

固一液系による土の状態区分
と液相処理による土質安定に
関する研究

昭和 56 年 11 月

中 澤 重 一

目 次

1. 緒 論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 定 義	4
1.3 本論文の構成	4
参考文献	6
2. 土の分類・区分に関する考察	8
2.1 分類と区分	8
2.2 土の分類方法とその目的	9
2.2.1 地質学における土の分類	9
2.2.2 土質工学における土の分類	10
2.2.3 土壌学における土の分類	11
2.2.4 窯業工学における土の分類	12
2.2.5 各種粒度測定法の比較	12
2.3 土質工学における土の分類方法の歴史的考察	14
2.4 日本統一土質分類法について	18
2.4.1 日本統一土質分類法制定までの経緯	18
2.4.2 日本統一土質分類法の内容	18
2.5 土の状態区分とその必要性	22
2.5.1 日本統一土質分類法の利用とその限界	22
2.5.2 土の状態区分の必要性	24
2.6 結 論	25
参考文献	26
3. 固-液系による土の状態区分とその表示方法	29
3.1 土の状態区分と表示の意義	29
3.2 土の構成三相体積率による表示	29
3.2.1 体積率の定義	29
3.2.2 従来の体積率表示	31

(1) Hilf, J. W. (1975)の方法	31
(2) Kezdi, A. (1974)の方法	33
(3) 久野悟郎(1963)の方法	36
(4) 土壌学上の表示	37
3.2.3 面積座標系を利用した表示	38
(1) 面積座標による表示の定義	38
(2) 面積座標による土の特性の検討	39
3.2.4 適用例	42
(1) 盛土の品質管理例	42
(2) 土の状態変化図示例	44
(3) 土の工学的性質の分帯例	45
3.3 pFによる表示	46
3.3.1 pFの定義と従来の利用	46
(1) pFの定義	46
(2) pFの工学的利用	50
3.3.2 須藤清次らの研究	53
(1) 須藤らの研究とその意義	53
(2) pFと土の状態	53
3.3.3 負のpFの概念とそれを利用した表示	55
3.4 コンシステンシー指数による表示	55
3.4.1 コンシステンシー指数・液性指数について	55
3.4.2 三笠正人の研究と提案	58
3.4.3 コンシステンシー指数を利用した表示とその適用例	60
3.5 各表示法の比較と利用上の提案	62
3.6 結 論	65
参 考 文 献	66
4. 土の分類・区分とその工学的特性	69
4.1 土の分類と状態区分による分類表	69
4.2 土の状態と工学的性質	71
4.2.1 液性体の状態土	71
4.2.2 粘性体の状態土	73

4.2.3	塑性体・半固体・固体の状態土	76
4.3	土の状態の人為的調整と土質安定	77
4.3.1	土の状態と土工	77
(1)	液性体の状態土と土工	79
(2)	粘性体の状態土と土工	79
(3)	塑性体・半固体・固体の状態土と土工	79
4.3.2	土の状態の人為的調整	80
4.4	結 論	83
	参 考 文 献	83
5.	液相分離と土質安定	86
5.1	土質安定を目的とした液相分離	86
(1)	凝集剤添加による埋立地の造成	88
(2)	毛細管体による液相分離	92
5.2	液相分離に伴う土の工学的性質の変化	96
5.3	スラリー状土の固液分離	101
5.3.1	スラリー状土の発生と固液分離の必要性	101
5.3.2	安定液の安定機構	101
5.3.3	凝集剤による固液分離	105
(1)	固液分離促進のための凝集剤	105
(2)	凝集剤添加による沈降特性	108
(3)	凝集剤添加による脱水特性	110
(4)	フロックの土質力学的特性	111
5.3.4	堆積フロックの脱水・固化	111
(1)	真空吸引および加圧による脱水・固化	112
(2)	遠心力による脱水・固化	113
5.3.5	適用例	114
(1)	概 要	114
(2)	泥水加圧式シールドトンネル工における泥水の役割	115
(3)	安定液の設定	115
(4)	廃泥水処理の検討	117
(5)	固液分離装置システム	121

