

第 6 章 軟弱地盤対策工法

6.1 軟弱地盤対策工法の基本

【軟弱地盤対策】

軟弱地盤対策は、設計対象施設の重要度、規模、特性、荷重強度と対象とする軟弱地盤の特性を考慮して、適切な工法を選定するものとする。

【液状化対策】

液状化対策は、想定する地震動に対して施設の利用性、構造物の安全性等の要求性能を維持できるように、適切な工法を選定するものとする。

軟弱地盤は支持力や斜面の安定上、漁港構造物の基礎としては不十分な場合が多く、何らかの対策工法を必要とすることがある。また、液状化の発生が予測される地盤についても何らかの対策工法を必要とすることがある。液状化の対策工法は、軟弱地盤対策工法と重複するものが多いので、本章で包括して述べる。

6.1.1 軟弱地盤の定義

軟弱地盤とは、特別の処置を施さなければ構造物の基礎地盤として信頼できないものをいう。一般には高含水比の粘性土地盤が軟弱地盤といわれるが、1964 年の新潟地震の災害で知られるように、水で飽和した緩い砂地盤も地震時の液状化現象の可能性を考えると軟弱地盤に含まれる。

地盤工学の立場からすると、軟弱地盤の問題は地盤の強さのみで決定されるものではなく、その上に建設する構造物の条件との相対的關係によるのである。高含水比の粘性土地盤でも小規模の軽量構造物を支持する場合には特別な処置を要さないことがあり、重要構造物で変形に対する制限の厳しい場合には、密な砂地盤でも特別の処置を必要とすることがある。

漁港構造物において軟弱地盤として判定する概ねの目安は、対象となる構造物の種類が多いため画一的に定めることは難しいが、重力式係船岸、防波堤の場合は下記によることが多い。

なお、表 4-6-1 の値は、砂質土層の液状化の問題は考慮されていない。

表 4-6-1 軟弱地盤として判定する目安

土 質	含 水 比	N 値	一軸圧縮強度
砂質土層	30%以上	4～8 以下	—
沖積層粘性土	50%以上	4 以下	39～59kPa 以下

6.1.2 軟弱地盤の対策工法

軟弱地盤の問題点としては、

- ① 沈下問題
- ② 安定問題
- ③ 変形問題
- ④ 液状化問題
- ⑤ トラフィカビリティ確保の問題

などがある。十分な地耐力がないまま構造物を施工すると、沈下や円弧すべりが発生する恐れがあるため、地盤改良などの軟弱地盤対策工法をとり、地盤の地耐力を増して、安定な構造物を施工するのがよい。また、埋立地盤や構造物基礎地盤が液状化すると岸壁や護岸の側方流動や埋立地の不同沈下が発生する恐れがあるため、変形の要因にあわせた液状化対策工法をとり、地震時にも安定な構造物を施工するのがよい。

6.2 軟弱地盤対策工法の種類

軟弱地盤対策工法は、以下の原理によって地盤への影響を低減、若しくは地盤強度の向上を図るものである。

- ① 構造物による対策
- ② 掘削・置換
- ③ 圧密・排水
- ④ 締固め
- ⑤ 固結
- ⑥ 間隙水圧消散

軟弱地盤対策工法は、土質特性に応じ、地盤条件、改良効果、及びその影響、施工条件を考慮して適切なものを選定することが望ましい。

「改良の原理」の面からみた主な軟弱地盤対策工法の分類と概要を表 4-6-2¹⁾に示す。

表 4-6-2 軟弱地盤対策工法の分類

原理	代表的な対策工法	効 果												ト ラ フ イ カ ビ リ テ ィ 確 保	
		沈下		安 定		変 形		液状化							
		の 圧密 沈下 量の 低減	全 沈下 量の 低減	圧密 による 強度 増加の 促進	すべり 抵抗の 増加	応力 の遮断	応力 の軽減	液状化の発生を 防止する対策							液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策
								砂地盤の性質改良			過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制			
								密度増大	固結	粒度の改良					
構造物による 対策	押え盛土工法				○										
	矢板工法				○	○							○		
掘削・置換	掘削置換工法		○		○	○				○					
	緩速載荷工法			○											
圧密・排水	盛土載荷重工法	○		○											
	パーチカルドレーン工法	○		○											
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○			○						
		ロッドコンパクション工法							○						
		パイプフロートション工法							○						
	静的締固め工法	静的締固め砂杭工法	○	○	○	○	○		○						
		静的圧入締固め工法				○			○						
固結	表層混合処理工法		○		○	○				○				○	
	深層混合処理工法		○		○	○	○			○		○	○		
	高圧噴射攪拌工法		○		○	○	○			○		○	○		
	事前混合処理工法					○	○			○					
	薬液注入工法		○		○					○					
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法										○				

各工法の特徴を知ることとはもちろんであるが、適用にあたっては、性能照査に必要な事項、施工と施工管理をよく考慮したうえで、改良目的に最も合致する信頼性の高い工法を選択することが望ましい。すなわち、軟弱地盤対策工法を選定する場合は、次の手順（図 4-6-1 を参照）にしたがって検討をすることが望ましい。

- ① 原地盤の土質条件を概略調査する。
- ② 構造物の必要な機能・特性を調査する。
- ③ 軟弱地盤対策を行わない場合の構造物の原地盤条件での性能照査を行う。
- ④ 原地盤条件での性能照査をもとに対策工が必要か否かの判断をする。
- ⑤ 対策工が必要となった場合には、対策の目的を決定する。
- ⑥ 対策工の改良効果、考慮すべき条件（地盤条件、工事条件等）を検討する。
- ⑦ 可能性のある軟弱地盤対策工法を複数選定し、比較検討を行う。
- ⑧ 経済性を検討し複数案の中から最適な工法を選定する。
- ⑨ 必要に応じて、選定した工法を施工するために必要な補足調査を実施する。
- ⑩ 詳細な検討を行う。

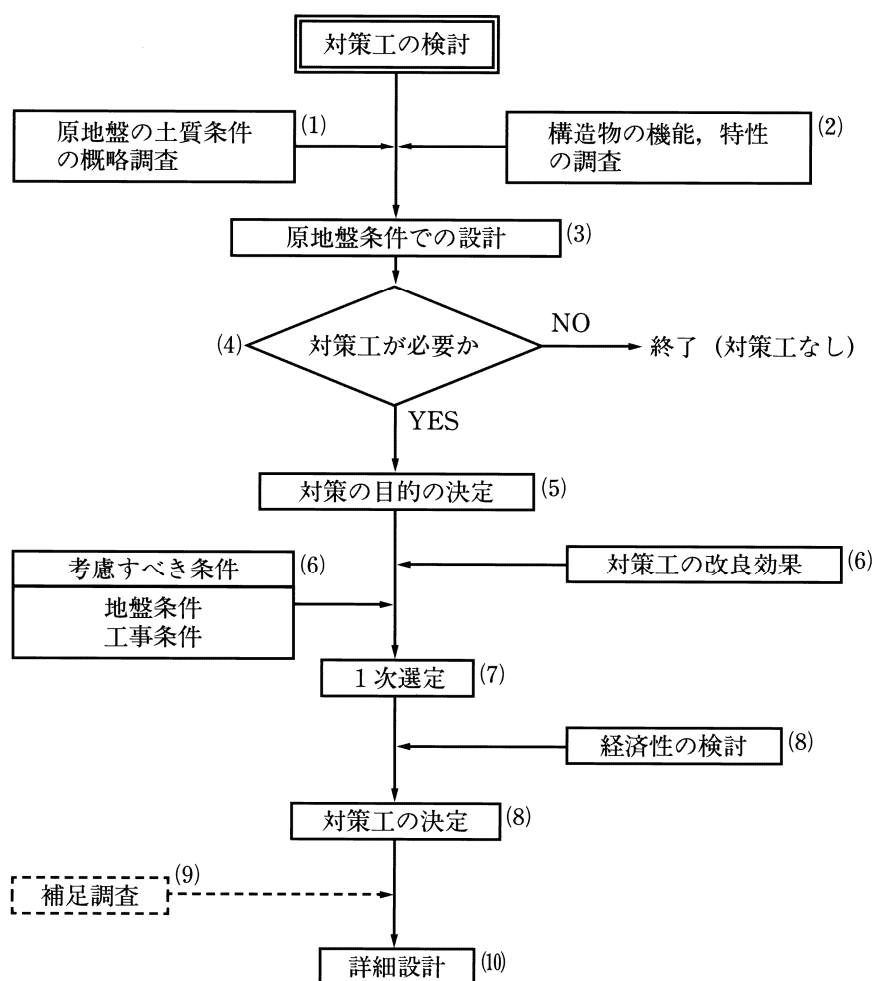


図 4-6-1 対策工選定手順

ここでいう改良効果、地盤条件、工事条件とは以下の表 4-6-3²⁾のようなものをさす。

表 4-6-3 地盤改良工法選定の検討条件

検討項目		内 容
改良効果	施工後	沈下時間の短縮，沈下量の促進・低減，すべり破壊に対する安定性の増加，側方流動の防止効果，液状化対策，止水
	施工中	設計の精度，施工性能（施工速度），施工の難易，施工機械や材料の入手の難易，工法の信頼性（設計どおりに施工し得るか），処理地盤の乱れ方，騒音・振動など周辺への影響
地 盤 条 件		地盤上の分類（改良に適した土質，不適当な土質），成層状態
工 事 条 件		施工管理の容易さ，使用材料の程度，工期

以下、代表的な対策工法について、その概要、性能照査の手法等について述べる。

6.3 掘削・置換工法

掘削・置換工法の性能照査にあたっては、円弧すべり計算による安定性並びに沈下量、施工性及び水質汚濁・既設構造物の安定性など周辺への影響を考慮することが望ましい。

6.3.1 性能照査の基本方針

この工法は、軟弱土を掘削・除去しその後を良質な砂等と置き換える方法で、非常に軟弱な粘性土層が地表近くに存在する場合に最も効果的な工法であり、土のせん断特性や圧縮性の改善には有効である。海上工事では、この工法は床掘り置換工法とよばれている³⁾。施工例は、護岸、岸壁、防波堤等の基礎に採用されている。なお、この工法において次の点に留意する必要がある。

- ① 軟弱土の捨て場所の確保
- ② 置換砂が良質で安価な入手の可否
- ③ 水質汚濁に対する環境保全
- ④ 既設構造物の近傍での掘削に対する安定確保
- ⑤ 掘削底面に沈積する浮泥や軟泥の処理
- ⑥ 置換砂がよく締まっていないと効果が乏しいので、施工方法の適否
- ⑦ 掘削深度の限界

6.3.2 掘削・置換の性能照査

掘削・置換工法の性能照査は、以下の(1)～(5)によることができる。

(1) 性能照査の順序

掘削・置換工法の性能照査は、断面の諸元（掘削法面勾配、置換深さ、底面幅）の仮定、円弧すべり計算、沈下に対する検討の手順で行う。これらは、置換材の強度や原地盤の条件、及び上部構造物の大きさなどから決定される。液状化の検討が必要となる場合もある。

(2) 断面の仮定

掘削・置換工法の性能照査は、所要の安全率を満足させるまで置換断面を仮定し、以下の項目を満足するように断面を変化させることにより決定するのがよい。

① 掘削法面勾配

掘削法面勾配は原地盤の強度と掘削深さに対して掘削した斜面が安定勾配となるように、円弧すべり計算（「本編第5章 斜面の安定」を参照）により斜面の性能照査を行い決定するのがよい。通常、海上工事では、1:1.5～1:3とすることが多い。

② 置換深さ

軟弱層が比較的薄い場合は全層置換としてよい（図4-6-2⁴⁾全掘削置換工法）。

軟弱層が厚い場合は、円弧すべりの安全率を満足し、載荷重による地中鉛直応力が地盤の支持力よりも小さくなり、かつ沈下による弊害が構造物に生じない深さまで置き換える（図4-6-2部分掘削置換工法）。

置換深さの決定にあたっては、施工能力の点からも検討を行う必要がある。

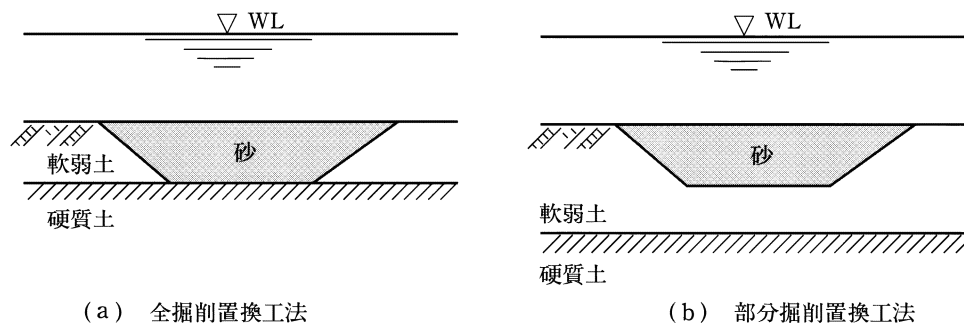


図 4-6-2 置換工法

③ 底面幅

上部構造物の沈下、変形を考慮して支持力安全率を満足するようにするのがよい。支持力については、構造物からの伝播荷重に対して置換層上面と下面の両方で検討するのがよい。なお置換層下部に粘性土層を残す場合、透水性の良い材料を置換材に用いることを前提として、圧密による下部粘性土層の強度増加を見込むこともできる。置換深さと関連して円弧すべりに安定となる範囲を置き換える。

施工例について底面幅と置換深さとの関係を図 4-6-3⁵⁾に示す。

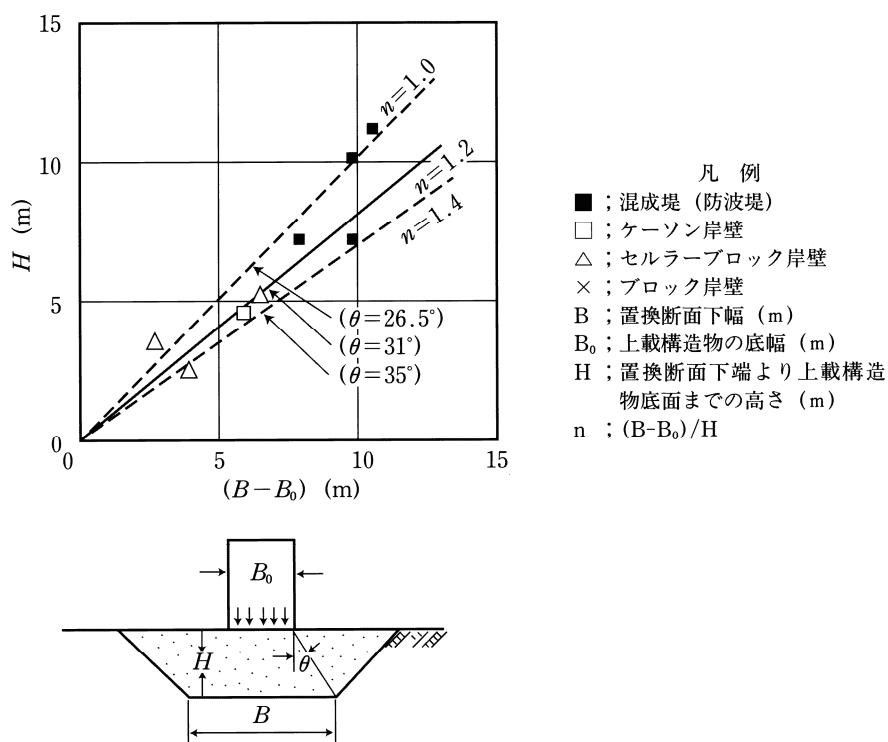


図 4-6-3 底面幅と置換深さとの関係

(3) 円弧すべり計算

円弧すべり計算及び安全率については、「本編第 5 章 斜面の安定」を参照できる。

(4) 沈下に対する検討

置換層下部に粘性土層を残す場合、沈下に対する検討をするのがよい⁶⁷⁾。

(5) 置換材

置換材としては水浸による支持力低下の少ない粗粒土がよく用いられる。海上の床掘り置換工法では $0.074\mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率は 20%以下が望ましい。海上工事での床掘り置換工法の置換材の諸定数は表 4-6-4 に示す程度とすることが多い。しかし、その値は砂の粒径、粒径分布、投入方法、投入順序、放置期間、載荷重などに影響され、非常に緩い状態の場合もあるので注意を要する。

表 4-6-4 置換材の諸定数

砂	内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，単位体積重量 空中湿潤 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 水中 $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$
礫	内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ，単位体積重量 空中湿潤 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 水中 $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$

6.4 バーチカルドレーン工法

6.4.1 性能照査の基本方針

バーチカルドレーン工法の性能照査にあたっては、目標とする強度増加量、許容沈下量、施工範囲等を考慮することが望ましい。

バーチカルドレーン工法の検討は、以下の (1) ～ (4) によることができる。

(1) 概要

地盤が破壊しない程度の荷重を載荷した場合、載荷圧力を受けることによって軟弱層の圧密が進行し、これに伴って強度が増加する。テルツァーギ (Terzaghi) の一次元圧密理論によれば、粘性土の圧密に要する時間は排水距離の 2 乗に比例することから、圧密時間を短縮するには、排水路を短くすることが効果的である。

式 4-6-1 は、圧密時間と排水距離の関係式を示している。この式のうち、排水距離 D を短くすることが圧密時間 t を短縮することを意味する。

$$t = \frac{D^2 T_v}{C_v} \dots\dots\dots \text{(式 4-6-1)}$$

ここに、

- t : 圧密に要する時間 (day)
- D : 排水距離 (m)
- C_v : 圧密係数 (cm^2/day)
- T_v : 圧密度 (U) より求まる時間係数

このようにして、軟弱地盤を改良強化する工法として、バーチカルドレーン工法がある。この工法は、軟弱地盤中に砂柱、袋詰め砂柱、又はプラスチックボードによる排水路を設け、その上に荷重をかけて地盤中に発生する過剰間隙水を消散させて、圧密沈下を促進し短期間に軟弱地盤の支持力を増加し、支障となる沈下を防ぐことを目的にしているものである。

各種バーチカルドレーン工法の特徴は、表 4-6-5 のとおりである。

表 4-6-5 各工法の特徴

サンドドレーン工法	袋詰めサンドドレーン工法	プラスチックボードドレーン工法
通常、径＝40cm～50cm程度の砂柱を粘性土地盤の中に設置し、圧密脱水を促進させ、軟弱な粘性土地盤を改良する工法で 1) 多くの実績がある。 2) 部分的な砂置換による強度増加がある。 3) 径が大きく、透水係数の大きい砂を使用するため排水能力が大きい。 4) 陸上・海上ともに採用されている。 5) 施工管理がむづかしい。砂柱のくびれ、切断等。 6) 超軟弱地盤では砂柱の自立が困難。 7) 施工機械が重く地耐力を要す。	強靱な袋の中に砂を充填したドレーン体からなり、陸上では径12cm～25cm、海上では径25cm～40cm程度を採用する。 1) 近年実績が多くなっている。 2) くびれたり切断されることがなく、連続した排水柱の形成・確保ができる。 3) 施工管理が容易である。 地上に袋が出ているので確認可能。 4) 陸上・海上ともに採用されている。 5) 小口径の場合、砂の使用量が少なくてすむ。 6) 1回当たり打設本数が多く、施工速度が速い。 7) 超軟弱地盤でも砂柱の自立が可能。	ドレーン体は高分子材料を特殊加工したもの、紙性の板等、種々あり、幅100mm、厚さ1.6～3.0mm程度で換算径（砂柱の）は5cmである。 1) 実績は多い。 2) 重量が軽く運搬をはじめ取り扱いが容易である。 3) ドレーン材の品質が均一である。 4) 小ピッチの施工が可能のため圧密時間の短縮が図れる。 5) 施工速度は速い。 6) 海上では実績が少ない。 7) 改良層中に硬い砂層等がある場合、打設不可能である。

