以上40トン未満	0.40
40トン以上90トン未満	0.35
90トン以上	0.30

(3) 運動エネルギー (E₀) 及び有効接岸エネルギー (E')

運動エネルギー及び有効接岸エネルギーは、(1) 及び (2) で求めた W、V を用いて次式により算定するのがよい。

$$E_0 = WV^2 / (2g) \dots\dots\dots (式 2-14-3)$$

有効接岸エネルギーの算定は、1/4 点接岸の場合

$$E' = (1/2)E_0 = WV^2/(4g) \dots\dots\dots (式 2-14-4)$$

ここに、V：接岸速度（m/s）

ただし、船を岸壁に縦づけする場合には

$$E' = E_0 \dots\dots\dots (式 2-14-5)$$

14.2.2 けん引力

漁船のけん引力は、漁船の総トン数、係留隻数等を考慮して算定することを原則とする。

漁船のけん引力は表 2-14-4 を標準とするが、荒天時には係留隻数等を考慮して算定するのがよい。

表 2-14-4 漁船のけん引力（けい船柱 1 基につき）

漁船の総トン数		平 常 時
	10トン未満	10kN
10トン以上	50 "	30kN
50 "	100 "	50kN
100 "	200 "	70kN
200 "	500 "	100kN
500 "	2,000 "	150kN

（参考文献）

- 1) 舵社：ヨットモーターボートイヤーブック，舵社（1992），pp.394-419

第 15 章 水質・底質環境

15.1 水質・底質環境の基本

漁港・漁場の施設の整備にあたっては、設計対象施設周辺の利用目的に応じて、当該水域の水質・底質環境について把握するとともに、事業実施後の影響について適切な手法により評価するものとする。

漁港・漁場の施設の整備においては、水域の利用目的に応じて目標とする水質や底質の条件を適切に設定し、それらを満足するように施設の設計を行う必要がある。このことが、増殖場、養殖場等の整備においては、対象となる水産生物の発育段階に応じた環境に対する生物学的、生理・生態的性状を考慮することになり、また、漁港整備においては、自然環境への配慮に結びつくことになる。

また、施設の設置により、その周辺の流動環境、水質環境や底質環境が変化し、それが生物の生息にも影響を与える可能性があることから、これらを生物群集と非生物的環境から構成される一つのシステムである生態系としてとらえて、それらへの影響に配慮する必要がある。

いずれにせよ、保全・改善を必要とする水質・底質環境項目を明らかにしたうえで、対象水域の負荷量収支（物質循環）を把握し、水質・底質環境に最も影響を与える負荷の要素を特定し、その要素に対する改善方策を検討することが望ましい。

水質・底質環境の基準としては種々のものがある。

- (1) 水産動植物の種類ごとの増殖または養殖に適する自然的条件（水温、水質、底質）に関する基準が、「海洋水産資源の開発及び利用の合理化を図るための基本方針」の第 1-3¹⁾（後述）に記載されており、「海洋水産資源開発促進法（昭和 46 年法律第 60 号）」第 5 条にて沿岸水産資源開発区域を指定する際の基準とされている。
- (2) 「水産用水基準」²⁾は、「水生生物の生息環境として維持することが望ましい基準」としての水質・底質環境基準である。
- (3) 「水質汚濁に係る環境基準について（昭和 46 年環境庁告示第 59 号）」にて定められている「生活環境の保全に関する環境基準」は、河川、湖沼及び海域ごとに利用目的等に応じて水域類型の指定が行われ、各水域ごとに達成期間を示して、可及的速かにその達成、維持を図るものとされている。また、同じく「水質汚濁についての人の健康の保護に関する環境基準」は、全ての公共用水域について一律に定められ、直ちに達成し維持するよう努めるものとされている。
- (4) しゅんせつ土砂等の処分に際しては、「海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律（昭和 45 年法律第 136 号）」に基づいて、海洋への廃棄物投棄等の基準が定められているので、これに従う必要がある。

なお、「資料 2.13 水産生物の環境条件」に主要な水産生物の生息環境条件一覧を示した。また、土砂による濁りが魚介藻類に及ぼす影響の概略については参考文献³⁾⁵⁾等が、一般的な漁業環境影響評価技術指針については参考文献⁶⁾等が、参考となる。参考のため、「海洋水産資源の開発及び利用の