(6) 処理実績と考察	124
5.4 液性限界付近の地盤における液相分離	126
5.4.1 真空吸引による液相分離のメカニズム	127
(1) 真空圧密の原理	127
(2) 作用力の違いによる応力状態の比較	129
5.4.2 載荷圧密工法との比較	130
(1) 佐々木伸(1975)の研究	130
(2) 真空・加圧併用圧密試験機による比較	135
(3) 真空圧密工法の適用	138
5.5 結 論	141
参 考 文 献	141
6. 液相の置換・固化と土質安定	145
6.1 土質安定を目的とした液相の置換・固化	145
6.2 液相の置換・固化を伴う土の工学的性質の変化	146
6.2.1 浸透注入による処理土の工学的性質	147
(1) 処理土の圧縮強さ	147
(2) 処理土の変形特性	149
(3) 処理土の透水性	150
6.2.2 かくはん注入や混合による固結土の工学的性質	152
(1) 固結土の圧縮強さ	152
(2) 固結土の変形特性	154
(3) 固結土の透水性	155
(4) 固結土の耐久性	155
6.2.3 凍土の工学的性質	159
(1) 凍土の圧縮強さ	159
(2) 凍土の変形特性	160
(3) 凍土の透水性	161
6.3 液相置換および固化型土質安定の適用上の問題点に関する考察	162
6.3.1 液相置換および固化型土質安定の試験施工による比較	162
(1) 目的および採用手法	162
(2) 対象地盤	165

(3) 試験施工結果および考察	166
6.3.2 液相固化型グラウト噴射方式施工による周辺地盤への影響と解析	169
(1) 目的と測定項目	169
(2) 施工個所の地盤状況	169
(3) 実験内容	169
(4) 試験施工結果	173
(5) 浮上現象の解析	179
6.3.3 地盤凍結による地盤凍上予測への試み	186
(1) 凍上についての従来の研究	186
(2) 簡易な凍上試験機の試作	189
(3) 土の凍結膨張におよぼす上載圧の影響	190
6.4 結 論	192
参 考 文 献	194
7. 結 論	197
謝 辞	199
付 録	201

表 の リ ス ト

第 1 章

- 表 1-1 機械的・化学的起動力と応答

第 2 章

- 表 2-1 日本農学会法による土の分類
表 2-2 粒度測定法の原理的分類
表 2-3 土の分類に関する研究年表
表 2-4 米国の統一土質分類法 (ASTM ; D2487-69)
表 2-5 AASHO (改訂 PR) 分類法
表 2-6 従来 of 主な土質分類法の長短所
表 2-7 道路施工のための土の分類表
表 2-8 日本統一土質分類と「道路土工-施工指針」の土の分類との相関性
表 2-9 道路土工のための土質と締固め機械
表 2-10 土質分類と路床土材の安定処理
表 2-11 土の状態区分の諸方法

第 3 章

- 表 3-1 築堤用発生土の土質特性
表 3-2 各状態表示の利用

第 4 章

- 表 4-1 粉体工学における固-液混合系の区分と利用
表 4-2 土の状態区分表
表 4-3 土 工 の 内 容
表 4-4 土構造物の弱点と土の性質
表 4-5 土の液相処理と土質安定処理
表 4-6 土の分類・状態区分と液相処理型式

第5章

- 表5-1 工業的ろ過の分類
- 表5-2 土木工事に必要とする固液分離
- 表5-3 液相分離手段と土質安定処理
- 表5-4 埋立土量と管理実績
- 表5-5 脱水を伴う土質安定の内容
- 表5-6 安定液の種類
- 表5-7 ベントナイト安定液の壁面安定に関する諸要素
- 表5-8 高分子凝集剤の種類
- 表5-9 懸濁粒子の粒径と凝集剤の有効性
- 表5-10 泥水の固液分離方式
- 表5-11 シールドトンネル工の概要
- 表5-12 投棄搬出土の処理目標値
- 表5-13 スラリー輸送管路の仕様
- 表5-14 凝集剤添加量決定試験のための組合せ
- 表5-15 試験結果
- 表5-16 凝集剤最適添加量
- 表5-17 泥水シールド工の泥水仕様一覧
- 表5-18 主要装置名称と内容
- 表5-19 載荷圧密と真空圧密の特性比較表
- 表5-20 試験条件(試験1)
- 表5-21 試験条件(試験2)
- 表5-22 載荷・真空併用圧密試験結果