バーチカルドレーン工法の性能照査は他の地盤改良工法と同様に構造物自体の性能照査と不離一体の関係にあり、実際の性能照査ではバーチカルドレーン工だけを分離して行うことはない。バーチカルドレーン工法の性能照査は次の事項を仮定して実施することを原則とする。

- ① 目標とする強度増加量
- ② 許容沈下量（構造物に許される将来の沈下量）
- ③ バーチカルドレーン工の施工範囲

これらの要素は構造物の安定、構造物に働く土圧、地盤の支持力、構造物に許される沈下量などを十分に考慮して決めることが望ましい。

(2) 土質条件

バーチカルドレーン工の性能照査に関連する土質条件には、原地盤について非排水強度、強度増加率、単位体積重量、圧密係数、体積圧縮係数、過圧密荷重、圧密層の厚さなどがあり、盛土についてはせん断強度、単位体積重量などがあるが、それぞれの意味と求め方については「第2編 9.5 土のせん断強さ特性」、及び「本編 4.6 圧密沈下」を参照するのがよい。

(3) 施工管理

バーチカルドレーンについては、ドレーン材料の管理、施工深度、配置、連続性の管理が重要である。盛土施工中には粘土層の間隙水圧の変化、強度増加、沈下、及び盛土の断面形と単位体積重量を必要に応じて調査し、予定した強度増加と沈下が起こっているかどうかを検討するとともに、盛土の安定にも注意することが望ましい。

(4) 工法の適用

本工法は、陸上・海上いずれの工事にも用いられているが、臨海部における基礎改良と、埋立地の改良工事が全体の約 1/3 を占めている。サンドドレーン工法は、その 9 割近くが海上工事に用いられている。逆にそのほかのバーチカルドレーン工法は、ほとんどが陸上工事として用いられている。

サンドドレーン工法は、1952 年に長崎港で漁港岸壁の復旧工事に利用されたのが最初であり、引き続き塩釜港の栈橋工事に利用され、その有利性が着目され、以後急激に各種の工事に用いられるようになった。

改良対象構造物としては、岸壁・護岸・防波堤等の漁港の施設の基礎地盤改良のほかにも臨海埋立、道路、下水処理場など多方面にわたっている⁸⁹⁾。

6.4.2 バーチカルドレーン工法の性能照査

バーチカルドレーン工法は、ドレーン直径、ドレーンの間隔、及び粘性土層をはさむ上下土層の排水条件に加えて、ドレーン材料の特性、並びに敷砂の特性及び厚さを考慮して圧密計算を行い、検討することが望ましい。

バーチカルドレーン工法の性能照査は、以下の (1) ～ (6) によることができる。

(1) バーチカルドレーン工法の性能照査に必要な土質試験

バーチカルドレーン工法を検討する際は、所要の目的に応じた土質試験を行う。

① 土質試験の種類

バーチカルドレーン工法を検討する際に必要となる土質試験を表 4-6-6¹⁰⁾に示す。

② 粘性土地盤の非排水強度

粘性土地盤では、一軸圧縮強さ q_u を求め、 $c_u=1/2q_u$ として粘着力を求め性能照査に用いるのが一般的である。

③ 非排水せん断強さの増加割合

圧密による非排水せん断強さの増加割合 c_u/p は、一般的には液性指数 I_p が 30～60% 程度の粘性土の場合、 $c_u/p=1/4\sim1/3$ とすることが多い。

表 4-6-6 バーチカルドレーン工法の性能照査に必要な土質試験

目 的	試 験	項 目
粘土層及び透水性の厚さの確認	標準貫入試験	
地盤の性質を把握	物理試験	自然含水比，間隙比，液性限界，塑性限界，土粒子比重，飽和度，単位体積重量，粒度分布
圧密沈下量及び圧密所要時間の推定	圧密試験	圧縮指数，体積圧縮係数，圧密降伏応力，圧密係数，透水係数
地盤改良の範囲 載荷重量等に対する安定性の検討	せん断試験 三軸試験	一軸圧縮強さ，粘着力 圧密非排水
ドレーン材及びマット材の透水性	透水試験	

(2) ドレーン材料と敷砂の透水性

ドレーン材料及び敷砂は、所要の排水機能を有するものを使用する。以下にその特徴を述べる。

① ドレーン材の砂と敷砂

ドレーン材や排水層として用いる敷砂の透水性を検討するために透水試験を用いるが、砂の場合は、透水試験を行っていることは少なく、粒度分布を調べて材料の適否を判断している。サンドドレーン用砂の既往の施工例における粒径加積曲線を図 4-6-4¹¹⁾に示す。なお、敷砂についてもドレーンと同等程度の排水性能が必要となるため、同様の品質管理をするのがよい。

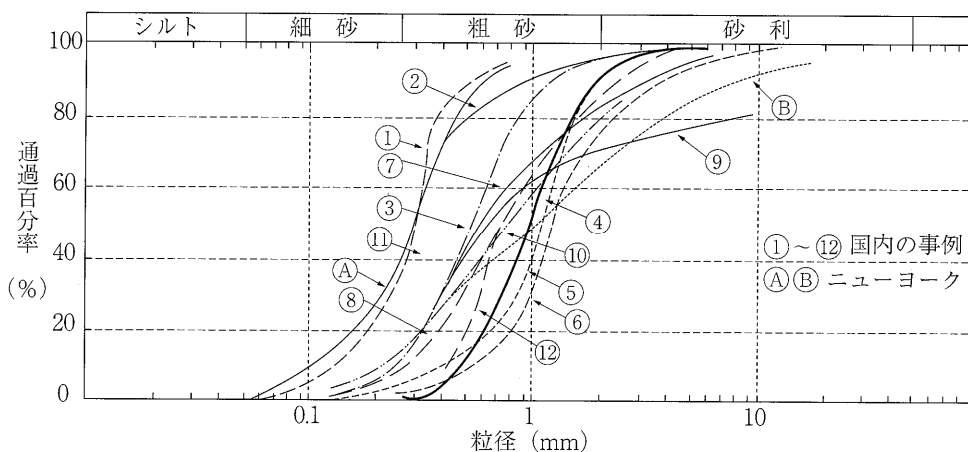


図 4-6-4 施工例におけるドレーン砂の粒径加積曲線

② プラスチックボードドレーン

鉛直の排水材として砂を用いる代わりにペーパードレーンと名付けられたカードボードとよばれる穴あきのボール紙が開発された。しかし、透水性や材料の耐久性について不安な点が多かった。このため、①不織布単体、②合成樹脂をコアとして不織布による袋状のフィルターを有する複合構造のもの、③ポリエチレン系を特殊加工した多孔質単一構造のものなどが多数開発され、一般にプラスチックボードドレーンとよばれるようになっていく。なお、現在、カードボードはほとんど用いられていない¹²⁾。

最近では、海上での大規模で厳しい施工条件にも対応できるように、海上用打設機を用いて、

ドレーン幅を大きくしたドレーンを打設する MPD（マリン・プラスチックドレーン）工法やジオドレーン工法なども海上プラスチックボードドレーンとして開発されている。

なお、ドレーンの排水能力が小さい場合には、バーチカルドレーン先端部（圧密層下部）で圧密の時間遅れが生じることに留意し、ウェルレジスタンスの影響を考慮するのがよい¹³⁾。

③ 袋詰めサンドドレーン

直径 12cm の合成繊維の袋に砂を詰めて形成することにより、サンドドレーンの欠陥としてのくびれや切断の問題を改善する特徴を有している。軽量の打設機械を用いて一度に 4 本を打設する例が多く、陸上の超軟弱地盤での適用例が多い。

最近では、海上工事用の専用船も開発されており、海上工事も行われるようになってきている。

④ 敷砂

敷砂の厚さは普通、海中の場合 1.0m、陸上の場合 0.5m 程度である。

敷砂の排水能力が小さければ水頭損失により圧密の時間遅れが生じることとなる。この場合の圧密の遅れはサンドマットの中央部ほど大きい。このため、敷砂の材料も透水性の良好な材料であることが望ましい。

(3) 性能照査の手順

バーチカルドレーン工法の性能照査手順（図 4-6-5 を参照）を以下に示す。

- ① バーチカルドレーン工法を検討する場合は、地盤の成層状態、圧密特性、排水条件、地盤強度等の土質条件、築造する構造物や盛土の形状、寸法と荷重条件及び工期、許容沈下量などの諸条件を設定するのがよい。
- ② このようにして得られた諸条件に基づき、まず地盤改良を行わない場合について、沈下計算、施工中の安定あるいは支持力等の性能照査を行う。
- ③ その結果が性能規定を満足する場合は問題ないが、満足しない場合は、改良目標（強度・沈下量等）を定め、それに対応できるバーチカルドレーン工法の検討を行う。

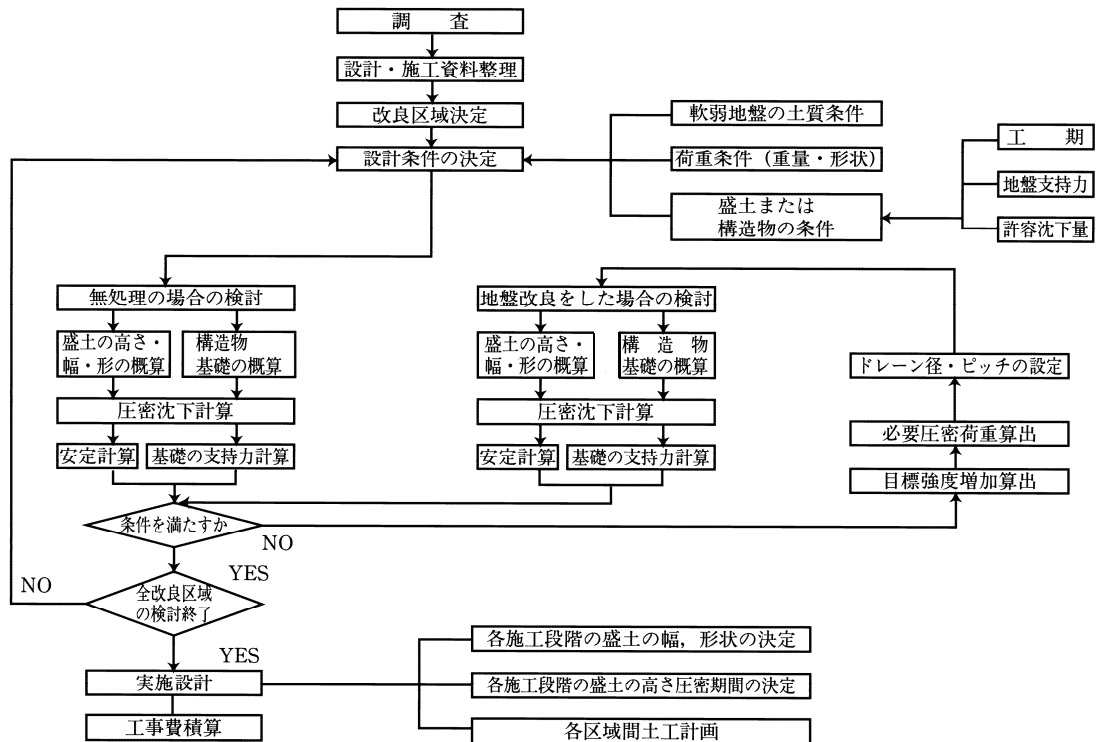


図 4-6-5 パーチカルドレーン工法の性能照査手順

(4) ドレーンパイルの間隔

ドレーンパイルの間隔は、所要の圧密度を所定の工期内に得られるように決定するものとし、以下の項目を検討することを原則とする。

① 有効径

バーチカルドレーンは、三角形又は正方形に配置して打設される。このとき、間隙水圧がドレーン内に流入する範囲は、各ドレーンに対して等距離にある面で囲まれる、六角形若しくは正方形となる部分であるが、解析的取り扱いを容易にするために等面積の円に置き換えている。この円を等価有効円とよび、その直径とドレーンの打設間隔との間に次のような関係がある。

三角形配置の場合 $De = 1.05D$

正方形配置の場合 $De = 1.13D$

ここに、

De : 等価有効円の直径 (有効径 : m)

D : ドレーンの打設間隔 (m)

② パイル間隔の決定

ドレーンパイルの直径とドレーンパイルの有効径の比を n で表し、圧密度の算定に用いる。

$$n = \frac{De}{Dw} \dots\dots\dots (式 4-6-2)$$

ここに、

Dw : ドレーンパイルの直径 (m)

De : ドレーンパイルの有効径 (m)

③ 圧密度の算定

パイロ間隔決定後、圧密度を求めるには、式 4-6-2、式 4-6-3 と図 4-6-6 を使えばよい¹⁴⁾。

$$T_h = \frac{C_{uh}t}{De^2} \dots\dots\dots (式 4-6-3)$$

ここに、

T_h : 水平圧密の時間係数

C_{uh} : 水平方向の圧密係数 (cm²/day)

t : 圧密開始後の経過時間 (day)

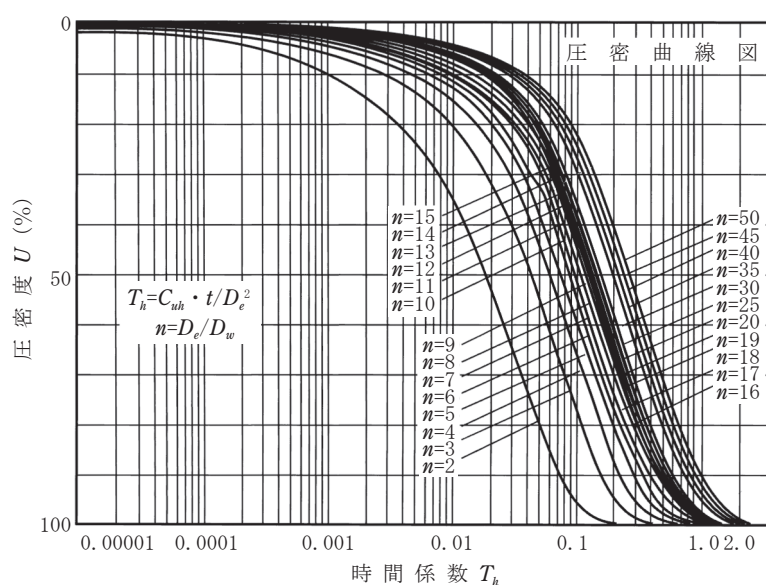


図 4-6-6 U- T_h 関係図

図 4-6-6 は、任意の点における過剰間隙水圧 u を表すテルツァーギ (Terzaghi) の一次元圧密方程式をレンドリック (Rendulic) が三次元に拡張させたものから、垂直方向の一次元圧密を無視する水平方向の圧密方程式より、等ひずみ条件でバロン (Barron) によって求められた次式から、 n をパラメータにして、 U と T_h の関係を求めたものである。

$$U = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(n)}\right) \dots\dots\dots (式 4-6-4)$$

ここに、

U : 平均圧密度

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}$$

$$T_h = \frac{C_{uh}t}{De^2}$$

④ 袋詰めサンドドレーンパイルの間隔

袋詰めサンドドレーンパイルの間隔は、サンドドレーンパイルの間隔に準じる。

袋詰めサンドドレーン工法は、大部分が打設装置が 1.2m の正方形で 4 本同時に打設するように作られている。したがって、サンドドレーンの打設配置の場合は等間隔で施工されるのに対して、袋詰めサンドドレーン工法では配置が多少アンバランスとなるため、ドレーン 1 本の負担する集中面積を考え全体の平均圧密度で計算することができる。