合理化を図るための基本方針」¹⁾の第1・3の記載内容を以下に示す。

海洋水産資源の開発及び利用の合理化を図るための基本方針（抄）

第1 沿岸海域における水産動植物の増殖及び養殖の推進に関する事項

＜途中省略＞

3 1の水産動植物の種類ごとの増殖又は養殖に適する自然的条件に関する基準

(1) 増殖又は養殖を行う海域における水温が増殖又は養殖に係る水産動植物の種類ごとにそれぞれ別表の該当欄に掲げるとおりであること（参考資料2.14「増養殖水域の水温」に示す）。

(2) 増殖又は養殖を行う海域における水質の基準がそれぞれ次のとおりであること。

水素イオン濃度については、7.8以上8.3以下。

化学的酸素要求量については、アサリ、ハマグリ、アカガイ若しくはナマコの増殖又はクルマエビ、カキ若しくはノリの養殖を行う海域においては3ppm以下、その他の水産動植物の増殖又は養殖を行う海域においては2ppm以下。

溶存酸素量については、ブリ、タイ、イシダイ、フエフキダイ、イサキ若しくはイカの増殖又はハタ、メジナ、ワカメ若しくはテングサの増殖若しくは養殖を行う海域においては7.5ppm以上、その他の水産動植物の増殖又は養殖を行う海域においては5ppm以上。

(3) ヒラメ、カレイ、ガザミ、アサリ、ハマグリ、ホタテガイ、アカガイ、ウバガイ（ホッキガイ）、アゲマキ、バイ、バカガイ、タイラギ若しくはナマコの増殖又はクルマエビ若しくはハタの増殖若しくは養殖を行う海域については、当該海域の底質が化学的酸素要求量乾泥1グラム中20ミリグラム以下、硫化物乾泥1グラム中0.3ミリグラム以下、トリガイについては、化学的酸素要求量乾泥1グラム中15ミリグラム以下であること。

(4) 上記(1)から(3)に掲げる基準値を測定する場合における測定点の位置の選定及び試料の採取等については、当該海域の利用目的との関連を考慮しつつ最も適当と考えられる方法によるものとし、また、当該海域の水質等が自然的条件の基準に適合しているか否かを判断する場合には、その海域の特性を考慮しつつ測定結果を総合的に勘案して決定するものとする。

＜「3」終わり。以下省略＞

15.2 水質環境

漁港・漁場及びその周辺の水質環境を適切な水準に維持・保全することが望ましい。

必要とされる水質条件は対象種や海水の用途によって異なるが、「海洋水産資源の開発及び利用の合理化を図るための基本方針」¹⁾や「水産用水基準」²⁾等を参考にしつつ、必要な水質環境の確保に努めることを原則とする。

必要とされる水準以下の場合は、流入負荷の削減や海水交流施設の設置等により、水質改善を図るとともに、必要とされる水準を確保している場合にあつては、適切な水準を維持できるよう、水質保全に留意する。特に閉鎖的な漁港や養殖場では水質悪化を生じやすいので注意を要する。また、流動や内部潮汐等をできる限り阻害しないように配慮することが望ましい。