第6章

- 表6-1 粉状体の結合力の種類
- 表6-2 粘結剤の粘結型式
- 表6-3 液相の置換・固化と土質安定工法
- 表6-4 石膏・セメントを用いた耐久性試験の使用材料
- 表6-5 石膏・セメント固化剤耐久性試験結果
- 表6-6 石灰処理による脱水汚泥の経年変化
- 表6-7 石灰処理による脱水汚泥の圧密諸係数の比較

- 表 6 - 8 石灰処理による脱水汚泥の経年変化
- 表 6 - 9 各種凍土の圧縮係数
- 表 6 - 10 液相置換・固化型土質安定の分類
- 表 6 - 11 試験施工の標準仕様
- 表 6 - 12 試験施工対象土の土質試験結果
- 表 6 - 13 施工試験結果の一覧表
- 表 6 - 14 施 工 仕 様
- 表 6 - 15 施工条件と測定項目
- 表 6 - 16 スラブ外の周辺地盤の浮上量
- 表 6 - 17 施工個所でのプロクター・ニードル貫入試験結果
- 表 6 - 18 施工後の採取試料の圧縮試験結果
- 表 6 - 19 採取試料の化学分析結果
- 表 6 - 20 土槽実験による固結剤注入量と浮上体積

図 の リ ス ト

第 2 章

- 図 2-1 Shepard (1954) による堆積物の三角座標表示
- 図 2-2 Shepard による堆積物三角座標表示例 (テキサスの中央海岸)
- 図 2-3 土壌学上の土の粒径区分
- 図 2-4 国際土壌学会法による土の三角座標表示
- 図 2-5 可塑性試験による原料用粘土の分類
- 図 2-6 土質工学における代表的土の三角座標表示例
- 図 2-7 日本統一土質分類法による粒径区分とその呼び名
- 図 2-8 日本統一土質分類法による工学的土質分類体系
- 図 2-9 日本統一土質分類法による塑性図上の土の分類名
- 図 2-10 日本統一土質分類法による土の三角座標表示

第 3 章

- 図 3-1 土を構成する要素
- 図 3-2 間隙比と含水間隙比による締固め曲線
- 図 3-3 Kézdi による土の相構成表示
- 図 3-4 土の相構成と土の工学的性質の相関例
- 図 3-5 三角座標上の相変化の表示
- 図 3-6 久野による体積率表示
- 図 3-7 土の等電気伝導度の表示比較
- 図 3-8 体積率図上の土の最適領域
- 図 3-9 体積率図上の土の力学的性質の表示例
- 図 3-10 土壌学上の土の相構成表示
- 図 3-11 三要素と三角形の関係
- 図 3-12 面積座標
- 図 3-13 面積座標上のベクトル
- 図 3-14 面積座標上の土の性質
- 図 3-15 新設堤防の標準断面
- 図 3-16 表示法の違いによる土の品質表示比較

- 図 3 - 17 面積座標上の転圧試験結果表示
- 図 3 - 18 粘土の状態変化軌跡
- 図 3 - 19 膨脹性粘土の相変化
- 図 3 - 20 面積座標上の締固め結果とその透水性の分帯
- 図 3 - 21 飽和土と透水係数
- 図 3 - 22 面積座標上の飽和土と透水係数比
- 図 3 - 23 土中水分量, pF と水分恒数の関係
- 図 3 - 24 土と消石灰の pF 平衡点
- 図 3 - 25 軟弱粘土の $pF \sim w - q_u$ の関係
- 図 3 - 26 汚泥の固化処理機構と pF
- 図 3 - 27 pF 値と土の状態
- 図 3 - 28 土の状態と測定法
- 図 3 - 29 液性指数と一軸圧縮強さ
- 図 3 - 30 鋭敏比と液性指数の関係
- 図 3 - 31 真空圧密工法による土性の変化
- 図 3 - 32 液性指数と鋭敏比による大阪粘土の状態
- 図 3 - 33 液性指数と鋭敏比による土の状態分類
- 図 3 - 34 液性指数・せん断強さ・鋭敏比による粘土の分類
- 図 3 - 35 $N \leq 4$ の N 値と I_c の相関
- 図 3 - 36 土の分類名・ I_c と土質安定処理の相関
- 図 3 - 37 土の状態と pF , I_c , I_L
- 図 3 - 38 面積座標上のコンシステンシー限界, pF , I_c
- 図 3 - 39 土の状態と表示値, および土質安定処理との相関