実際の性能照査においては、簡単に打設間隔や圧密時間を算定できる換算図表が提案されているため、その資料を参考にされたい（図 4-6-7）。

ただし、4 本セット配置の間隔が 2m 以上になると、厳密に計算して求めた平均間隔と開きが生じてくるため、詳細な検討が必要となる（図 4-6-8）¹⁵⁾¹⁶⁾。

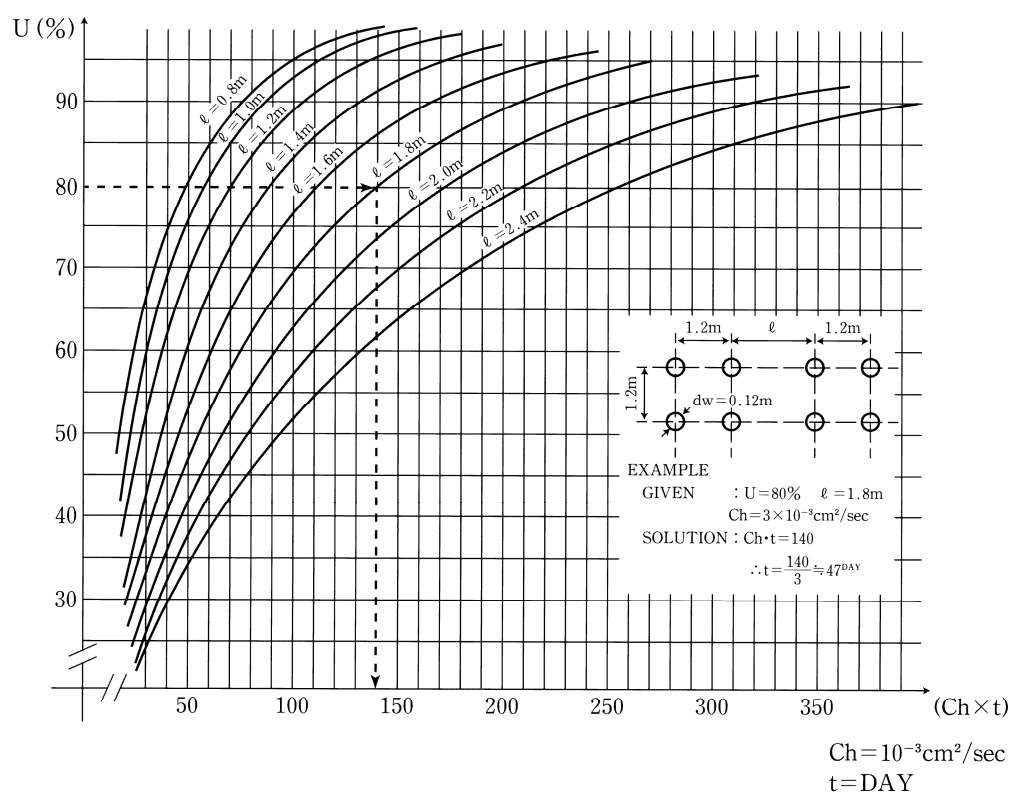


図 4-6-7 打設間隔速算図表

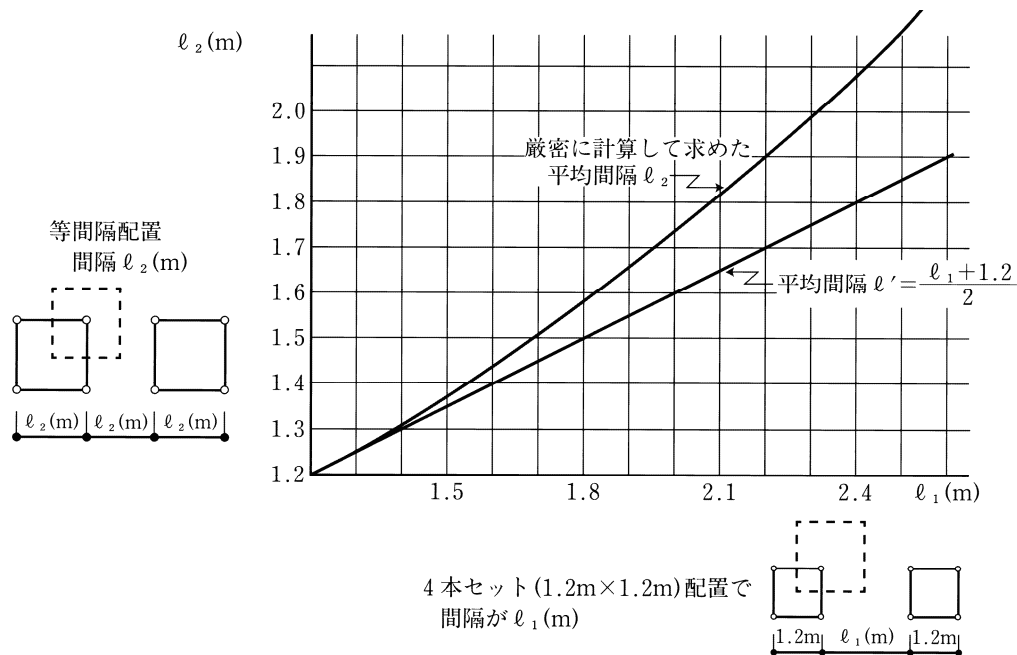


図 4-6-8 等間隔配置への換算図表

⑤ プラスチックボードドレーンパイルの間隔

プラスチックボードドレーンパイルの間隔は、基本的にはサンドドレーンパイルの間隔に準じる。

プラスチックボードドレーンのような長方形断面の場合も、円形断面に置き換えるため、サンドドレーンの場合と同様、長方形断面から円形断面への換算を式 4-6-5 から求められるが、現状は、これに安全係数を乗じ、直径 5cm として取り扱っている。

海上用プラスチックボードドレーンの場合は、等価有効円が大きくなるため、この換算式による設計法が用いられる¹⁷⁾。

$$dw = \frac{2(a+b)}{\pi} \dots\dots\dots \text{(式 4-6-5)}$$

ここに、

a : ドレーン材の幅約 10cm～19cm

b : ドレーン材の厚さ約 4mm

dw : 使用するドレーンの仮定径

(5) 改良後の沈下量、地盤の強度

バーチカルドレーン工法による改良後の沈下量、地盤の強度は、在来の粘性土地盤の圧密沈下を促進し、強度増加を改良により早期に期待するものであり、ドレーン材の強度に期待しないものであることから、改良後の圧密度の算定結果に基づいて、無処理地盤の圧密過程の算定方法と同様の算定を行う。

① 改良後の沈下量

バーチカルドレーン工法による改良後の沈下量は、各種ドレーンに応じて前述のドレーンパイルの間隔より求めた平均圧密度 U を用いて、「本編 4.6.3 圧密沈下量の経時変化の算定」の無処

理地盤の圧密沈下量の算定式 4-4-11 で算定することができる。

② 改良後の地盤の強度

バーチカルドレーン工法による改良後の地盤の強度は、各種ドレーンに応じて前述のドレーンパイルの間隔より求めた平均圧密度 U を用いて、「第 2 編 9.5.2 粘性土地盤のせん断強さ」の無処理地盤の粘性土地盤の強度増加の算定式 2-9-20 により算定することができる。

(6) ドレーンの透水性

超軟弱地盤への長尺ドレーンの打設や長尺のプラスチックボードドレーンを用いる場合には、ドレーンの透水性の問題として、ウェルレジスタンスが発生する。吉国は、ウェルレジスタンス係数を導入し、ウェルレジスタンスを考慮した平均圧密度に対する近似式を示している。

その U - T_h 関係を図 4-6-9¹⁸⁾に示す。

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{kc}{kw} \left(\frac{H}{dw} \right)^2 \dots\dots\dots (式 4-6-6)$$

$$U = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(n) + 0.8L}\right)$$

ここに、

L : ウェルレジスタンス係数

kc, kw : 粘土及びドレーンの透水係数

H : ドレーンの長さ

U : 平均圧密度

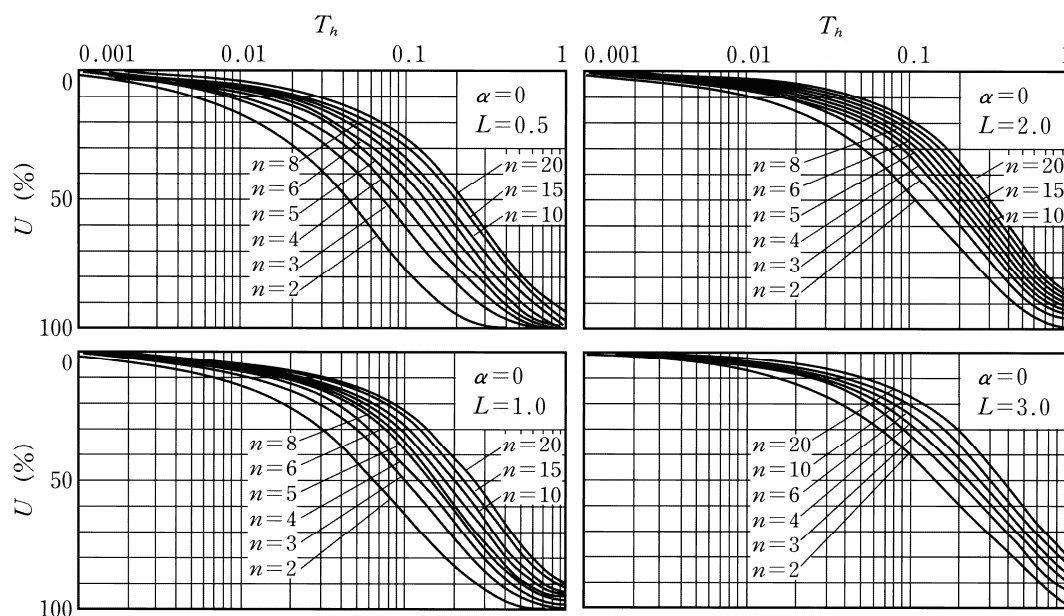


図 4-6-9 ウェルレジスタンスのある場合の圧密 (吉国)

6.5 サンドコンパクションパイル工法

6.5.1 基本方針

サンドコンパクションパイル工法の性能照査にあたっては、対象地盤の特性、工期等を十分に検討することが望ましい。

サンドコンパクションパイル工法は、大口径のよく締固めた砂杭を地中に造成し、地盤を改良する工法である。本工法が我が国で最初に施工されたのは1956年で、海上施工には1967年に取り入れられた。海上工事の場合には水面下より50～60m程度までの大規模な範囲で施工することが可能である。サンドコンパクションパイル工法の検討は、以下の(1)～(2)によることができる。

(1) 概要

サンドコンパクションパイル工法には以下のような特徴があるので、長所を生かした検討を行う。

① 対象地盤

サンドコンパクションパイル工法は締固め、補強及び圧密排水の効果を持っているので、砂質地盤、粘土地盤、有機質地盤、岩砕地盤、火山灰堆積地盤などほとんど全ての地盤に適用できる。

② 工期

サンドコンパクションパイル工法は圧密排水、締固め双方の効果を持つので、施工に要する時間が短い。また、高置換率で実施した場合、残留沈下等も小さい。

③ 地盤強度

地盤の強度に合わせ、杭間隔、砂杭径、砂杭強度等を変え、適切な改良強度が得られる。

④ 盛り上がり

砂の投入量に応じ周辺の地盤が盛り上がるので、それを除去する、あるいは改良して利用するのがよい。

(2) サンドコンパクションパイル工法の主な適用パターン

土質、施工場所により、適用される置換率が以下のように異なる。

① 置換率 $as=0.3$ 以下（砂質土、陸上の粘性土）

② 置換率 $as=0.3\sim0.8$ （海上の粘性土）

本工法の漁港の施設での主な適用パターンを模式化したものを図4-6-10¹⁹⁾に示す。

なお、最近では、本工法は、図示した適用のほかに、締固め効果を利用した液状化対策工法として、耐震強化岸壁にも利用されている。

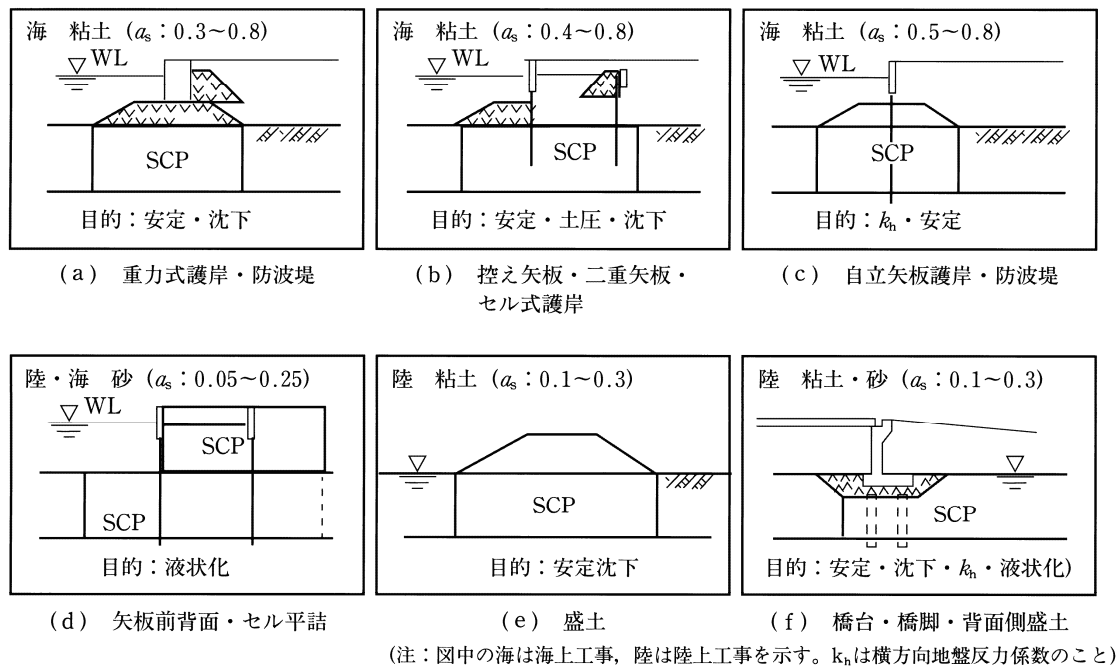


図 4-6-10 サンドコンパクションパイル工法の主な適用パターン

6.5.2 性能照査のための事前調査

サンドコンパクションパイル工法のための事前調査は、地盤特性を考慮し、原地盤土質、使用材料、施工域の条件等について、適切に調査を行うことが望ましい。

サンドコンパクションパイル工法の性能照査のための事前調査は、以下の (1) ～ (2) によることができる。

(1) サンドコンパクションパイル工法の性能照査のための事前調査

サンドコンパクションパイル工法の性能照査のための事前調査を表 4-6-7²⁰⁾に示す。

表 4-6-7 サンドコンパクションパイル工法の性能照査のための事前調査

調 査 項 目		調査または整理データ内容
原 地 盤 土質調査	土層構成	土質柱状図，土層断面図，地下水位，水深
	粘性土 有機質土	湿潤単位体積重量，粘着力，粘着力増加係数，圧密降伏応力，圧密係数， e - $\log p$ 曲線，体積圧縮係数，圧縮指数，粒度組成（特に砂礫分含有率），含水比など
	砂 質 土	N 値，粒度組成（特に細粒分含有率）など
使用材料調査		粒度組成，供給可能量及びコスト，供給経路など
施工域の 条件調査	陸上工事	トラフィカビリティ，近接構造物の有無，地中構造物の有無，施工域周辺の土地利用状況，施工域の高さ制限（電線などによる）など
	海上工事	近接構造物（岸壁・護岸・防波堤など）の有無，近接する陸上施設の状況，施工域の高さ制限（例えば飛行場周辺の空域制限），養魚場などの有無，海底地盤中の有害物質の有無など

(2) サンドコンパクションパイル材料の粒度実績範囲

サンドコンパクションパイルの使用材料は、 $0.074\mu\text{m}$ 以下の細粒分が少なく、かつ施工により土粒子が細粒化しない材料を用いる。

図 4-6-11²⁾にサンドコンパクションパイル砂杭材料の粒度実績範囲を示す。材料としては細粒分が 3～5%以下で最大粒径が 40～50mm 以下のものが望ましい。

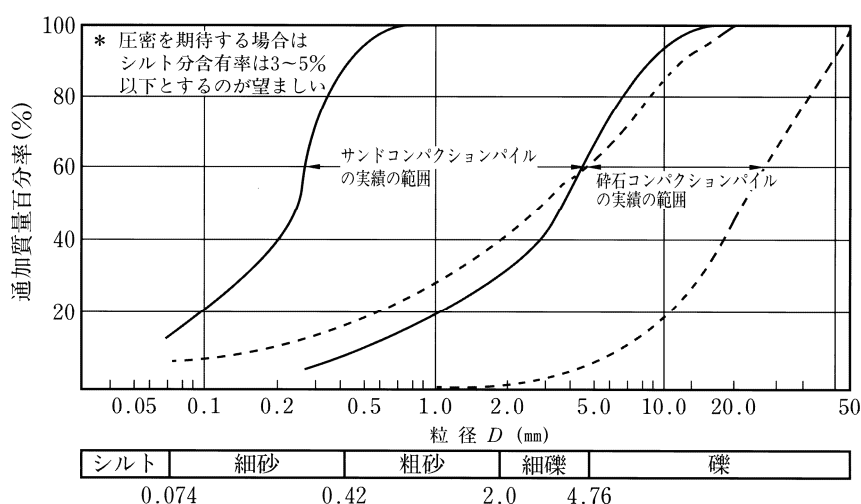


図 4-6-11 サンドコンパクションパイル砂杭材料の粒度実績範囲

6.5.3 砂質土に対するサンドコンパクションパイル工法の性能照査

砂質土に対するサンドコンパクションパイル工法は、地盤特性、施工性等を考慮し、置換率、及び改良の範囲を適切に定めることが望ましい。

砂質土に対するサンドコンパクションパイル工法の性能照査は、以下の (1) ～ (2) によることができる。

(1) 置換率と砂杭間隔

置換率 (a_s) は原地盤を 1 としての砂杭の体積割合で改良の程度を示す定数である。一般には、砂質土や陸上の粘性土の改良には 30%以下、海底の粘性土では 30～80%の範囲とすることが多く、漁港構造物においては高置換率 (70%程度) の改良例が多い。これは、設計、施工管理の容易さと工期が短くて済むことから、多く使用されてきたが、工期に余裕がある場合は、低置換率 (30%以下程度) を使用する方が経済的である。

砂杭の配置は、正方形配置、平行四辺形配置、三角形配置 (図 4-6-12 参照) があり、それぞれの場合の置換率 a_s は以下の式で表されている。

$$\text{(正方形配置)} \quad a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{\chi^2} \dots\dots\dots \text{(式 4-6-7)}$$

$$\text{(平行四辺形配置)} \quad a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{\chi_1 \chi_2} \dots\dots\dots \text{(式 4-6-8)}$$

$$\text{(三角形配置)} \quad a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{A_s}{\chi^2} \dots\dots\dots \text{(式 4-6-9)}$$

ここに、

A_s : 砂杭断面積

A : 砂杭一本が分担する面積 (分担面積)

x, x_1, x_2 : 砂杭間隔

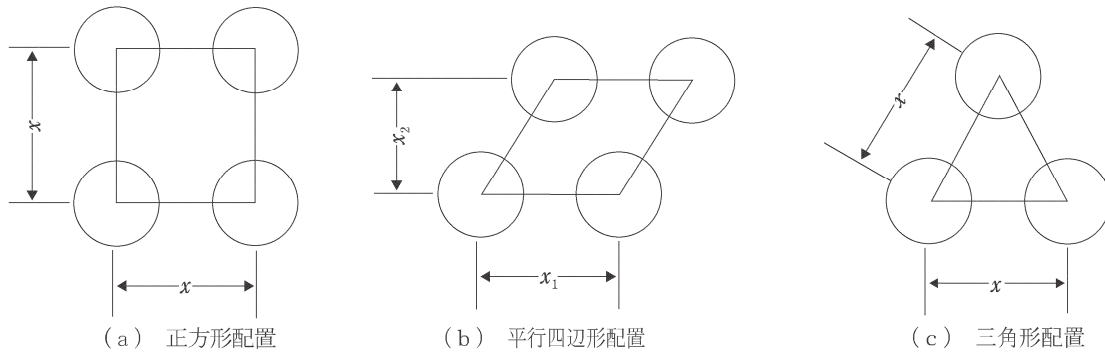


図 4-6-12 サンドコンパクションパイル工法の砂杭配置

砂杭断面積は、陸上工事では砂杭径が標準 70cm、海上工事の粘性土改良では標準 160cm 又は 200cm、海上工事の砂質土改良では 80~120cm 相当とすることが多い。

(2) 砂質土に対する性能照査法

サンドコンパクションパイル工法での砂質土に対する性能照査法の基本的な考え方は、 $1+e_0$ の体積の地盤に、 Δe に相当する砂を振動圧入することで改良することである (図 4-6-13)。したがって、置換率 a_s は式 4-6-10 となる。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \dots\dots\dots (式 4-6-10)$$

ここで、

e_0 : 原地盤の間隙比

e_1 : 改良後の地盤の間隙比

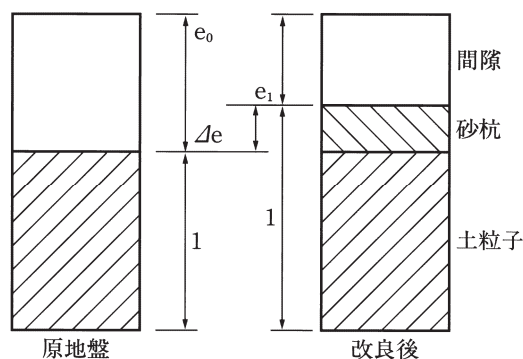


図 4-6-13 原地盤と改良後の比較

砂質地盤に対するサンドコンパクションパイル工法の改良効果は標準貫入試験値 (N 値) で示されることが多い。改良後の N 値は改良前の原地盤 N 値 (N_0) と置換率 a_s に主に支配されるが、その他、