参考のため、水産用水基準と生活環境の保全に関する基準（環境省）との対比を表 2-15-1 に示す。

表 2-15-1 水産用水基準と生活環境の保全に関する環境基準（環境省）との対比²⁾

項目	河川		湖沼		海域	
	水産用水基準	環境基準	水産用水基準	環境基準	水産用水基準	環境基準
pH	6.7-7.5	6.5-8.5: 類型 A, B, C	6.7-7.5	6.5-8.5: 類型 AA, B, C	7.8-8.4: 一般	7.8-8.3: 類型 A, B
BOD (mg/L 以下)	3: 自然繁殖(一般) 2: 自然繁殖 (サケ・マス・アユ) 5: 成育(一般) 3: 成育(サケ・マス・アユ)	2: 類型 A 3: 類型 B 5: 類型 C	-	-	-	-
COD (mg/L 以下)	-	-	4: 自然繁殖(一般) 2: 自然繁殖 (サケ・マス・アユ) 5: 成育(一般) 3: 成育(サケ・マス・アユ)	1: 類型 AA 3: 類型 B 5: 類型 C	1: 一般 2: ノリ養殖場	2: 類型 A 3: 類型 B
SS (mg/L 以下)	25: 一般 5: 人為的	25: 類型 A 25: 類型 B 50: 類型 C	1.4: サケ・マス・アユ 3.0: 温水性魚類	1: 類型 AA 3: 類型 B 15: 類型 C	2: 人為的	-
DO (mg/L 以上)	6: 一般 7: サケ・マス・アユ	7.5: 類型 A 5.0: 類型 B 5.0: 類型 C	6.0: 一般 7.0: サケ・マス・アユ	7.5: 類型 AA 7.5: 類型 A 5.0: 類型 B	6.0: 一般 4.3: 内湾夏季底層	7.5: 類型 A 5.0: 類型 B
大腸菌群数 MPN/100ml 以下	1,000: 一般	1,000: 類型 A 5,000: 類型 B	1,000: 一般	50: 類型 AA 1,000: 類型 A	1,000: 一般 70: 生食用力キ	1,000: 類型 A 70: 生食用力キ
全窒素 (mg/L 以下)	-	-	0.2: サケ・アユ 0.6: ワカサギ 1.0: コイ・フナ	0.2: 類型 II 0.6: 類型 IV 1.0: 類型 V	0.3: 水産 1 種 0.6: 水産 2 種 1.0: 水産 3 種 0.07-0.1 以上: ノリ養殖	0.3: 類型 II 0.6: 類型 III 1.0: 類型 IV
全磷 (mg/L 以下)	-	-	0.01: サケ・マス・アユ 0.05: ワカサギ 0.1: コイ・フナ	0.01: 類型 II 0.05: 類型 IV 0.1: 類型 V	0.3: 水産 1 種 0.5: 水産 2 種 0.9: 水産 3 種 0.007-0.014 以上: ノリ養殖	0.03: 類型 II 0.06: 類型 III 1.0: 類型 IV
n-ヘキサン抽出 物体(油分等)	検出されないこと	-	検出されないこと	-	検出されないこと	検出されないこと: 類型 A, B
全亜鉛 (mg/L 以下)	検出されないこと	0.03: 類型 生物 A 0.03: 類型 生物特 A 0.03: 類型 生物 B 0.03: 類型 生物特 B	検出されないこと	0.03: 類型 生物 A 0.03: 類型 生物特 A 0.03: 類型 生物 B 0.03: 類型 生物特 B	検出されないこと	0.02: 類型 生物 A 0.01: 類型 生物特 A
ノニルフェノール	-	0.001: 類型 生物 A 0.0006: 類型 生物特 A 0.002: 類型 生物 B 0.002: 類型 生物特 B	-	0.001: 類型 生物 A 0.0006: 類型 生物特 A 0.002: 類型 生物 B 0.002: 類型 生物特 B	-	0.001: 類型 生物 A 0.0007: 類型 生物特 A

注 1 -は基準値が設定されていないことを示す。

注 2 水産用水基準の海域と環境基準のノリ養殖利水点 COD はアルカリ法、環境基準の海域・類型 B の COD は酸性法による値である。

この表中の類型区分は表 2-15-2～4 に示すとおりである。また、水産用水基準と人の健康の保護に関する環境基準（環境省）との対比を表 2-15-5 に示す。

表 2-15-2 水域類型区分一覧表（河川）

《河川（湖沼を除く）》

類型区分	利用目的の適応性	(注)
AA	水道 1 級 自然環境保全 及び A 以下の欄に掲げるもの	1. 自然環境保全：自然探勝等の環境保全 2. 水道 1 級：ろ過等による簡易な浄水操作を行うもの 水道 2 級：沈殿ろ過等による通常の浄水操作を行うもの 水道 3 級：前処理等の伴う高度の浄水操作を行うもの 3. 水産 1 級：ヤマメ、イワナ等貧腐水性水域の水産生物用並びに水産 2 級及び水産 3 級の水産生物用 水産 2 級：サケ科魚類及びアユ等貧腐水性水域の水産生物用及び水産 3 級の水産生物用 水産 3 級：コイ、フナ等、 β -中腐水性水域の水産生物用 4. 工業用水 1 級：沈殿等による通常の浄水操作を行うもの 工業用水 2 級：薬品注入等による高度の浄水操作を行うもの 工業用水 3 級：特殊の浄水操作を行うもの 5. 環境保全：国民の日常生活等（沿岸の遊歩等を含む。）において不快感を生じない限度
A	水道 2 級 水産 1 級 水浴 及び B 以下の欄に掲げるもの	
B	水道 3 級 水産 2 級 及び C 以下の欄に掲げるもの	
C	水産 3 級 工業用水 1 級 及び D 以下の欄に掲げるもの	
D	工業用水 2 級 農業用水 及び E の欄に掲げるもの	
E	工業用水 3 級 環境保全	
類型区分	水生生物の生息状況の適応性	
生物 A	イワナ、サケマス等比較的低温域を好む水生生物及びこれらの餌生物が生息する水域	
生物特 A	生物 A の水域のうち、生物 A の欄に掲げる水生生物の産卵場（繁殖場）又は幼稚仔の生育場として特に保全が必要な水域	
生物 B	コイ、フナ等比較的高温域を好む水生生物及びこれらの餌生物が生息する水域	
生物特 B	生物 A 又は生物 B の水域のうち、生物 B の欄に掲げる水生生物の産卵場（繁殖場）又は幼稚仔の生育場として特に保全が必要な水域	