第 4 章

- 図 4 - 1 物質のレオロジー的性質の分類
- 図 4 - 2 堆積物の水中における沈降速度
- 図 4 - 3 堆積物の水中における初動速度
- 図 4 - 4 液性体～塑性体の圧密曲線
- 図 4 - 5 粘性状態土の透水係数測定例
- 図 4 - 6 粘性状態土のせん断強さ測定例
- 図 4 - 7 粘性状態土のせん断強さと含水量

- 図4-8 締固め最適含水比と塑性限界
- 図4-9 塑性指数、コンシステンシー指数と土の摩擦角の相関
- 図4-10 I_c , PI と pF の相関

第5章

- 図5-1 土の状態と液相分離の手段
- 図5-2 埋立造成地の平面配置
- 図5-3 浚渫用土の土質と界面活性剤添加量
- 図5-4 埋立作業の実績
- 図5-5 界面活性剤の添加と溢流水の含泥率
- 図5-6 埋立造成地盤の土の粒度分布比較
- 図5-7 埋立造成地盤の土の塑性図上の比較
- 図5-8 埋立造成地盤のスウェーデン式貫入試験結果の比較
- 図5-9 表面開放・非開放による毛管水上昇高さ
- 図5-10 毛細管体による地盤脱水の原理
- 図5-11 土層表面よりの蒸発脱水と表面沈下
- 図5-12 毛細管体植立・非植立による含水比の変化比較
- 図5-13 毛細管体植立地盤のコーン支持力
- 図5-14 合成紙の間隙率の差による毛管水上昇高さ
- 図5-15 毛細管体露出部の傾斜角と毛管水移動距離
- 図5-16 毛細管体露出部の分枝位置と毛管水移動距離
- 図5-17 毛細管体流路面積と蒸発表面積
- 図5-18 含水量の低下と土の強さの発現
- 図5-19 圧密による液相分離と体積減少、強さの発現
- 図5-20 含水量、有効応力と強さの発現機構
- 図5-21 含水量とみかけの粘着力
- 図5-22 固相の混合率と内部摩擦角、粘着力
- 図5-23 含水量と粘土ペーストのせん断強さ
- 図5-24 pF とコーン貫入抵抗値
- 図5-25 含水比と土の収縮性
- 図5-26 飽和度・含水比と透水係数
- 図5-27 圧密進行による透水性の変化

- 図 5 - 28 掘削壁面の安定液による安定機構の型式
- 図 5 - 29 壁面安定機構の概念図
- 図 5 - 30 浸透勾配と安定・不安定域
- 図 5 - 31 安定液浸透実験装置
- 図 5 - 32 浸透測定結果
- 図 5 - 33 泥水濃度と凝集剤添加量の関係
- 図 5 - 34 固相の粒径と処理方法
- 図 5 - 35 懸濁液の回分沈降状態
- 図 5 - 36 懸濁液の回分沈降曲線の例
- 図 5 - 37 供試土の粒径加積曲線
- 図 5 - 38 凝集剤無添加の沈降曲線
- 図 5 - 39 凝集剤添加による沈降曲線
- 図 5 - 40 ろ過比抵抗と操作圧力
- 図 5 - 41 真空脱水・加圧脱水用試験容器
- 図 5 - 42 団粒化処理土・未処理土のフォールコーン貫入値
- 図 5 - 43 団粒化処理土・未処理土の透水係数
- 図 5 - 44 団粒化処理土・未処理土の真空脱水による含水比の変化
- 図 5 - 45 団粒化処理土の真空脱水・加圧脱水の比較
- 図 5 - 46 団粒化処理土・未処理土の遠心力脱水の比較
- 図 5 - 47 工事断面図
- 図 5 - 48 発生土，安定泥水の粒度分布
- 図 5 - 49 泥水比重とファンネル粘性
- 図 5 - 50 泥水比重と砂分 90 %沈積時間
- 図 5 - 51 泥水シールド工の泥水関連システム
- 図 5 - 52 泥水仕様とマスバランス
- 図 5 - 53 液体サイクロンの分級特性
- 図 5 - 54 フィルタープレスの標準工程
- 図 5 - 55 放流水管理・記録例
- 図 5 - 56 真空圧密工法の原理
- 図 5 - 57 真空容器の排気と圧力バランス
- 図 5 - 58 自然地盤内の間隙水圧と有効応力
- 図 5 - 59 三軸セル利用の真空圧密試験機