原地盤の粒度分布、土被り圧にも影響される。特に、細粒分を多く含む土層の場合には、改良効果が小さいので留意が必要である。

砂質土地盤に対するサンドコンパクションパイル工法の照査法²²⁾には、図 4-6-14 に示すように、実績に基づく簡易図表を用いる方法（方法 A²³⁾）と相対密度 D_r を介して N 値から間隙比を推定する方法（方法 B²⁴⁾、方法 C²⁵⁾、方法 D²⁶⁾）がある。

方法 A では、図 4-6-14 (a) に示すように図表を用いる。これは、原地盤の細粒分約 20% 以下の地盤でサンドコンパクションパイル工法を施工した実績より作成された図表であり、原地盤の N 値と置換率 a_s 、及び改良後の砂杭の中間地点の N 値との関係を示している。

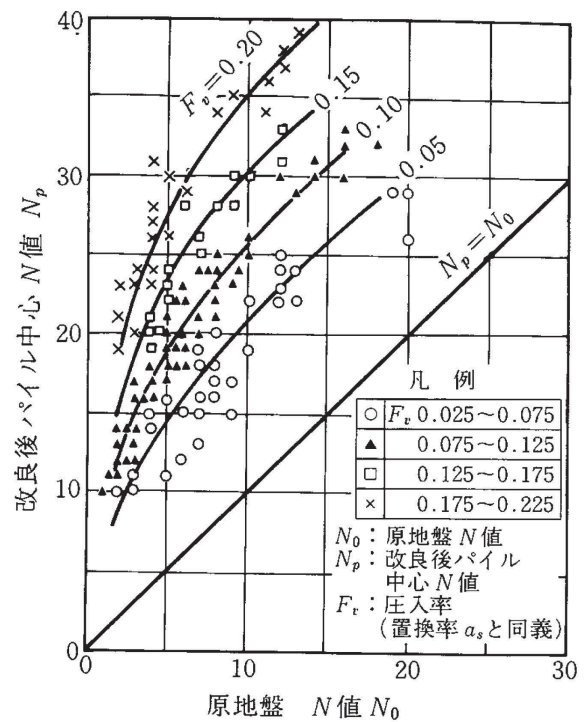
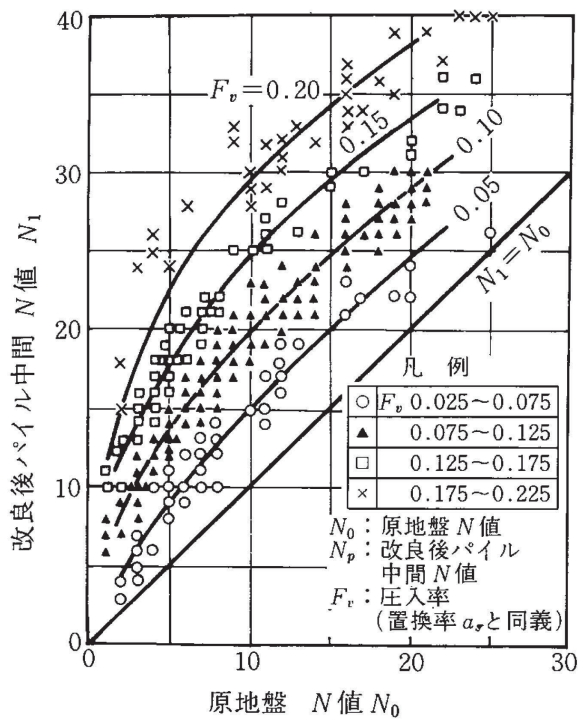
方法 B、方法 C、方法 D の概念は、図 4-6-14 (b) に示すとおりである。方法 B の考え方を基本として、細粒分による改良効果の低減率を考慮した方法が方法 C と方法 D であり、その具体的な照査フローを図 4-6-15 に示す。

方法 C では細粒分による改良効果の低減率 β を定義し、みかけの改良後の N 値を求めて置換率を求める。砂杭打設時の地盤は体積変化を生じないものと仮定している。

一方、方法 D では図 4-6-16 のように砂杭打設後の地盤の変化を考え、有効締固め係数 R_c と定義したパラメータを導入している。

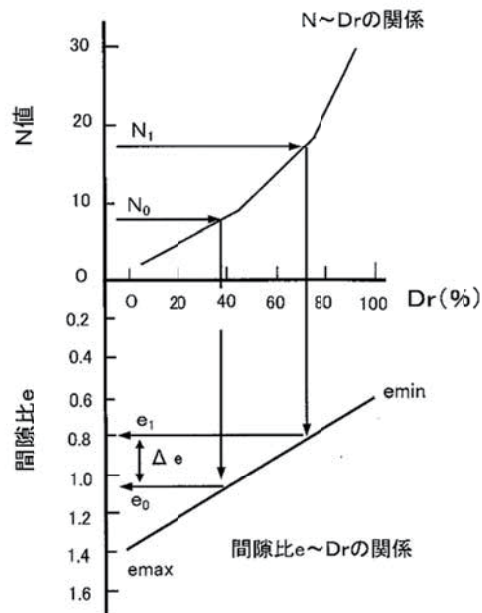
方法 A から方法 D のうち、方法 D が締め固めの効果のメカニズムを忠実に再現した方法であるため、詳細な検討では方法 D を用いることが望ましい。

この他の方法として、地盤の累積せん断ひずみを用いる方法も提案されている。同方法において置換率 a_s は、図 4-6-17 (a) に示すフロー²⁷⁾にしたがって目標 N 値から求めることができる。なお、フロー中の κ は図 4-6-17 (b) に示すようにサンドコンパクションパイル工法の施工前・後に N 値実績から得られた係数である。本方法も、詳細な検討方法として有効である。



(a) 原地盤 N 値 N_0 とパイル間 N 値 N_1 の関係 (b) 原地盤 N 値 N_0 とパイル中心 N 値 N_1 の関係

(a) 実績に基づく簡易図表 (方法 A)



(b) N 値 $\sim Dr \sim e$ 関係に基づく方法の概念図 (方法 B、C、D)

図 4-6-14 サンドコンパクションパイル工法の砂質地盤に対する照査法 ²²⁾

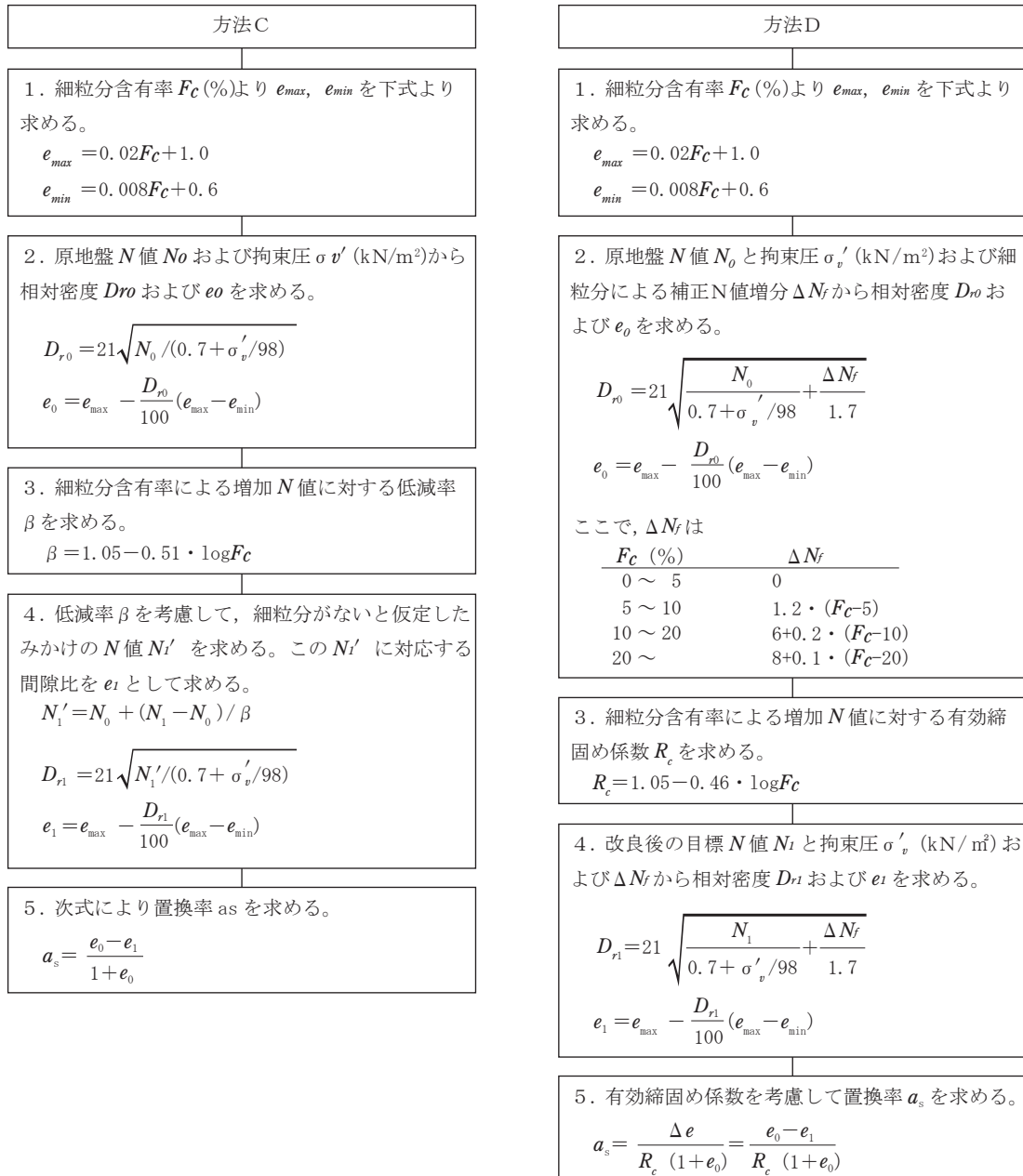


図 4-6-15 サンドコンパクションパイル工法の砂質地盤に対する照査フロー²²⁾

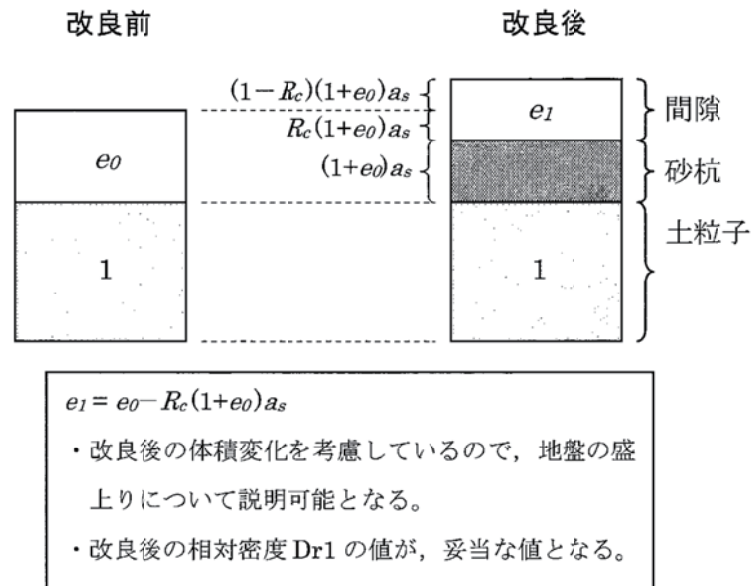


図 4-6-16 有効締固め係数 R_c の考え方

1. $e_{\max}$, $e_{\min}$ は、細粒分含有率 $F_c(\%)$ より下式を用いて求める。

$$e_{\max} = 0.02 F_c + 1.0, \quad e_{\min} = 0.6$$

2. 原地盤の相対密度 D_{r0} は下式で求める。
(マイヤホッフの式)

$$D_{r0} = 0.16 \sqrt{\frac{167}{69 + \sigma_v'}} N_0$$

3. STEP-2 の D_{r0} を用いて、下式より地盤の初期累積せん断ひずみ γ_i^* を求める。

$$D_{r0} = \frac{\gamma_i^*}{c_1 / c_2 + \gamma_i^*}$$

$$\text{ここで } \kappa = 5 \times 10^{-0.01 F_c}$$

$$c_1 = e_{\max} - e_{\min}, \quad c_2 = 1 + e_{\max}$$

4. STEP-2 の式で、 N_0 に代えて目標 N 値 N_1 を代入し、改良後の相対密度 D_{r1} を求める。

$$D_{r1} = 0.16 \sqrt{\frac{167}{69 + \sigma_v'}} N_1$$

5. 下式において、STEP-4 の D_{r1} を用いて a_s について解くことで置換率 a_s を求める。

$$D_{r1} = \frac{\kappa \times a_s + \gamma_i^*}{c_1 / c_2 + (\kappa \times a_s + \gamma_i^*)}$$

図 4-6-17 (a) 置換率算定フロー (κ 法)

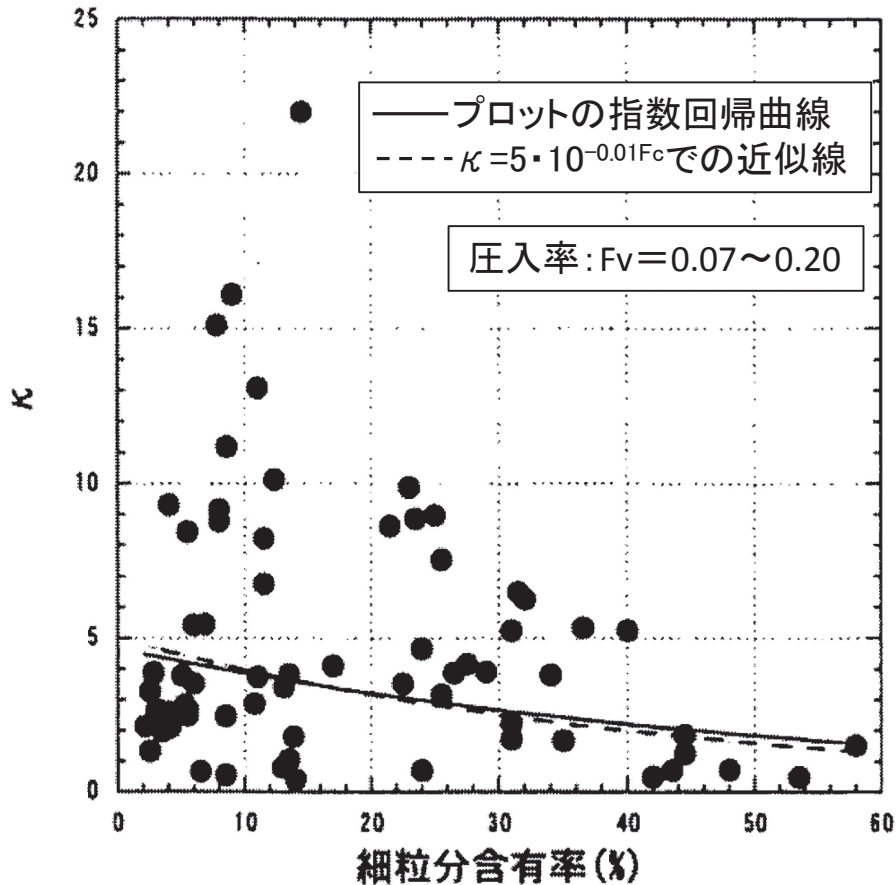


図 4-6-17 (b) κ と細粒分含有率の関係

6.5.4 粘性土に対するサンドコンパクションパイル工法の性能照査

粘性土に対するサンドコンパクションパイル工法は、地盤特性、施工性、盛り上がり土の量とその処理等を考慮し、置換率、及び改良の範囲を適切に定めることが望ましい。

粘性土に対するサンドコンパクションパイル工法の検討は、以下の (1) ~ (7) によることができる。

(1) 複合地盤

粘性土地盤をサンドコンパクションパイル工法により改良した砂杭と粘性土からなる地盤を複合地盤とよぶ。応力分担比 ($n = \sigma_p / \sigma_c$) は、現場データからの逆解析によると 2~6 程度の範囲である。

(2) 円弧すべり

① 改良地盤のせん断強度

漁港工事におけるサンドコンパクションパイル工法は、粘性土地盤の改良に利用されることが多いので、粘性土地盤に対する照査法について説明する。

改良された地盤は砂杭と粘性土からなる複合地盤として扱う。改良地盤のせん断抵抗の考え方として以下の 4 種類の表示式が提案されている。

$$\tau = (1 - a_s) \left(c_0 + kz + \frac{\mu_c \Delta \sigma_z c}{pU} \right) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta \sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (式 4-6-11)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (式 4-6-12)$$

$$\tau = (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \tan \phi \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (式 4-6-13)$$

$$\tau = (1 - a_s) \left(c_0 + kz + \frac{\mu_c \Delta \sigma_z c}{pU} \right) + (\gamma_m z + \Delta \sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad \dots\dots (式 4-6-14)$$

ここに、

τ : すべり線の位置で発揮される平均せん断強度

a_s : 砂杭の置換率 (一本の砂杭の断面積 / 一本の砂杭の支配する有効断面積)

c_0 : $z=0$ における粘性土の粘着力

k : 深さ方向への強度増加率

z : 鉛直座標 (対象とするすべり線の深さ)

$c_0 + kz$: 深さ z の位置における粘着力

$\Delta \sigma_z$: 対象とするすべり線の位置での、作用による鉛直応力増分の平均値

n : 応力分担比、 $n = \Delta \sigma_s / \Delta \sigma_c$ (粘性土地盤の砂杭の場合、通常 3 を用いている)

μ_c : 杭間粘性土部分での応力低減係数 $\mu_c = 1 / \{1 + (n-1)a_s\}$

μ_s : 砂杭部分での応力集中係数 $\mu_s = n / \{1 + (n-1)a_s\}$

c/p : 原地盤粘性土の強度増加係数

γ_s : 砂杭の単位体積重量 (地下水面下では γ'_s とする)

γ_c : 粘性土の単位体積重量 (地下水面下では γ'_c とする)

ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角

U : 杭間粘土の平均圧密度

θ : 対象とするすべり線が水平面と成す角度

γ_m : 平均単位体積重量 $\gamma_m = a_s \gamma_s + (1 - a_s) \gamma_c$

ϕ : 高置換率の改良地盤を均一砂地盤と仮定する場合の

改良地盤の仮想の内部摩擦角

② 円弧すべり

漁港構造物の設計においては、サンドコンパクションパイル工法の置換率により次のような適用を標準とする。

a) 置換率が 70% 以上の場合

$\phi = 30^\circ$ の一様地盤とみなし、円弧すべりの検討を行う。

$$\tau = (\gamma'_s z + \sigma_z) \tan 30^\circ \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (式 4-6-15)$$

b) 置換率が 70% 未満の場合

円弧すべりの計算におけるせん断抵抗力は、以下の式を用いることを標準とする。

$$\tau = (1 - a_s)c + (\gamma_m z + \sigma_z)\tan\phi_s \cos^2\theta \dots\dots\dots (式 4-6-16)$$