表 2-15-3 水域類型区分一覧表（湖沼）

《湖沼（天然湖沼及び貯水量が1,000万立方メートル以上であり、かつ、水の滞留時間が4日間以上である人工湖）》

利用目的の適応性		(注)
AA	水道 1 級 水産 1 級 自然環境保全 及び A 以下の欄に掲げるもの	1. 自然環境保全：自然探勝等の環境保全 2. 水道 1 級：ろ過等による簡易な浄水操作を行うもの 水道 2、3 級：沈殿ろ過等による通常の浄水操作、又は、前処理等を伴う高度の浄水操作を行うもの 3. 水産 1 級：ヒメマス等貧栄養湖型の水域の水産生物用並びに水産 2 級及び水産 3 級の水産生物用 水産 2 級：サケ科魚類及びアユ等貧栄養湖型の水域の水産生物用及び水産 3 級の水産生物用 水産 3 級：コイ、フナ等富栄養湖型の水域の水産生物用 4. 工業用水 1 級：沈殿等による通常の浄水操作を行うもの 工業用水 2 級：薬品注入等による高度の浄水操作、又は、特殊な浄水操作を行うもの 5. 環境保全：国民の日常生活等（沿岸の遊歩等を含む。）において不快感を生じない限度
	A	
B	水道 3 級 工業用水 1 級 農業用水 及び C の欄に掲げるもの	
C	工業用水 2 級 環境保全	
I	自然環境保全 及び II 以下の欄に掲げるもの	
II	水道 1, 2, 3 級（特殊なものを除く。） 水産 1 種 水浴及び III 以下の欄に掲げるもの	1. 自然環境保全：自然探勝等の環境保全 2. 水道 1 級：ろ過等による簡易な浄水操作を行うもの 水道 2 級：沈殿ろ過等による通常の浄水操作を行うもの 水道 3 級：前処理等の伴う高度の浄水操作を行うもの （「特殊なもの」とは、臭気物質の除去が可能な浄水操作を行うものをいう。） 3. 水産 1 種：サケ科魚類及びアユ等の水産生物用並びに水産 2 種及び水産 3 種の水産生物用 水産 2 種：ワカサギ等の水産生物用及び水産 3 種の水産生物用 水産 3 種：コイ、フナ等の水産生物用 4. 環境保全：国民の日常生活等（沿岸の遊歩等を含む。）において不快感を生じない限度
III	水道 3 級（特殊なもの） 及び IV 以下の欄に掲げるもの	
IV	水産 2 種 及び V の欄に掲げるもの	
V	水産 3 種 工業用水 農業用水 環境保全	
類型区分	水生生物の生息状況の適応性	
生物 A	イワナ、サケマス等比較的低温域を好む水生生物及びこれらの餌生物が生息する水域	
生物特 A	生物 A の水域のうち、生物 A の欄に掲げる水生生物の産卵場（繁殖場）又は幼稚仔の生育場として特に保全が必要な水域	
生物 B	コイ、フナ等比較的高温域を好む水生生物及びこれらの餌生物が生息する水域	
生物特 B	生物 A 又は生物 B の水域のうち、生物 B の欄に掲げる水生生物の産卵場（繁殖場）又は幼稚仔の生育場として特に保全が必要な水域	