- 図 5-60 想定応力状態
- 図 5-61 時間一沈下量曲線
- 図 5-62 載荷圧密と真空圧密の比較
- 図 5-63 載荷圧密と真空圧密の比較
- 図 5-64 載荷圧密と真空圧密の圧密諸係数の比較
- 図 5-65 載荷圧密と真空圧密の二次圧密の比較
- 図 5-66 載荷圧密と真空圧密の土構造の比較
- 図 5-67 圧密試験用容器
- 図 5-68 時間～沈下量曲線
- 図 5-69 真空・加圧併用圧密試験機
- 図 5-70 時間～間隙比曲線
- 図 5-71 時間～間隙比曲線
- 図 5-72 大型土槽による真空圧密実験の時間～沈下量曲線
- 図 5-73 真空圧密挙動の予測と実測
- 図 5-74 真空圧密後の地盤の圧密諸係数

第 6 章

- 図 6-1 各種溶液グラウトによる処理土の一軸圧縮強さと変形係数
- 図 6-2 各種溶液グラウトによる処理土の応力-ひずみ曲線
- 図 6-3 注入処理土の破壊特性
- 図 6-4 注入処理土・未処理土の強さの発現性比較例
- 図 6-5 注入処理土の圧縮変形特性
- 図 6-6 注入処理土の圧縮性～時間関係
- 図 6-7 各種溶液グラウトによる処理土の透水係数と破壊ひずみ
- 図 6-8 注入処理前後の地盤透水係数の比較
- 図 6-9 地盤の初期含水比-ポルトランド・セメント添加量と一軸圧縮強さの関係
- 図 6-10 有効土中水-ポルトランド・セメント添加量と一軸圧縮強さの関係
- 図 6-11 セメントによる固結土の一軸圧縮強さと変形係数
- 図 6-12 セメントによる固結土の三軸圧縮試験結果
- 図 6-13 セメントによる固結土の変形～破壊特性
- 図 6-14 石灰による固結土の $e - \log p$ 曲線
- 図 6-15 石灰による固結土の一軸圧縮強さと圧密降伏応力

- 図 6-16 セメントによる固結土の一軸圧縮強さと透水係数
- 図 6-17 石灰処理による脱水汚泥の経年変化
- 図 6-18 石灰処理による脱水汚泥の経年変化
- 図 6-19 凍土の圧縮強さと含水比の関係
- 図 6-20 凍土の圧縮強さと温度の関係
- 図 6-21 凍土の変形係数
- 図 6-22 砂質凍土の三軸圧縮試験結果例
- 図 6-23 高含水比凍土の圧縮性
- 図 6-24 凍土の透水試験装置
- 図 6-25 凍土の透水係数測定例
- 図 6-26 注入処理用先端部の形状
- 図 6-27 注入ポンプシステム
- 図 6-28 二重管ダブルバッカー方式の 1 例
- 図 6-29 グラウト噴射方式の 1 例
- 図 6-30 グラウト・エア噴射方式の 1 例
- 図 6-31 水・エア噴射ーグラウト方式の先端部
- 図 6-32 試験施工場所の土質柱状図
- 図 6-33 試験施工地盤の粒径加積曲線
- 図 6-34 測定実験施工場所の土質柱状図
- 図 6-35 測定実験施工のフロー図
- 図 6-36 測定実験施工の施工方法
- 図 6-37 水圧計の平面配置
- 図 6-38 水圧計の断面配置
- 図 6-39 間隙水圧計とその設置要領
- 図 6-40 水圧計の平面配置
- 図 6-41 水圧計の断面配置
- 図 6-42 施工時間・施工深度と浮上量
- 図 6-43 施工時間・施工深度と浮上量・浮上力
- 図 6-44 施工時間・施工深度と浮上量・浮上力
- 図 6-45 施工時間・施工深度と浮上量・浮上力
- 図 6-46 浮上量・浮上力の測定結果の総括
- 図 6-47 間隙水圧測定結果