改良地盤内において、原地盤の土質定数が大きく変化する場合や置換率を変えて検討する場合には、改良地盤を同一地盤とみなさず、多層に分けて土質定数を設定するとよい。

円弧すべりの検討においては、原地盤の土性に応じて（粘性土、中間土）所定の安全率 1.3 を満足することが望ましい。

(3) 支持力

改良地盤の許容支持力は複合地盤として以下の式を用いて算出することができる。

$$q_A = q_{As} + q_{Ac} + \gamma_2 \cdot D \dots\dots\dots (式 4-6-17)$$

ここに、

q_A ：改良地盤の許容支持力

q_{As} ：砂杭の許容支持力 $q_{As} = 1/F_s \cdot a_s (\beta \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q)$

q_{Ac} ：原地盤の許容支持力 $q_{Ac} = 1/F_s \cdot c \cdot N_c (1 - a_s)$

B ：基礎の最小幅

D ：基礎マウンド高さ

γ_s ：砂杭の単位体積重量

γ_2 ：基礎底面より上の土の単位体積重量

c ：砂杭間粘性土の粘着力

β ：基礎の形状係数

N_γ, N_q, N_c ：支持力係数

a_s ：置換率

F_s ：安全率（2.5 以上を標準とする）

（注） $a_s > 70\%$ の場合は円弧すべりの検討同様、 $\phi = 30^\circ$ の砂質土地盤として検討してもよい。ただし、その場合 q_{Ac} は無視することができる。

(4) 圧密の検討方法

改良地盤の沈下量 S は、土質試験結果に基づいて求めた無処理としての沈下量 S_0 に沈下低減係数 β を乗じて求める。

$$S = \beta \cdot S_0 \dots\dots\dots (式 4-6-18)$$

ここに、

S ：改良地盤の沈下量

S_0 ：無改良としての沈下量

このときの β は、次式で表される。

$$\begin{aligned} \text{低置換改良の場合 } (a_s < 0.5) \quad & \beta = \mu_c = \frac{1}{1 + (n - 1)a_s} \\ \text{高置換改良の場合 } (a_s \geq 0.5) \quad & \beta = 1 - a_s \end{aligned}$$

現場データに基づく β の実績を図 4-6-18²⁸⁾に示す。

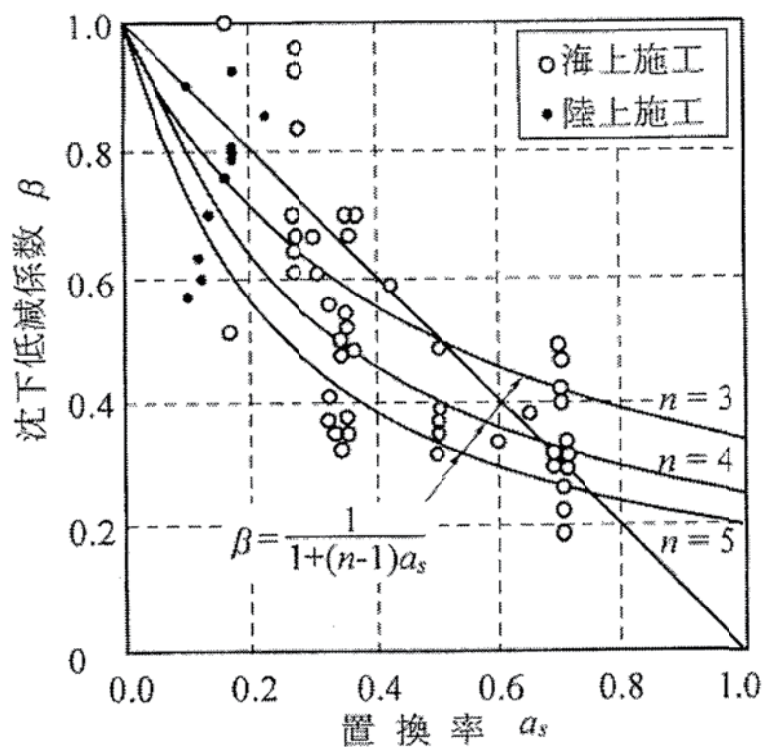


図 4-6-18 サンドコンパクションパイル工法の沈下低減効果

ただし、海上におけるサンドコンパクションパイル工法工事の場合、実際の圧密時間は計算値よりも 2～10 倍遅れるので（改良率が高いものほどこの傾向が顕著である）、施工後 3 カ月程度の放置期間を考慮するのが望ましい（図 4-6-19²⁹⁾を参照）。

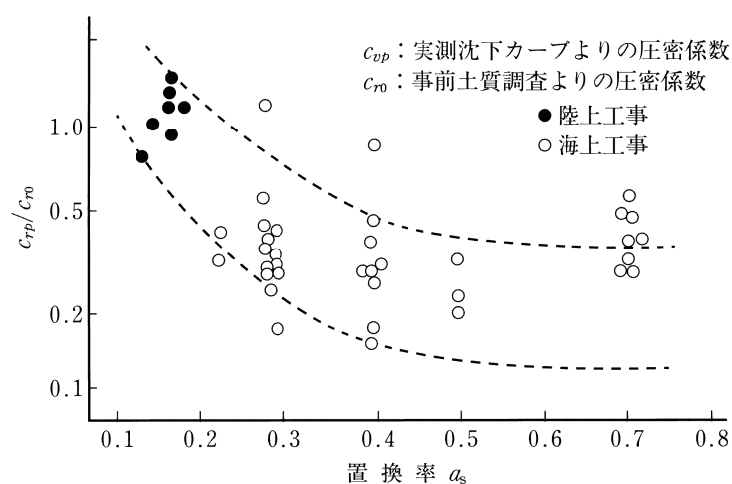


図 4-6-19 $a_s - c_{vp}/c_{v0}$ の関係

(5) 盛り上がり土

改良に伴う周辺の地盤の盛り上がり量及び形状等は、施工条件等を考慮し、適切な方法により検討する必要がある。

① 周辺地盤への影響

サンドコンパクションパイル工法は、バイブロハンマーにより砂を地盤中に強制的に圧入する工法であるので施工中の振動・騒音や周辺地盤の変位等に留意する必要がある。

変位には水平変位と鉛直変位とがあるが、サンドコンパクションパイル改良地点の近傍に構造物や民家などがある場合は、それらへの影響をあらかじめ想定するとともに、施工管理に影響測定等を加える等の配慮が必要である。

② 盛り上がり

サンドコンパクションパイル打設に伴い地盤面が盛り上がる現象がみられ、これが設計、施工管理等にとって重要な要素となる。盛り上がりの予測は極めて難しいが、盛り上がり形状等に関する研究からいくつかの推定方法が提案されている。

a) 盛り上がり量

海底面が傾斜地盤で、比較的小～中規模のサンドコンパクションパイル施工による地盤の盛り上がり量の推定式が、実態調査をもとに提案されている。盛り上がり高さの予測を地盤改良範囲の山側縁部 (H_u) と海側縁部 (H_d) について示したものである。

山側及び海側の盛り上がり高さは下式から推定することができる³⁰⁾。

$$\text{山側} \quad H_u = a_s [2.8 + Z_0 (0.36 \cdot a_s + 0.11)] \times 0.15 \quad \cdots \cdots \text{(式 4-6-19)}$$

$$\text{海側} \quad H_d = a_s [2.8 + Z_0 (0.36 \cdot a_s + 0.11)] \times 0.65 \quad \cdots \cdots \text{(式 4-6-20)}$$

ここに、

Z_0 : 平均杭長 (m)

a_s : 砂置換率

b) 盛り上がり形状

盛り上がり形状については、図 4-6-20、図 4-6-21 を参考としてよい。ただし、実際の盛り上がり形状は、砂杭の打設順序や隣接構造物などの施工条件に影響されるので、これらを考慮した施工が望ましい。

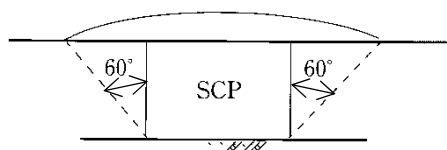


図 4-6-20 平坦地の盛り上がり形状

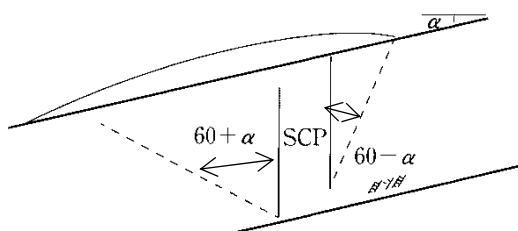
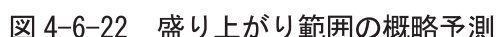


図 4-6-21 急傾斜地の盛り上がり形状

エ) 上記の方法で求めた角度で決まる盛り上がり土法尻を底辺とし、改良幅を上辺、山側及び海側各々の盛り上がり高さからなる台形状としてよい。



盛り上がり土の土性は、土質調査の結果から地表部強度の小さい場合には、地表部（正確には盛り上がり高さの 1/2 の深度）の原地盤土性とはほぼ同じことがわかっている。したがって、盛り上がり土は地盤の一部として取り扱えばよい。しかし、地表部の地盤強度が強い場合には、($q_u \geq 19.6 \text{ kPa}$) 盛り上がり部の強度はやや弱くなるので注意が必要である。

水深が-3～-5m と浅い場合には、サンドコンパクション船は施工場所に入れるが、砂供給船が入れないので平台船により供給し、施工する。その際、盛り上がり土は浚渫しながら施工を行うのが一般的である。水深に余裕がない現場においては、盛り上がりを想定して作業船の喫水が確保できるよう注意するのがよい。

b) ②の方法は、砂質土や粗粒分の多いシルト質粘土の改良において行われ、盛り上がり土

を振動によって締固め、利用するものである。一般には、盛り上がり土内をサンドドレーン処理して圧密を促進し利用する方法等が行われているが、圧密が進行するまで盛り上がり土が依然として軟弱な状態で残り、構造上の弱点となるので施工には注意を要する。このケースでは、上部に載荷するたびに沈下が発生するので、施工途中に十分な土質調査を行って圧密沈下量を推定したうえで、上部構造物を施工するのがよい。

なお、この方法ではサンドマットの施工を行うことが望ましい。サンドマットが粘性土の発散を押さえて、周辺海域の汚濁を防ぐため、養殖などが盛んな地域での施工に用いられる。盛り上がり土内の強度を増すために、盛り上がり土内をサンドコンパクション処理して強度増加を図る方法も行われている³²⁾。

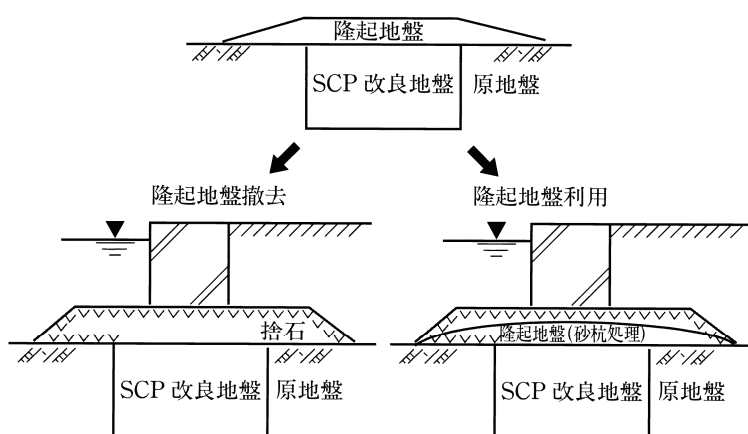


図 4-6-23 盛り上がり土の処理法概念図

(7) 盛り上がり量の推定方法

盛り上がり量の推定には、上記のほかに以下に示すような推定方法が提案されている。

① 一般的な推定方法

最も一般的な盛り上がり土量の推定方法としては、以下の式がある。

$$V' = \mu V \dots\dots\dots (式 4-6-21)$$

ここに、

V' : 盛り上がり土量 (m³)

μ : 盛り上がり率

V : 設計投入砂量 (m³)

また、盛り上がり率 μ については、以下の式が提案 (図 4-6-24 を参照) されている。

$$\mu = 0.316 \cdot a_s - 0.028 \cdot \bar{L} + 0.036 \cdot q_u + 0.700^{33)} \dots\dots\dots (式 4-6-22)$$

$$\mu = 2.803 \frac{1}{\bar{L}} + 0.356 a_s + 0.112^{34)} \dots\dots\dots (式 4-6-23)$$

ここに、

$\bar{L}$: 平均パイル長

a_s : 置換率

q_u : $z=L/3$ での一軸圧縮強度

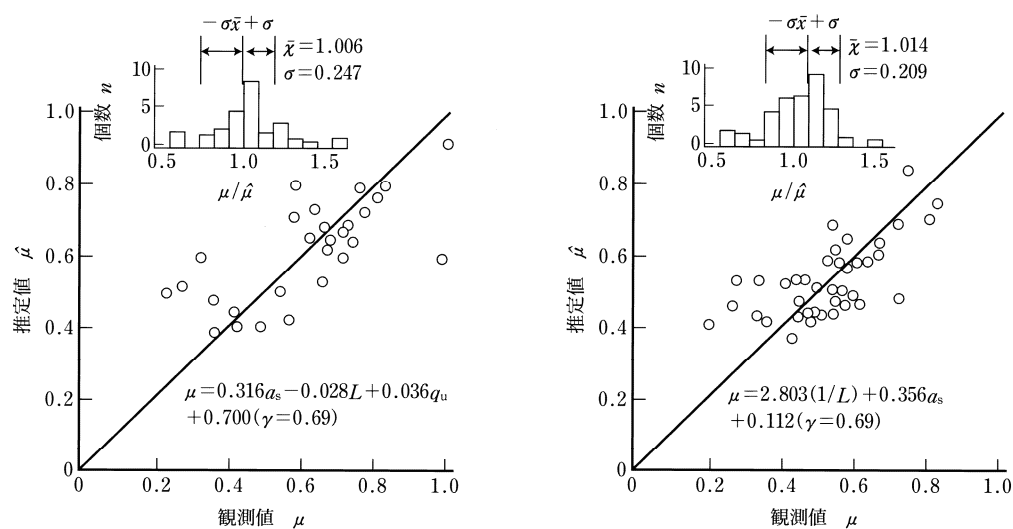


図 4-6-24 盛り上がり率に対する重回帰分析結果

② 砂杭径の大型化に伴う推定方法

最近では、大水深、砂杭径の大型化に伴い、これらを考慮した新たな推定式が提案されている。その推定式を式 4-6-24、式 4-6-25 に示す。式 4-6-24 が杭径 1.6m に対するものであり、式 4-6-25 が杭径 2.0m に対するものである³⁵⁾。

$$\mu(1.6\text{m}) = \frac{1.999}{L} + 0.678a_s + 0.053 \quad \dots\dots\dots \text{(式 4-6-24)}$$

$$\mu(2.0\text{m}) = \frac{2.117}{L} + 0.718a_s + 0.056 \quad \dots\dots\dots \text{(式 4-6-25)}$$

ここに、

μ : 盛り上がり率

L : 平均パイル長

a_s : 置換率

6.6 静的圧入締固め工法

6.6.1 基本方針

静的圧入締固め工法の性能照査にあたっては、原地盤の特性や施工性の特徴に配慮し、既往の施工時、設計又は試験施工の結果に配慮することが望ましい。

静的圧入締固め工法は、図 4-6-25 に示すように極めて流動性の低いモルタルあるいは流動化させた砂、可塑性グラウトなどの注入材を地盤中に強制的に圧入して地盤を締め固める工法である。

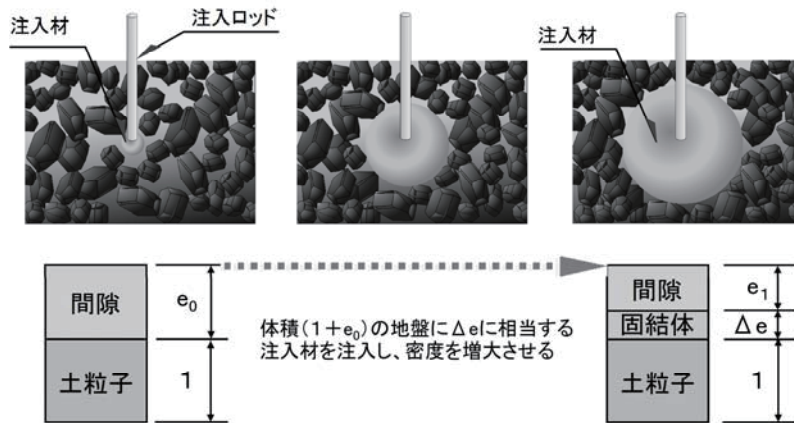


図 4-6-25 静的圧入締固め工法の概念図

静的圧入締固め工法は、次の①～④の特徴を有す。

- ① 本工法は、既設構造物直下地盤の地盤改良やサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）などの大型の施工機では施工できない狭隘な場所での施工に適用されることが多い。
- ② 本工法の施工システムは、プラントがコンパクトなため車載型システムとしておけば、日々システムの撤去が可能となる。このため、例えば空港施設のように日中の施設の稼働停止が許されないような場合にも、夜間のみにシステムを搬入し施工を実施することができる。
- ③ 注入を行う箇所では、小型のボーリングマシンと注入管リフト装置を設置するだけのため、空間に制限があるような場合や狭隘な場所でも施工が可能である。また、特殊注入ポンプを用いて静的に圧入するため振動・騒音が少ないなどの利点がある。
- ④ 本工法の施工中の地盤変位は、振動エネルギーを用いて施工する工法（例えばSCP工法）と比較して小さい。しかしながら基本的に締め固める工法であることから、地盤条件や施工する地盤の深度によっては、施工時変位によって既設構造物に悪影響を及ぼすことがある。このため、既設構造物周辺あるいは既設構造物直下の施工をする際には、施工中の注入圧力や注入速度には十分留意する必要がある。そのため注入圧力は注入深度や改良対象地盤の硬さによっても異なるが $1\sim 6\text{MPa}$ 、注入速度は $30\sim 50\text{l/min}$ とすることが望ましい。

6.6.2 静的圧入締固め工法の性能照査

本工法の原理は、図 4-6-25 でも示したように地盤に注入材を強制圧入することで間隙を減少させることである。このため基本的な考え方としては、砂地盤に対する SCP 工法に準じている。まず改良後に必要な N 値を設定して、必要な置換率 a_s を求める。その後、必要な置換率に応じた改良径と配置間隔を決定するのがよい。このとき SCP 工法に準じるなら円柱の改良体を想定した改良径が必要となる。静的圧入締固め工法の場合、実際の施工において注入材はいびつな球根状で注入されるが、設計ではこれを深さ方向に均一な円柱状の改良杭と仮定し、この杭の平均杭径（「換算改良径」と称す）が SCP 工法の改良径と同様のものとして取り扱われている。