表 2-15-4 水域類型区分一覧表（海域）

《海域》

類型区分	利用目的の適応性	(注)
A	水産 1 級 水浴 自然環境保全及び B 以下の欄に掲げるもの	1. 自然環境保全：自然探勝等の環境保全 2. 水産 1 級：マダイ、ブリ、ワカメ等の水産生物用及び水産 2 級の水産生物用 水産 2 級：ボラ、ノリ等の水産生物用 3. 環境保全：国民の日常生活等（沿岸の遊歩等を含む。）において不快感を生じない限度
B	水産 2 級 工業用水及び C 以下の欄に掲げるもの	
C	環境保全	
I	自然環境保全 及びⅡ以下の欄に掲げるもの （水産 2 種及び 3 種を除く。）	1. 自然環境保全：自然探勝等の環境保全 2. 水産 1 種：底生魚介類を含め多様な水産生物がバランスよく、かつ、安定して漁獲される 水産 2 種：一部の底生魚介類を除き、魚類を中心とした水産生物が多獲される 水産 3 種：汚濁に強い特定の水産生物が主に漁獲される。 3. 生物生息環境保全：年間を通して底生生物が生息できる限度
Ⅱ	水産 1 種 水浴及びⅢ以下の欄に掲げるもの（水産 2 種及び 3 種を除く。）	
Ⅲ	水産 2 種及びⅣの欄に掲げるもの（水産 3 種を除く。）	
Ⅳ	水産 3 種 工業用水 生物生息環境保全	
類型区分	水生生物の生息状況の適応性	
生物 A	水生生物の生息する水域	
生物特 A	生物 A の水域のうち、水生生物の産卵場(繁殖場)又は幼稚仔の生育場として特に保全が必要な水域	

表 2-15-5 水産用水基準と人の健康の保護に関する環境基準（環境省）との対比 ²⁾

(単位：mg/l 以下)

項目	水産用水基準		環境基準
	淡水域	海域	
カドミウム	0.003	0.003	0.003
全シアン	0.005	0.001	検出されないこと
鉛	0.003	0.003	0.01
六価クロム	0.0002	0.01	0.05
砒素	0.01	0.01	0.01
総水銀	0.0002	0.0001	0.0005
アルキル水銀	検出されないこと	0.001	検出されないこと
PCB	検出されないこと	検出されないこと	検出されないこと
ジクロロメタン	0.02	0.02	0.02
四塩化炭素	0.002	0.002	0.002
1,2-ジクロロエタン	0.004	0.004	0.004
1,1-ジクロロエチレン	0.02	0.02	0.1
シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04	0.04	0.04
1,1,1-トリクロロエタン	0.5	0.5	1
1,1,2-トリクロロエチレン	0.006	0.006	0.006
トリクロロエチレン	0.03	0.03	0.01
テトラクロロエチレン	0.01	0.002	0.01
1,3-ジクロロプロペン	0.002	0.002	0.002
チラウム	0.006	－	0.006
シマジン	0.003	－	0.003
チオベンカルブ	0.001	0.02	0.02
ベンゼン	0.01	0.01	0.01
セレン	0.002	0.01	0.01
硝酸態窒素	9	7	硝酸態窒素及び亜硝酸態窒素 10
亜硝酸態窒素	0.03	0.06	
ふっ素	0.8	1.4	0.8
ほう素	1	4.5	1
ダイオキシン	1pgTEQ/L	1pgTEQ/L	1pgTEQ/L

15.3 底質環境

漁港・漁場及びその周辺の底質環境を適切な水準に維持・保全することが望ましい。

「海洋水産資源の開発及び利用の合理化を図るための基本方針」¹⁾や「水産用水基準」²⁾等を参考にしつつ、必要な底質環境の確保に努めることを原則とする。

必要とされる水準以下の場合は、流入負荷の削減やしゅんせつ・覆砂等により、底質改善を図るとともに、必要とされる水準を確保している場合においては、適切な水準を維持できるよう、底質保全に留意することが望ましい。特に閉鎖的な漁港や養殖場では堆積した浮泥等からの栄養塩の溶出に留意することが望ましい。

(参考文献)

- 1) 水産庁：海洋水産資源の開発及び利用の合理化を図るための基本方針（平成 14 年 3 月 29 日公表）（2002）
- 2) 日本水産資源保護協会：水産用水基準（2012 年版）（2012）
- 3) 日本水産資源保護協会：環境が水産動物および漁業に及ぼす影響を判断するための『判断基準』と『事例』（1994）
- 4) 日本水産資源保護協会：環境が海藻類に及ぼす影響を判断するための『判断基準』と『事例』（1992）
- 5) 日本水産資源保護協会：環境が河川生物および漁業に及ぼす影響を判断するための『判断基準』と『事例』（1994）
- 6) 日本水産資源保護協会：漁場環境影響評価技術指針（海域編）（1999）