- 図 6 - 48 間隙水圧測定結果
- 図 6 - 49 施工個所での平板載荷試験結果
- 図 6 - 50 浮上現象の解析モデル
- 図 6 - 51 浮上現象の FEM 解析の要素分割
- 図 6 - 52 土槽における施工実験要領
- 図 6 - 53 土槽実験による地表面変形状態
- 図 6 - 54 測定実験施工による地盤浮上量の予測と実測
- 図 6 - 55 施工に伴う地盤変形
- 図 6 - 56 測定実験施工による地盤浮上力の計算値と実測値
- 図 6 - 57 凍土の凍上量
- 図 6 - 58 凍土の凍結膨脹率, 吸排水率と有効応力の関係
- 図 6 - 59 凍土の凍結膨脹率, 吸排水率と凍結速度の関係
- 図 6 - 60 凍上測定装置
- 図 6 - 61 試作した簡易凍上試験器
- 図 6 - 62 標準砂での凍上試験結果
- 図 6 - 63 上載圧, 凍結膨脹率と経過時間の関係
- 図 6 - 64 上載圧, 吸排水凍結膨脹率と経過時間の関係
- 図 6 - 65 間隙水による膨脹量の経時変化
- 図 6 - 66 上載圧と凍結膨脹率の関係
- 図 6 - 67 上載圧と凍結膨脹率の関係模式図

1. 緒 論

1.1 研究の背景と目的

土や地盤が固相・液相・気相の三相で成っており、他の多くの単一相からなる構造材料に比較して極めて複雑な挙動を示すことは広く認められている。それに加えて固相をなす土の粒径が数ミリメートルの砂礫から数マイクロメートルの粘土・コロイドまでと巾広い範囲に連なり、その構成割合によって工学的性質が異なるため建設工事に伴う土の挙動予測やその結果発生する対応を更に困難なものにしている。1925年のTerzaghiの著書Erdbaumechanikに始まるとされる現在の土質力学はこれらの解明にあり、今後もそうあるべきであることは万人の認めるところであろう。土に関する工事の設計・施工を行うにあたってはこれらの成果に基づいて、そのよりどころを土の調査や試験によって得られる情報に依っている。しかしこれら調査・試験に基づくだけでなく土や地盤の成因、肉眼的観察、過去の工事結果なども重要な情報となっている。これら後者の情報の利用や蓄積を考えた場合、多様な要素を標準化して記載し分類しておくことが必要となろう。土を素材とした分類については、その粒度組成や土本来のコンシステンシーを基にした日本統一分類法(1979)¹⁾が制定されたが、これはあくまで材料的な分類であり、自然土ないしは自然地盤の分類という立場は採られていない。生成学的な分類²⁾、堆積構造的な分類³⁾などの地形・地質学的分類手法を工学的に利用しようという試みもあるが、現段階では記載的な面が強く工学的な利用との相関についてはまだ十分であるとは言いがたい。したがって土の素材としての分類手法と地形・地質学的分類手法の間にはギャップが大き過ぎ、これを補完する分類・区分の方法があつてしかるべきであり、土の状態把握・区分・表示がそれにあたるものと考えている⁴⁾。土の状態を固一液一気の三相の構成割合によって区分することはそのための1つのアプローチであるといえる。

粉体工学の分野では粉体の状態を固一液分散系として統一的にとらえ⁵⁾、その流動特性を考慮して成形法、脱気操作、造粒法との相関を得る試みがなされている。また土壌学の分野でも固一液一気の構成割合にポイントを置いた考え方が古くから行われているが、この場合の多くは農業生産を対象としているため不飽和状態での水の浸透性・植物根茎の発達性・対肥料との関係などに結びつけて考えられている。他方土質工学、特に建設工事における土を考えてみると、その対象となる土の状態はまさに液体状態より固体状態までが想定される。したがって土の状態区分がもっと綿密に検討されてしかるべきであるという論点が強調される所以である。わが国のみならず世界の土質力学のあり方に多大な影響を与えたTerzaghi and Peck(1948)の名著“*Soil Mechanics in Engineering Practice*”⁶⁾。およびその系列を引く各種市販の土質力学・土質工学の著書では必ずしもこの種の状態区分には論を及ぼしてはいない。その後においてもその構成を同書に準

じたものが多い。1968年に発行された Lambe and Whitman (1968)の著書“*Soil Mechanics*”⁷⁾がやや異なった構成になっているといえる。すなわちその目次を引用してみると、Part I. Introduction, Part II. The Nature of Soil, Part III. Dry Soil, Part IV. Soil with Water-No Flow or Steady Flow, Part V. Soil with Water-Transient Flowとなっており、土(固相)と水(液相)との相関に観点を置いて土質力学を体系づけようとしている点がかがえる。