静的圧入締固め工法では、SCP 工法とは異なり注入材の注入量を変えることで改良径を自在に変えることができる。このため、性能照査時には配置間隔とともに換算改良径を設定して、平面状の配置を決定する必要がある。標準的には、図 4-6-26 に示すように換算改良径を $0.4\sim 0.7\text{m}$ 、配置間隔を $1\sim 2\text{m}$ 程度の範囲としている³⁶⁾。

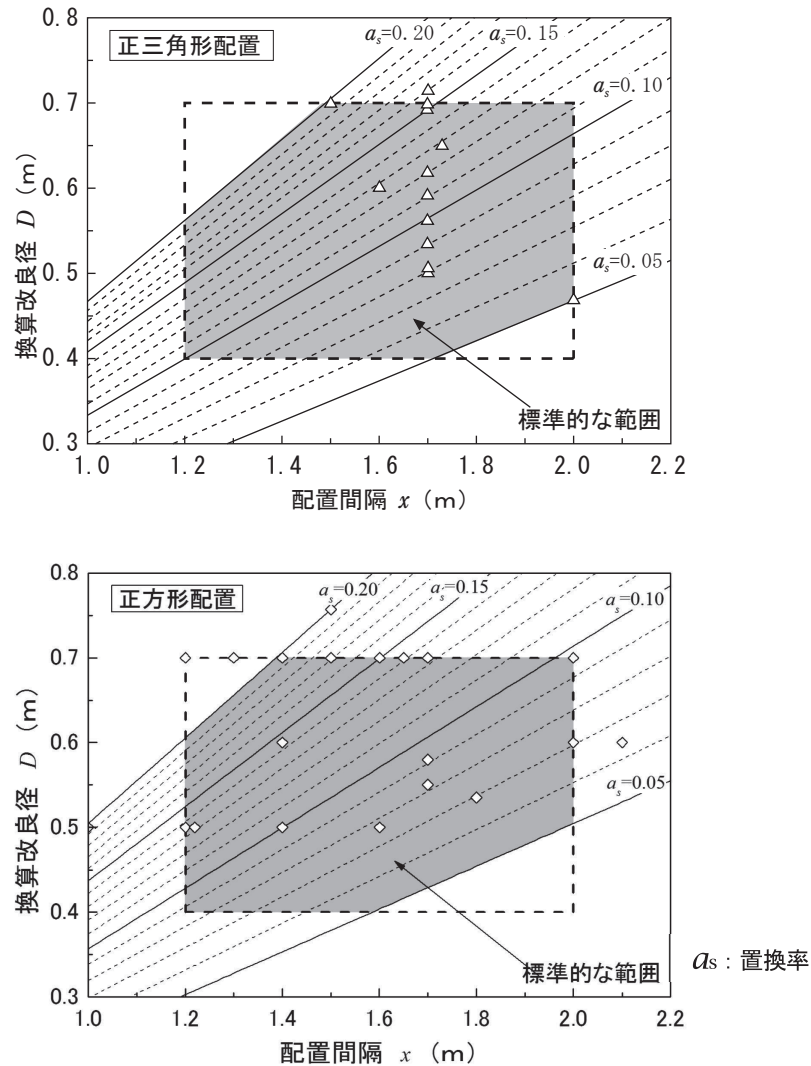


図 4-6-26 配置間隔と換算改良径の関係

6.7 深層混合処理工法

6.7.1 基本方針

深層混合処理工法の性能照査にあたっては、地盤条件、改良体の安定性、施工性、及び使用可能な機械の条件等を考慮することが望ましい。

なお、深層混合処理工法で用いる主な用語は次のとおりである。

- ① 安定処理土：深層混合処理工法によって作られる改良土
- ② 改良体：処理土により地中に形成される一種の構造物（壁式改良では、長壁間の未改良土も含む）
- ③ 外部安定：改良体と上部構造物が一体化して、いわば剛体として挙動し破壊に至る過程の安定の検討
- ④ 内部安定：外的に安定した改良体の内部の破壊の検討
- ⑤ 着底型：軟弱地盤を支持層まで改良することによって、作用のほとんどを支持層に伝達する改良型式で、改良体が支持層に着底する型式

深層混合処理工法の検討は、以下の（１）～（４）によることができる。

（１） 概要

深層混合処理工法は安定剤を軟弱地盤土に混合して化学反応により強度増加を図る工法で、後にジェットなどで強制的に軟弱土とセメント等とを置換する工法も含まれるようになった。

- ① 深層混合処理工法には混合する安定剤の種類、供給方法により数種の工法がある。

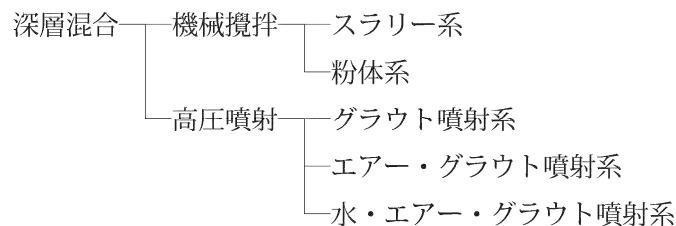


図 4-6-27 深層混合処理工法の分類

- ② 漁港工事においては上記工法のうち、安定材としてセメントスラリー（若しくはセメントモルタル）を用いた CDM 工法（Cement Deep Mixing Method）の施工例が多い。CDM 工法には次のような特徴がある。

- a) 短期間で所要強度が得られる。
- b) 対象地盤の土質性状に応じ安定剤添加量を設定することにより、所要強度の改良土が得られる。
- c) 载荷に伴う地盤改良の変形が極めて少ない。
- d) 原地盤をそのままの位置で固化し利用するので、軟弱土のしゅんせつ・除去・投棄の量が少ない。また、低振動、低騒音工法で周辺への影響が少ない。

③ 工法の適用

セメントスラリーの土質別と目的別に適用範囲を以下に示す。

a) 土質

単に軟弱粘性土のみならず、砂質土、有機質土等、改良を必要とするほとんどの土質に適用できる。

b) 目的

護岸、道路盛土等のすべり破壊防止、沈下低減、掘削底盤の安定、既設埋設管の防護、並びに建築物の基礎防護等多岐にわたる³⁷⁾。特に、漁港工事においては、岸壁基礎、防波堤基礎、護岸基礎として適用される例が多い。

- ④ 深層混合処理工法による処理土は原地盤の土と比べて強度及び変性係数が著しく大きく、破壊時のひずみ量は著しく小さい。したがって、処理土によって作られる改良体は一種の構造物とみなす。そのため、通常的地盤の安定解析方法とは異なり、構造物全体としての安定（外部安定）の検討と構造物自体の耐力（内部安定）の検討、及び改良体の剛体としての沈下、水平変

位、回転の検討を行うことを標準とする。
 一般的な性能照査手順を図 4-6-28 に示す。

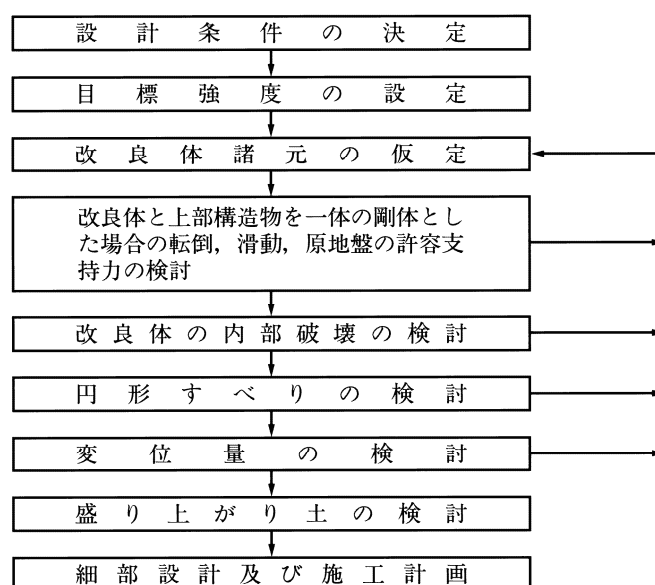


図 4-6-28 深層混合処理工法の性能照査手順

(2) 地盤改良形式

深層混合処理工法（CDM 工法）の改良地盤の形状には、①ブロック式、②壁式、③格子式、④杭式、⑤接円（ラップ）式の 5 タイプがあるが、安定性、経済性、施工性等を検討したうえで適切な形式を選定する必要がある。

一般には、重要構造物で、かつ大きな水平力が働く場合には、「ブロック式」、「壁式」、「格子式」が、その他の構造物については、「接円（ラップ）式」が用いられる。

① ブロック式改良

所定の改良範囲、深度まで、杭体をオーバーラップさせることにより一体化を図り、構造物直下の地盤を全面改良してブロック状に固結する改良形式をいう。

② 壁式改良

構造物下の地盤に長壁（ロングユニット）とよばれる改良土の壁を法線直角方向に形成し、これらを改良長さが短い短壁（ショートユニット）で法線方向に結合させた改良形式をいう。

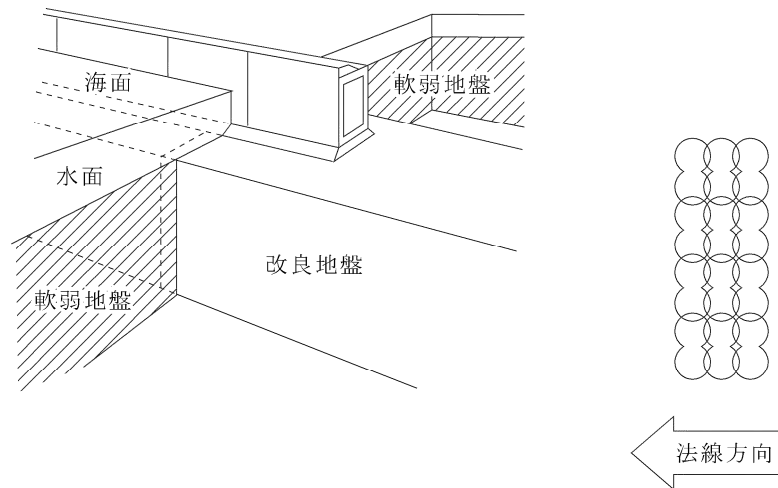


図 4-6-29 ブロック式改良地盤

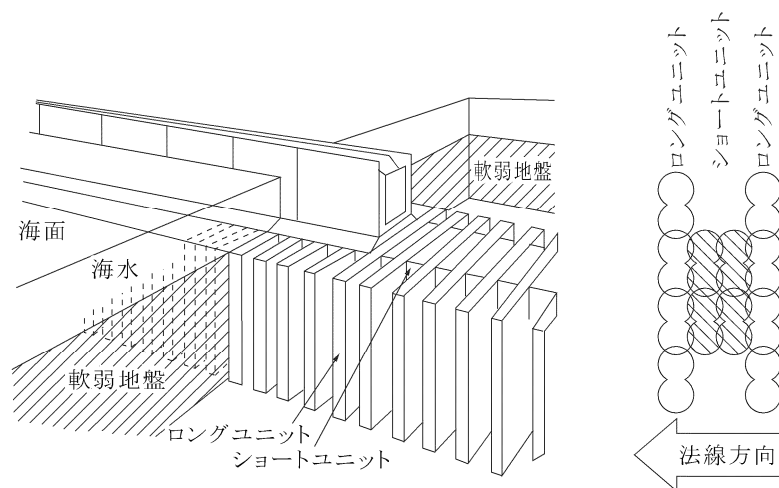


図 4-6-30 壁式改良地盤

③ 格子式改良

ブロック式と壁式の間代的なものであり、構造物下の地盤にロングユニットとショートユニットの改良土を格子状に形成する改良形式をいう。

④ 杭式改良

地盤に杭状の改良土を形成し、平面的に矩形又は千鳥状に配置して、群杭状にした改良形式をいう。

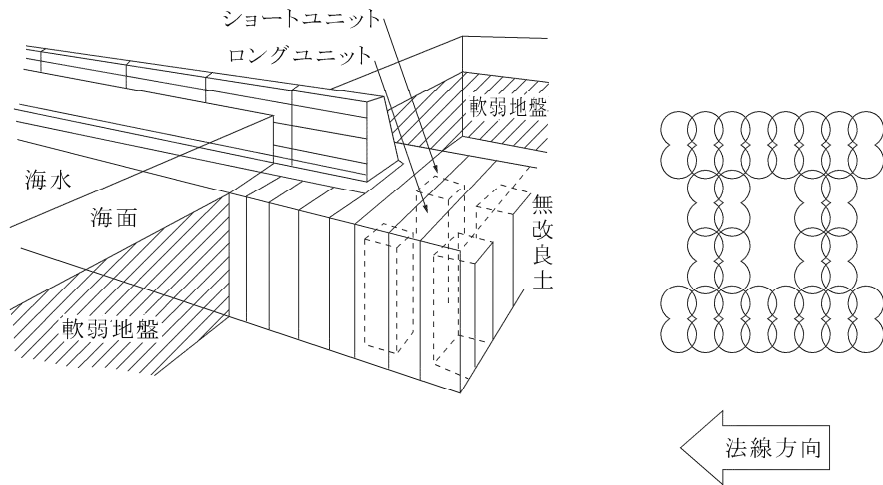


図 4-6-31 格子式改良地盤

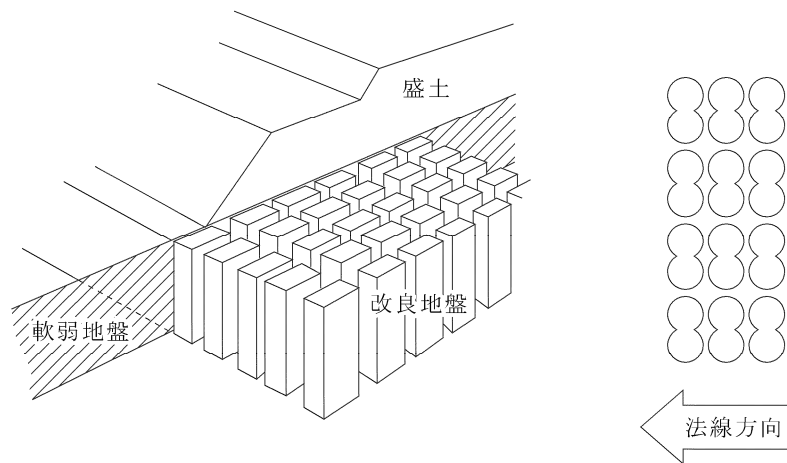


図 4-6-32 杭式改良地盤

⑤ 接円式改良

ブロック式と同様に構造物の直下を全面改良する方式だが、改良杭どうしを接して配置する改良形式をいう。

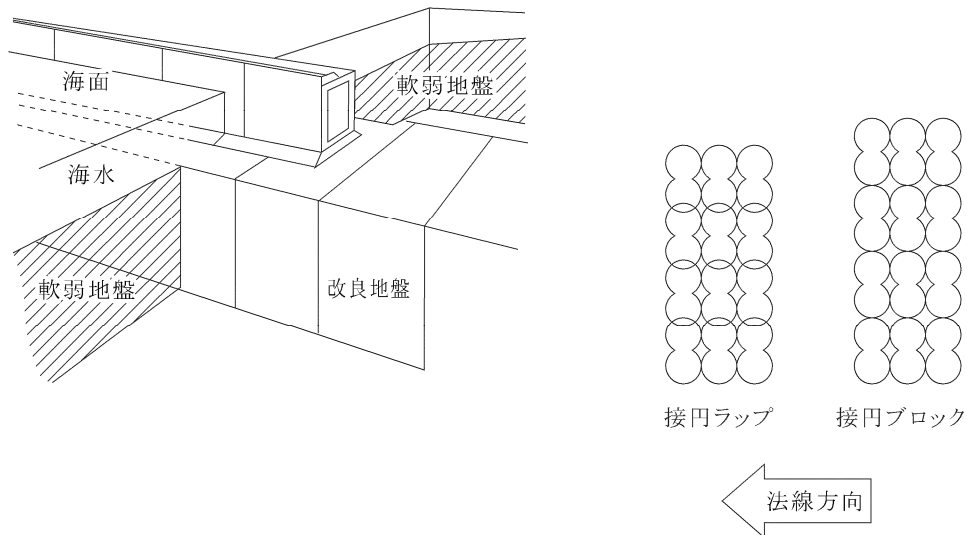


図 4-6-33 接円式改良地盤

(3) 地盤改良形式の特徴

① 安定性

ブロック式は改良体が一体となって作用に抵抗するために全体的にも内部的にも安定性が高い。杭式は杭間に未改良土が存在するため、水平力が大きい構造物には不適當であり、改良率が低くなると残留沈下等の問題が生ずる恐れがある。

接円式についても大きな水平力を受けた場合に改良体の安定性に問題が生ずる恐れがあり、そのような場合には主な力の作用方向の改良体をオーバーラップさせた接円ラップ式の採用を検討すべきである。

② 経済性

杭式は工期が短く、改良容積も小さいため経済的であり、反面、ブロック式は改良容積が大きくなるため工費が大きくなる。接円式は杭式には経済性が劣るがブロック式より経済的である。

③ 施工性

ブロック式では改良体全体をオーバーラップさせる必要があるため、工期が長く施工管理が難しい。一方、杭式は施工的に容易であるが、接円式は改良体どうしを確実に接合させるため、ブロック式に準ずる精度が求められる。

(4) 施工機械

深層混合処理工法の検討にあたっては、使用可能な施工機械（処理船）の条件を考慮することを原則とする。

① 改良範囲

処理機により、改良可能な範囲（深さ）、処理能力等が異なるので、軟弱地盤層が厚い場合等には、機種を選定に注意するのがよい。

② トルク

処理機により、トルクが異なっている。硬質な地盤に打設する場合、能率低下や処理機の破損等の危険があるので、改良すべき地盤の間に硬質な地盤が存在する場合（ N 値 >5 の砂質土若しくは $q_u > 69\text{kPa}$ の層が 2m 以上存在する場合、試験打ちを行うなどして安全性を確認する）や、傾斜地盤で支持力への着底を確実に行う必要がある場合は注意するのがよい。

③ 軸数

処理機により軸数（2軸、4軸、8軸）、改良面積等が異なるので、検討にはそれらを考慮するのがよい。

④ 吐出法

セメントスラリーの吐出方法には処理機の貫入時に吐出する方法と引き抜き時に吐出する方法とがあり、施工性、安定性等に差があるので検討にあたって留意するのがよい。

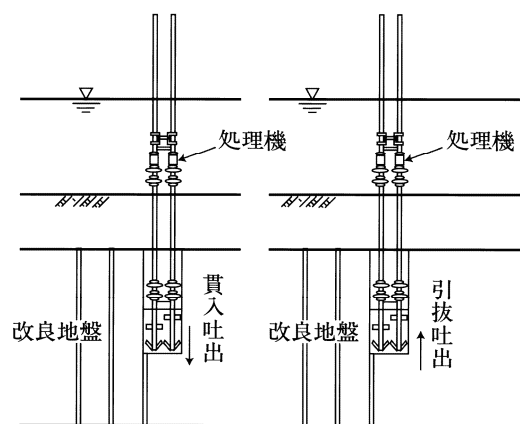


図 4-6-34 セメントスラリーの吐出方法

6.7.2 深層混合処理工法の性能照査

深層混合処理工法は、改良体の内部破壊、改良体全体の安定性、盛り上がり土の量とその処理等を考慮して、適切に検討することが望ましい。

深層混合処理工法の性能照査は、以下の（1）～（13）によることができる。

（1）安定材の配合

安定処理土の強度は、軟弱土の物理的性質、化学的性質、安定材の特性等に影響されるので、使用安定材、混合比等の配合は、現地試験又は室内配合試験を行い決定するのがよい。

これらの試験結果から設計基準強度 q_{ukc} を満足する配合を決定することが望ましい。

（2）許容応力度

改良体に発生する応力の検討にあたっては許容応力度を適切に設定するのがよい。

① 許容圧縮応力度 σ_{ca} は、設計基準強度 q_{ukc} から、式 4-6-26、式 4-6-27 により求める。

$$\text{常時} \quad \sigma_{ca} = \frac{q_{ukc} \alpha \beta}{F_s} = 400 \sim 600 \text{ kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{式 4-6-26})$$

$$\text{地震時} \quad \sigma_{ca} = \frac{q_{ukc} \alpha \beta}{F_s} = 600 \sim 900 \text{ kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{式 4-6-27})$$

ここに、

α : 断面有効係数

β : オーバーラップ部の信頼度係数

F_s : 安全率 (常時 : $F_s=3$ 、地震時 : $F_s=2$)

② 許容せん断応力度

許容せん断応力度 τ_a は、以下の式により求める。

$$\tau_a = \frac{1}{2} \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (\text{式 4-6-28})$$

③ 許容引張応力度

許容引張応力度 σ_{ta} は、以下の式により求める³⁸⁾。

$$\sigma_{ta} = 0.15 \sigma_{ca} \leq 200 \text{ kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{式 4-6-29})$$

(3) 性能照査の考え方

CDM 改良体の性能照査法は改良方式により異なっている。ブロック式の改良は改良全体を一体の土中構造物とし、杭式改良は改良地盤として検討するのがよい。また、接円式改良は双方の設計思想の折衷案的な考え方をとっている。それぞれの性能照査法は適切な既往の調査研究成果³⁹⁾に詳しい解説があるので参照されたい。

- ① ブロック式の改良は改良全体を一体の土中構造物として取り扱い、土中での安定性（滑動、転倒、地盤反力、原地盤の許容支持力）と内部の安定性（改良地盤の圧縮破壊、せん断破壊）等の照査を行う。
- ② 接円式の改良は漁港工事において最も多くの施工実績を有するが、設計思想はブロック式と杭式の折衷案ともよべるもので、現場への適応にはさらに検討すべき点が残っている。特に考慮すべきなのが大きな水平力が加わった場合の挙動である。接円式改良の性能照査法は改良体と改良体との間に存在する未改良土が改良土と一体に挙動するとの前提の下に成り立っている。

しかし、最近の調査試験等によると、改良体全体に大きな水平力が働いた場合には、杭間未改良土が変形し、改良地盤全体が変形を起こす危険性があるといわれている⁴⁰⁾。このため、接円式の改良は大きな地震力が働くと考えられるところ、高波浪を受ける大規模な防波堤や、大水深の岸壁の基礎など大きな水平力が働くと考えられる現場に採用する際には、十分な検討をするのがよい。

なお、大きな水平力が働く場合、その水平力に対抗する手段として、水平力の作用方向の改良体を図 4-6-35 のようにラップさせる。

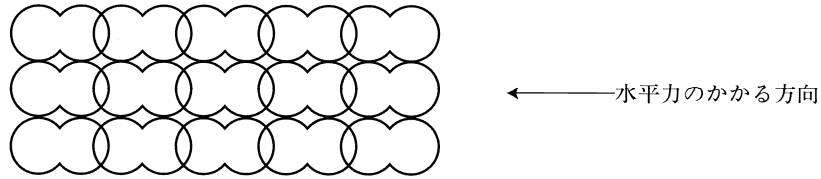


図 4-6-35 接円ラップ方式

これまでの設計、施工実績や施工後の状況を踏まえ、より高い安全性、経済性並びに施工性等を有する改良工法とするため、適切な改良形式を選定することが望ましい。

改良体形式は、原則として、改良体を剛体として取り扱うことのできる「ブロック式」、「壁式」、「格子式」並びに「接円（ラップ有）式」とする。

(4) 改良体への作用

改良体への作用は下記のものより、外部安定、内部安定、及び改良体の変位の各検討内容に応じて、必要なものを考慮することが望ましい。

- ① 上載荷重
- ② 自重
- ③ 土圧力及び残留水圧（係船岸、護岸の場合）
- ④ 波力及び浮力
- ⑤ 地震力
- ⑥ 船舶のけん引力及び衝撃力
- ⑦ 改良地盤底面反力及びせん断抵抗力

重力式岸壁を例にとり、改良体への作用の概念図を図 4-6-36 に示す。

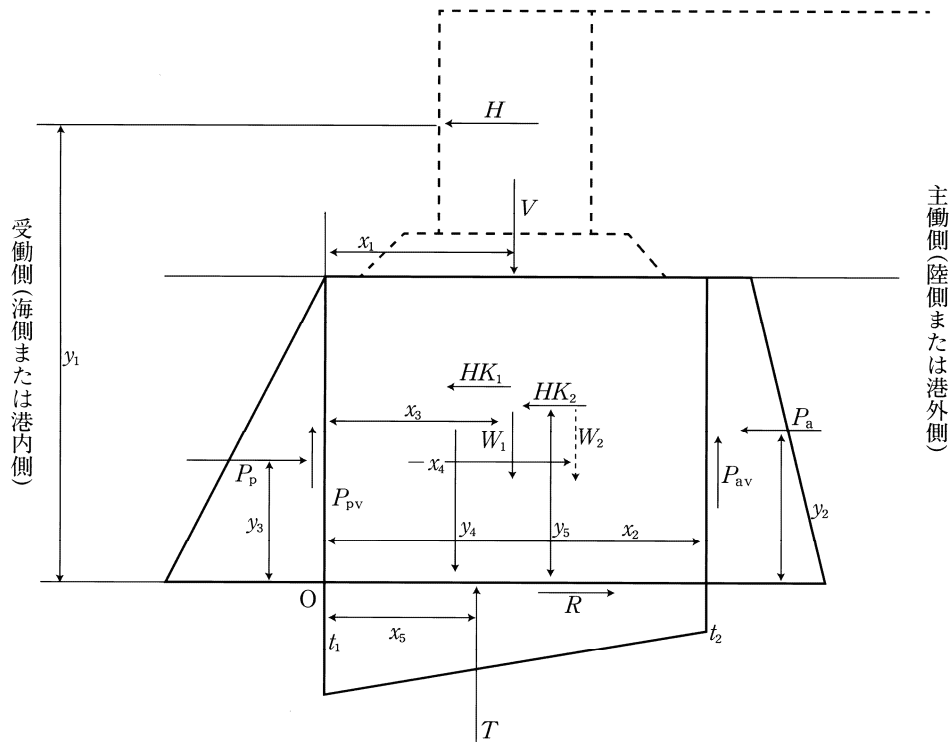


図 4-6-36 改良体への作用の概念図

ここに、

V ：本体工の自重、改良体の主働側端、受働側端の間にある裏込材料、裏埋土の有効重量、上載荷重等の鉛直力

H ：改良体の主働側端、受働側端の間にある本体工、裏込材、裏埋土等に働く地震時慣性力、並びに改良体の主働側端を通る鉛直面の改良体天端よりも上の部分に働く土圧の合力等の水平力

P_a ：改良体の主働側（護岸であれば陸側、防波堤であれば港外側）に働く土圧合力

P_{av} ：改良体の主働側側面に働く鉛直せん断力

P_p ：改良体の受働側（海側、あるいは港内側）に働く土圧合力

P_{pv} ：改良体の受働側側面に働く鉛直せん断力

W_1 ：改良体の有効重量

HK_1 ：改良体に働く地震時慣性力

R ：改良体底面に働くせん断抵抗力

T ：改良体底面に働く地盤反力

t_1, t_2 ：端し部の地盤反力強度（端し圧）

次の作用は壁式の場合のみ考慮するのがよい。

W_2 ：長壁間の未処理土の有効重量

HK_2 ：長壁間の未処理土の地震時慣性力

x, y ：それぞれの作用の作用点と図 4-6-36 に示す改良体の左下の端（ O で示す）との距離を示す。

外部安定の滑動、転倒の検討においては抵抗する力がどの程度余裕があるかを調べるものであるから、該当する作用の値は取り得る最大、あるいは最小の極限状態における値で検討することが望ましい。よって、土圧としては、主働土圧、受働土圧を用いるのが一般的である。一方、支持力の検討に必要な改良体底面の地盤反力、あるいは内部応力の算出においては、改良体に働く作用は釣り合っている状態で検討する必要がある。また、地震時の作用の性質は常時と異なる。

このため、検討する項目に応じて適切な作用を設定するなど注意する必要がある。

壁式の改良では、改良体に未改良部分を内在しているため、検討項目によっては作用を未改良土と改良土とに分離して設定するのがよい。

(5) 改良体の外部安定

改良体の外部安定においては、改良体の滑動、転倒に対する性能照査を行う。また、改良体の地盤反力を計算し、改良体底面の原地盤の許容支持力に対しても検討を行う。

① 滑動の検討

改良体の滑動についての性能照査は、次式によることができる。

$$F = \frac{P_p + R}{H + HK_1 + HK_2 + P_a} \dots\dots\dots (式 4-6-30)$$

滑動の安全率は常時 1.2 以上、地震時 1.0 以上としてよい。

② 転倒の検討

a) 改良体の転倒についての性能照査は、次式によることができる。

$$F = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} \dots\dots\dots (式 4-6-31)$$

ここで、

$\sum M_R$: 抵抗モーメント ($\sum M_R = P_p y_3 + V x_1 + W_1 x_3 + W_2 x_4$)

$\sum M_A$: 転倒モーメント ($\sum M_A = P_a y_2 + H y_1 + HK_1 y_4 + HK_2 y_5$)

b) 転倒の安全率は常時 1.2 以上、地震時 1.1 以上としてよい。

③ 支持力の検討

a) 改良体底面に働く R と T から、「本編 2.6 偏心傾斜荷重に対する支持力」に記された方法で原地盤の支持力を検討することができる。

b) 壁式改良の場合の支持力の検討は、端趾圧 t_1 、 t_2 が式 4-6-32 で求められる許容支持力 t_a よりも小さくなることを確認することによる。

下層地盤が砂質土の場合の地盤の許容支持力は、以下のように求めることができる。

$$t_a = q_{ap} + q_{ar} \quad \frac{1}{\eta} \geq 3 \text{ の場合}$$

$$t_a = q_{ap} + q_{ar} \quad 1 \leq \frac{1}{\eta} < 3 \text{ の場合} \dots\dots\dots (式 4-6-32)$$

ここに、

$$q_{ap} = \frac{p_0 N_q}{F_s} + p_0$$

$$q_{ar1} = \frac{0.5 \gamma' L_1 N_r}{F_s}$$

$$q_{ar2} = \frac{0.5 \gamma' B N_r}{F_s}$$

$$q_{ar} = q_{ar1} + 0.5(q_{ar2} - q_{ar1}) \left(3 - \frac{1}{\eta} \right)$$

$N_q \cdot N_r$ ：支持力係数「本編 2.4.2 支持力公式を用いた砂質土地盤の支持力の算定」を参照

p_0 ：支持砂層有効土かぶり圧 (kN/m^2)

γ ：支持砂層の有効単位体積重量 (kN/m^3)

F_s ：支持力安全率で、3 としよい

η ：長壁の厚さ／（長壁の厚さ＋短壁の厚さ）

L_1 ：長壁の厚さ

B ：改良幅（図 4-6-36 の x_2 ）

下層地盤が砂質土以外の場合の許容支持力は a）の方法による。

(6) 内部安定の検討

改良体に発生する内部応力は、許容せん断応力度及び許容引張応力度を超えないことを原則とする。

- ① 安定処理土の許容応力度は、「(2) 許容応力度」により求める。
- ② 「(4) 改良体への作用」に定める条件下で、改良体を弾性体として内部応力を求める。

(7) 抜け出しの検討

- ① 長壁間にある無改良土の抜け出しに対しては式 4-6-33 を満足することが望ましい。ただし、 F_1 が最小になるまで D_1 を変化させて繰り返し計算をすることを原則とする。

$$F_1 = \frac{\{ 2 (L_s + D_1) c_u B + P_p' \}}{\{ P_a' k_h \gamma_2 B D_1 L_s + h_w \gamma_w D_1 L_s \}} \dots\dots\dots (式 4-6-33)$$

ここに、

D_1 ：短壁下端より検討断面までの深さ (m)

c_u ：未改良土の平均せん断強度（短壁下端と検討断面の中間深さ） (kN/m^2)

γ_2 ：未改良土の単位体積重量（空中重量） (kN/m^3)

k_h ：設計水平震度

h_w ：残留水位 (m)

γ_w ：海水の単位体積重量 (kN/m^3)

L_s ：短壁の厚さ (m)

B ：改良幅 (m)（図 4-6-36 の x_2 ）

P_a , P_p : 長壁間の未処理工に働く主働、あるいは受働土圧合力

(短壁下面から D_1 の深さまで) (kN/m^2)

- ② 抜け出し破壊に対する安全率は常時 1.2 以上、地震時 1.1 以上としてよい。

(8) 円弧すべりの検討

改良体は、円弧すべりに対して性能照査を行い、十分安全なことが望ましい。

- ① 円弧すべりの検討は「本編第 5 章 斜面の安定」により、円弧すべりを仮定する場合にしたがって検討するのがよい。
- ② 改良体の強度は大きいので、改良体内を通過する円弧すべりの検討は一般に省略してよい。

(9) 変位量の検討

- ① 改良体の滑動の安全率、及び円弧すべりの安全率に余裕があれば、側方移動等による即時変位量は一般に小さいので、側方移動の検討の必要性はこれらの安全率によって判断することができる。また、改良体直下の未改良土の層厚が一定で水平方向の移動が利用上支障ない範囲であると判断される場合には、圧密沈下量だけを検討すればよい。
- ② 改良体が着底型であっても支持層の下に粘性土層が介在する場合は、載荷による圧密沈下等の変形が懸念されるので、側方移動、又は圧密による変位（水平・鉛直）を検討することが望ましい。

(10) 沈下の検討

- ① 杭式改良の場合には、施工後に残留沈下が発生するので、杭間粘性土と改良体との圧密沈下量を計算し、改良体全体の沈下量等を求める。
- ② 接円式、ブロック式の改良体を基盤層に着底させた場合、大きな残留沈下があるケースは少ないが、改良地盤が中間支持層上に着底させるケース（図 4-6-37）では、中間支持層下部の粘性土層の圧密による沈下量について検討する必要がある。
- ただし、このようなケースにおいては下部粘性土地盤の支持力についても、十分な検討を行う必要がある。また、残留沈下が発生することにより、深層混合処理工法が本来持っていた「載荷に伴う改良地盤の変形が極めて少ない」メリットが失われるので、同工法の採用の必要性を十分に検討すべきである。

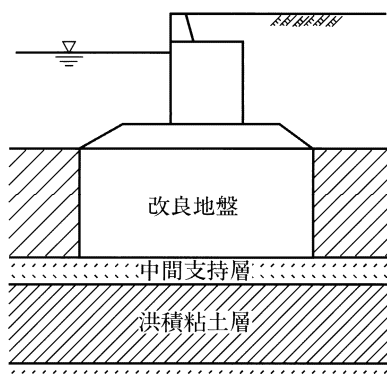


図 4-6-37 改良地盤が中間支持層に着底する場合

(11) 盛り上がり土の検討

CDM は、サンドコンパクションパイル工法などに比べると周辺への影響が少ない工法である。また、地盤の盛り上がりについては吐出セメントスラリー量の 70～80%程度であるといわれている。

通常、盛り上がり土はしゅんせつ・除去する例がほとんどであるが、地盤改良区域全体にサンドマット（2m 程度）を敷設した後、改良天端を盛り上がり considering 変化させ、盛り上がり土を全て改良して利用する方法が採られることもある。

なお、水深に余裕がない現場においては、盛り上がり後も作業船の喫水が確保できるよう注意が必要である。

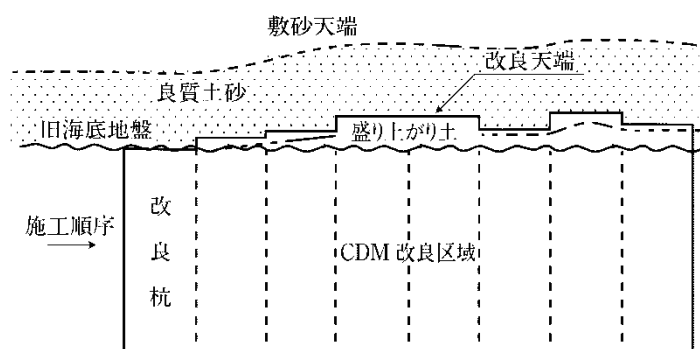


図 4-6-38 盛り上がり土

(12) ラップの考え方

深層混合処理工法（ブロック式改良）においては、改良体のラップ部の強度が重要である。

CDM 改良においては改良体どうしがオーバーラップして一体性を保つが、その部分をラップ部とよんでいる。ラップ部には処理機内にあるもの（機械ラップ）と改良体打設後にその隣に改良体をオーバーラップさせて打設するもの（施工ラップ）とがある。

一般に、機械ラップは同一の時間に均一に施工がなされるため、問題になることはないと考えられるが、施工ラップについては、施工精度、施工時間の差（時間差が大きいと先に打設した改良体の固化が始まり良好なラップが期待できない）等により構造的な弱点となることが考えられるため、特に大深度改良等の場合には注意をするのがよい。

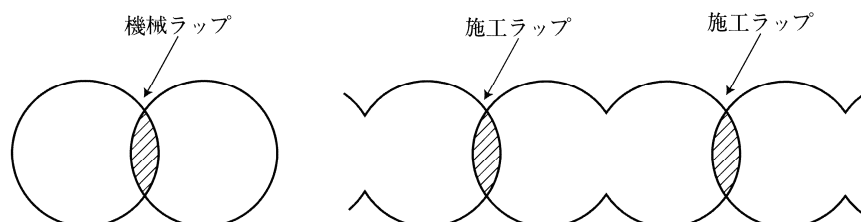


図 4-6-39 2軸処理機の機械ラップと施工ラップ

オーバーラップのある改良方式の許容圧縮応力度は、照査で用いる改良断面の全断面が有効であるとして求められる応力に対して、断面有効係数 α を用いて、実際の有効幅で許容応力度を補正するという考え方がある。断面有効係数 α は、図 4-6-40 で表され、通常、 $\alpha_x=0.8\sim0.9$ とされている。一般的には、標準船（2.2 m²）の施工ラップの幅は 30cm 程度であるが、これは施工機械により異

なるため、使用船の規格により、上記の α を目安として杭配置を決定するのがよい。

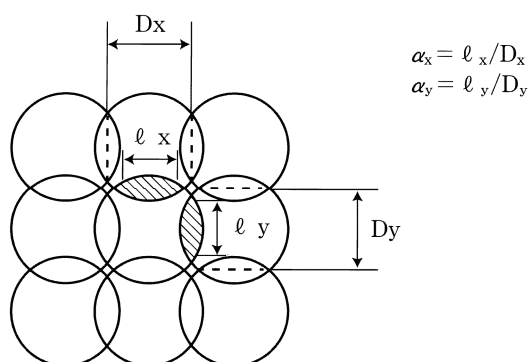


図 4-6-40 断面有効係数の考え方

(13) 改良範囲

これまでの施工後の状況を踏まえ、より安全性を有する改良工法とするため、漁港構造物においては、次のような改良範囲で照査を行うことが望ましい。

- ① 深さ方向の改良範囲については、可能なかぎり良質地盤まで改良することが望ましい（着底式改良体）。なお、同一断面で、着底部分と良質地盤に着底させずに軟弱地盤の途中に改良体を留める（フロート式改良体）のフロート部分が共存する場合は、不等沈下により荷重が着底部分に集中し、危険となるので、「ブロック式」の場合以外の使用は避ける方がよい。
- ② 中間支持層（又は良好な地盤）の下に粘性土が存在する場合には、その中間層、及びその下での支持力を十分検討のうえ、中間層に着底させるのが望ましい。

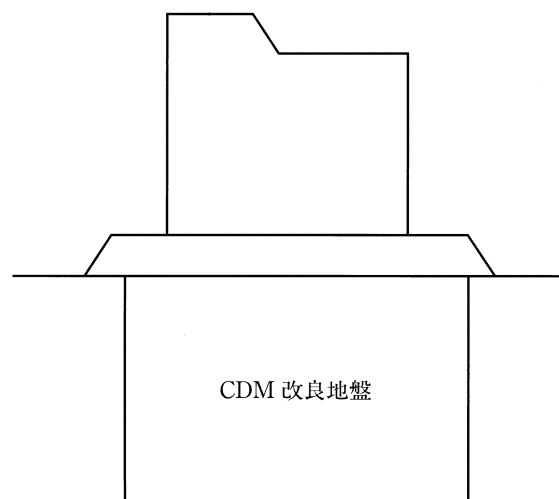


図 4-6-41 着底式改良体

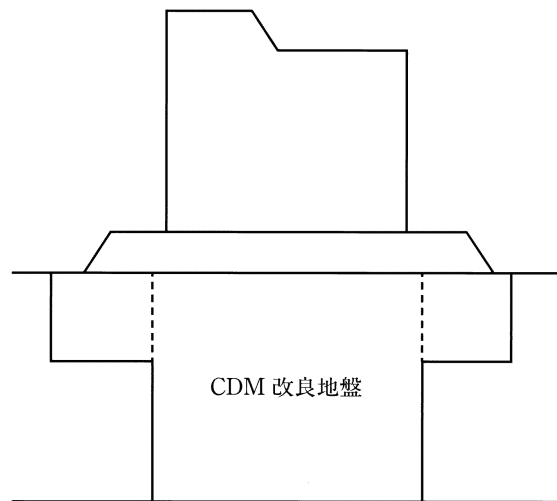


図 4-6-42 着底部分とフロート部分の改良体が共存する場合

6.8 事前混合処理工法

6.8.1 基本方針

事前混合処理工法の性能照査にあたっては、原地盤の特性や施工法の特徴に配慮し、既往の施工実績又は試験施工の結果を考慮することが望ましい。

事前混合処理工法は、主に砂質地盤を対象とした土砂に安定材（セメント等）と分離防止剤を事前に添加・混合し、所定の場所に運搬・投入して、そのまま安定した地盤を造成する工法であり、液状化防止及び土圧低減を目的として、係船岸や護岸背後の裏埋め、床掘後の置換及び埋戻し等に用いられる⁴¹⁾。

事前混合処理工法は、次の①～③の特徴を有す。

- ① 裏埋土、浚渫砂のリサイクル・再利用が可能である。
- ② 埋立造成後の地盤改良が不要であるため工期の短縮が可能である。
- ③ 処理地盤の強度をある範囲内で任意に設定可能である。

事前混合処理工法の施工手順は、①埋立材料の運搬、②安定材の混合、③分離防止剤の添加、④処理土の運搬、⑤投入・埋立が基本となる。安定材の混合方法、及び処理土の投入・埋立方法については、いくつか方法があり、現場条件に応じて適切な施工方法の選択を行う。

6.8.2 事前混合処理工法の性能照査

事前混合処理工法の性能照査は、以下の（１）～（２）によることができる。

（１）性能照査の考え方

事前混合処理工法の性能照査では、構造物本体の性能とともに地盤全体の安定性が確保されるように必要な処理土の強度を適切に求め、安定材の添加率及び改良範囲を適切に決めることを原則とする。一般的な性能照査手順を図 4-6-43 に示す。

(2) 配合設計

設計基準強度が決定された後は、配合設計を行い、安定材の添加率等を決めるのがよい。その手順としては、まず室内配合試験を行い、次に安定材の種類と添加率、分離防止剤の種類と添加量、及び処理土の強度関係を求めた後、施工配合を決めるのがよい。

試験配合は、実施工における配合のことであり、設計基準強度に室内強度と現場強度の違いを補正する割増係数⁴²⁾ (α) を乗じ、この時の強度に対応する安定材の添加率を指す。過去の実績によれば、室内強度の方が現場強度より大きくなり、 $\alpha=1.7\sim2.6$ 程度が採用されている。また、水深5mを超えて埋立を行う場合には、その目的に応じて、液状化防止のみで $\alpha=2.0$ 、土圧低減で $\alpha=2.5$ を採用できる。ただし、事前混合処理工法での実績が少ない材料を使用する大規模工事では、本工事に先立ち試験施工を実施し、割増係数を決定することが望ましい。

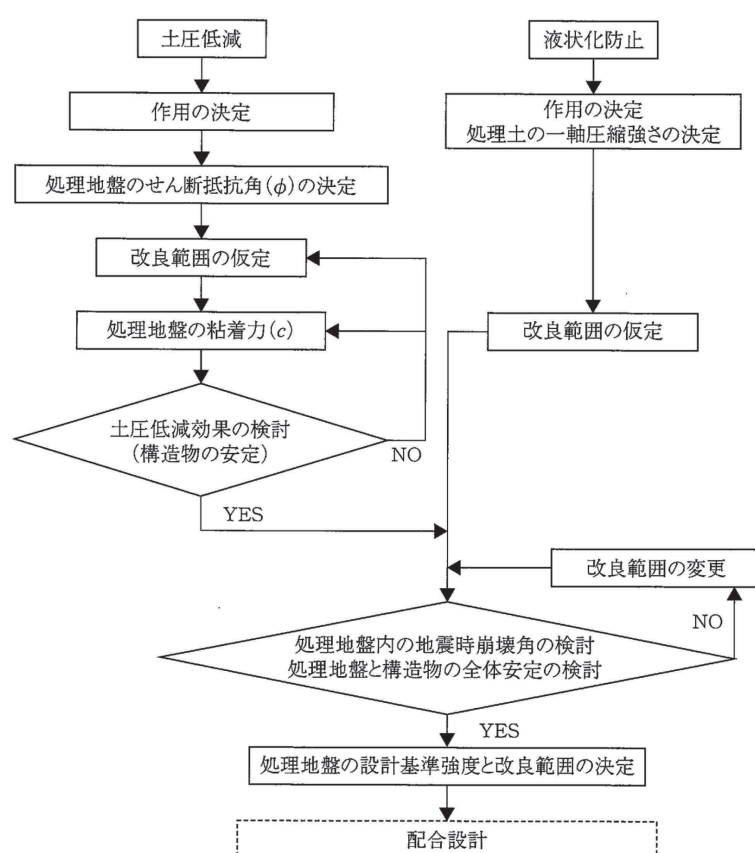


図 4-6-43 事前混合処理工法の性能照査手順

6.9 薬液注入工法

6.9.1 本工法の特徴

薬液注入工法の性能照査にあたっては、原地盤の特性や施工性の特徴に配慮し、既往の施工実績又は試験施工の結果を考慮することが望ましい。ここで取り扱う薬液注入工法は、液状化対策を目的とした薬液注入工法を対象としている。

薬液注入工法とは、「薬液」と呼ばれる時間が経過すると固まる特性を持つ液を、圧力をかけて地盤内に注入し、地盤強度など土質性状を変化させる工法である⁴³⁾。

- ① 薬液注入工法は、その他の地盤改良に比べて施工機械がコンパクトで移動が容易である点が特徴的であるため、狭い施工箇所でのピンポイント的な強度増加や、施設を使いながら構造物直下の地盤改良に広く使用されている。
- ② その他の地盤改良に比べて施工単価が高価である点に注意が必要である。
- ③ 注入の目的としては、主に土木工事の仮設工事での使用が多かったが、溶液型の恒久薬液が開発されてからは、液状化防止や岸壁背後からの吸出し防止等に用いられている。

改良に用いられる薬液は、セメントやスラグなどの固化材を混入した「懸濁型」の薬液と、懸濁質材料を含まない「溶液型」薬液に分類される。粘土とセメントを混合した「セメントベントナイト」や水ガラスとセメントを混合した LW などの薬液は、懸濁型に分類され、水ガラスから精製される活性シリカ系の薬液は「水ガラス系」に分類される。図 4-6-44 に薬液に着目した分類を示す。

懸濁型の薬液と溶液型薬液を比較すると、土粒子間への浸透注入がなされた場合、懸濁型による地盤改良は溶液型に比べて大きな強度が得られる反面、均質な改良体ができる改良範囲は、溶液型に劣る。

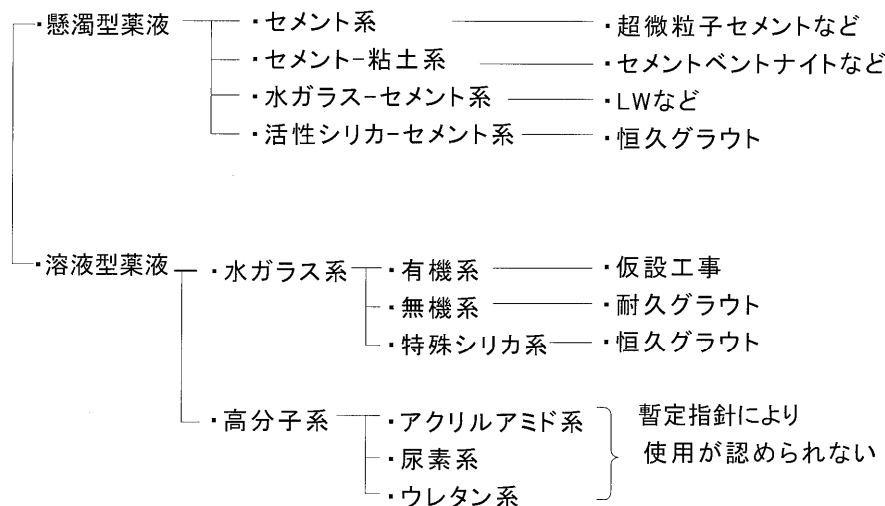


図 4-6-44 薬液の分類

薬液工法の注入方法には、「単管ロッド工法」、「二重管ストレーナー工法」、「二重管ダブルパッカー工法」、「袋体パッカー工法」等がある。このうち、袋体パッカー工法は液状化対策等の既設構造物直下の改良でよく用いられている注入法である。この方式は、図 4-6-45 に示すように、シール材を使わずに吐出口の上下に袋体を設け、注入前に袋体を膨らまし、地山と密着させることでシールを行う工法である。シール材を使用しないので薬液の浸透面が広く得られるために、比較的低圧で高速に溶液型薬液の注入が可能である。

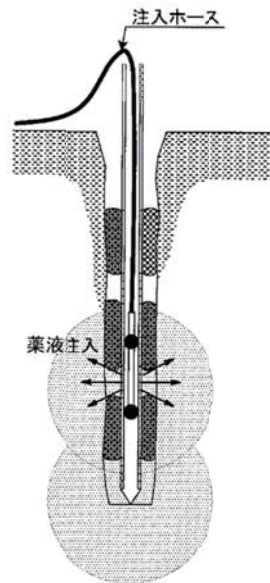


図 4-6-45 袋体パッカー方式 ⁴³⁾

6.9.2 薬液注入工法の性能照査

薬液注入工法の性能照査にあたっては、①～⑤に留意して行う必要がある。

- ① 必要な改良土の強度を適切に求め、薬液の配合及び改良範囲を適切に決定する必要がある。
- ② 地盤の安定性の検討においては、改良土を c 材及び c-φ 材と評価して、検討結果が安全側となる方を採用すべきである。
- ③ 改良範囲の決定においては、周囲の無改良地盤が液状化した場合には改良地盤は液状化した地盤よりかなり大きな剛性を持ち地震動作用時に剛体として挙動することも推定されるので、一般的に構造物を含めた滑動に対する安定性についても検討することが望ましい。
- ④ 改良地盤の改良仕様（改良強度及び改良範囲）は、図 4-6-46 に示す流れで決定することが望ましい。
- ⑤ 液状化しない地盤が得られるように薬液の配合を決めるのがよい。

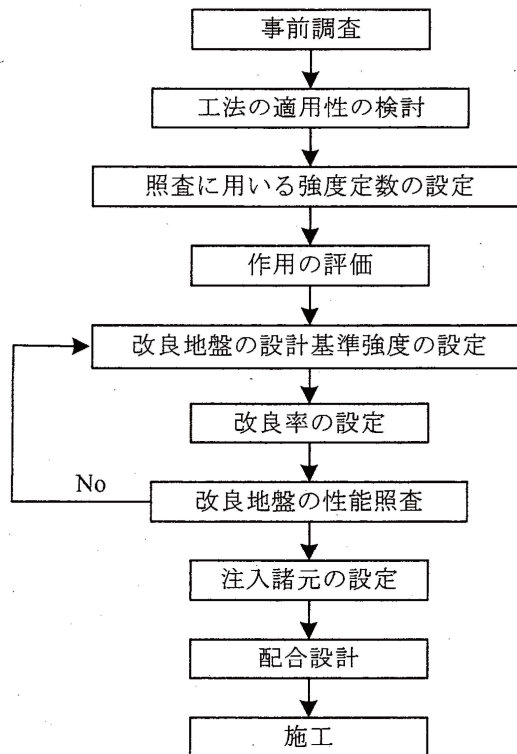


図 4-6-46 薬液注入工法の改良仕様決定の流れ

(参考文献)

- 1) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），p.11
- 2) 高速道路調査会：軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究報告書（その2）（1980）
- 3) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），pp.47-48
- 4) 石黒隆：チェックポイントに基づく土木施工管理の実務 19 巻海岸・港湾・海洋工事，山海堂（1980）
- 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），p.680
- 6) 軟弱地盤ハンドブック編集委員会：土木・建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，建設産業調査会（1983），p.393
- 7) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），p.48
- 8) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），pp.77-79
- 9) 水産土木建設技術センター編集：漁港工事施工管理の手引，全国漁港協会（1994），p.88
- 10) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），p.25
- 11) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで，地盤工学会（2013），p.88

- 12) 嘉門雅史:プラスチックドレーン材料の材質とその特性, 基礎工, Vol.13, No.8 (1985), pp.2-5, pp.11-16
- 13) 吉国洋: バーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂 (1979), pp.40-49
- 14) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), pp.80-86
- 15) パック・ドレーン専業者協会: 千代田パック・ドレーン工法 (パンフレット)
- 16) パック・ドレーン専業者協会・千代田化工建設株式会社: パック・ドレーン工法打設間隔について (技術資料)
- 17) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), pp.82-83
- 18) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.85
- 19) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.100
- 20) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.101
- 21) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.101
- 22) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), pp.102-104
- 23) 不動建設研究室: コンポーザーシステムデザインマニュアル (1971), pp.11-18
- 24) 小川充郎・石堂稔: 砂質土に対するバイブロ・コンポーザー工法の適用について一砂の内部締固め設計・施工の考察一, 土と基礎, Vol.13, No.2 (1965), pp.77-82
- 25) 水野恭男・末松直幹・奥山一典: 細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法, 土と基礎, Vol.35, No.5 (1987), pp.21-26
- 26) 山本実・原田健二・野津光夫: 締固め工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計法, 土と基礎, Vol.48, No.11 (2000), pp.17-20
- 27) 山崎浩之・森川嘉之・小池二三勝: 締固め砂杭工法の杭間締固め効果に及ぼす細粒分と排水性の影響, 土木学会論文集, No.722/III-61 (2002), pp.303-314
- 28) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.107
- 29) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工 一戸建住宅から人工島まで一, 地盤工学会 (2013), p.107
- 30) 水産庁漁港部・漁港漁村建設技術研究所: 平成 7 年度設計技術基準検討資料作成調査報告書 (1996), p.2
- 31) 水産庁漁港部・漁港漁村建設技術研究所: 平成 7 年度設計技術基準検討資料作成調査報告書 (1996), p.2
- 32) 平尾嘉雄・松尾稔: 締固め砂杭の打設による海底隆起地盤の活用に関する研究, 土木学会論文集, No.364/III-4 (1985), pp.169-178
- 33) 曾我部隆久: サンドコンパクションパイルの設計・施工の技術的課題, 土木学会第 36 回年次

学術講演会研究討論資料 (1981), pp.39-50

- 34) 塩見光男・河本憲二：SCP 打設に伴う盛り上がりの予測，第 21 回土質工学研究発表会発表講演集 (1986)，pp.1861-1862
- 35) 平尾嘉雄・坪井英夫・多賀久勝・松尾稔：サンドコンパクションパイル打設に伴う海底粘性土地盤の隆起形状の予測，第 31 回地盤工学研究発表会発表講演集 (1996)，pp.83-84
- 36) 沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル，沿岸技術研究センター (2007)
- 37) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 ―戸建住宅から人工島まで―，地盤工学会 (2013)，pp.136-137
- 38) 沿岸技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル (改訂版)，沿岸技術研究センター (2008)，p.40
- 39) 沿岸技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル (改訂版)，沿岸技術研究センター (2008)，pp.51-91
- 40) 北詰昌樹・山本浩司：着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動，港湾技術研究所報告，Vol.37，No.2 (1998)，pp.3-28
- 41) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 ―戸建住宅から人工島まで―，地盤工学会 (2013)，pp.194-196
- 42) 沿岸技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル (改訂版)，沿岸技術研究センター (2008)，pp.57-59
- 43) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工 ―戸建住宅から人工島まで―，地盤工学会 (2013)，pp.152-159