土を固一液系といった観点でとらえようとする研究には Biot (1962)⁸⁾, Green and Naghdi (1965)⁹⁾, Müller (1967)¹⁰⁾, Shimmerl (1973)¹¹⁾, 岡 (1980)¹²⁾, があげられる。これらは岡が飽和土を固液2相系として Biot が一般化した2相混合体の理論で Terzaghi の提案になる有効応力の意義を検討しているように、いずれも土の力学的性質の整理を固一液系として行おうとしたものである。また 軽部・苗村・森田・岩崎 (1978)¹³⁾の研究ではあえて固一液系とはうたっていないが、不飽和土の力学的性質を把握するために固一液一気のある状態で発生するサクションを球状モデルで表わすことを提起している。

松井 (1975)¹⁴⁾は軟弱土の力学的挙動の解明を目的に地盤を土・水系(ここでいう固一液系と同義)として統一的な流動機構で整理し、体系立てようとしているが、これから論ずる筆者の論点に比較的近い研究として位置づけることができる。中堀 (1979)¹⁵⁾の提案による地盤の型の分類は筆者との立場は異なるが、目的は同様なものと評価できる。

筆者のいう土の固一液系による状態区分とはあくまでも現実の土の工事ということを念頭において、現段階で容易に入手しうる情報に基づいてのものであることをまず第1の条件としている。次にその結果が素材として行われている土の分類とまだ理学的な域を脱し得ないとみなされる地形・地質学的地盤分類を補完するものであることとして位置づけ論じようとするものである。

筆者は建設工事に携わる一員として、かねてより軟弱地盤処理や土質安定に関する研究・設計・施工管理に従事し、合目的な処理・対応の判断基準の必要性を痛感してきた。そこで前述の土の状態区分と土質安定処理との対比が可能ならば、より合理的な土質安定処理が選定・施工され、その情報源である調査や試験もより効率的なものになるとの視点を持っていた。すなわち土質安定処理とは現地に存在する天然の状態の土に対する働きかけであると定義することができるので、現地の土の存在状態 — 土の状態区分の有用性は明らかとなろう。

そもそも土質安定・地盤改良とはそのルーツを厳密にたどると、粒度調整工法にいたっては B.C 3000 年に、石灰による土の改良は秦の始皇帝の万里の長城や古代ローマのアピリア街道に、比較的歴史の浅いとみなされる注入工法でさえ 19 世紀初頭に求められるとされている¹⁶⁾。しかし現在のように多種多様な土質安定処理が考案・実施されるようになったのは昭和 30 年 (1955)以降のたかだか 25 年位であるといってもよいだろう。

1971年、筆者はMITの主催する Special Summer Program - Soft Ground Constructionに参加する機会を得、多くの研究者・技術者との討論の過程で土質安定に関しては、「粘性土ならサンド・ドレーン工法、砂質土ならパイプロフローテーション工法、浅層処理なら石灰混合処理工法」といった割り切り方と、土質安定材料の開発にバイオニアの存在であったMITの土質安定研究室 (Soil Stabilization Laboratory) が既に解散した事実と合せて奇異な感をいだいた。

他方、わが国においては丁度その時期に土質安定工法に関する書籍が相次いで刊行されている。例えば、日本材料学会土質安定材料委員会編 (1968) の「薬液注入工法」¹⁷⁾、松尾新一郎編 (1972) の「土質安定工法便覧」¹⁸⁾、中堀和英編 (1978) の「地盤改良の調査・設計から施工まで」¹⁹⁾ などが代表的なものとしてあげられる。筆者もこれらの刊行にあたっては参画する機会を得た。外国におけるこの種のもは注入工法に関しては Cambefort (1964) の「Injection des Sols」²⁰⁾、Ingles and Metcalf (1972) の「Soil Stabilization」²¹⁾ があげられる。松尾の「土質安定工法便覧」と Ingles 他の「Soil Stabilization」を比較して見ると編集方針に差があったとしても、前者にはⅡ編工法各論において実に 34 種もの工法がとりあげられているのに反し、後者ではセメント安定、石灰安定、アスファルト安定処理関係の比重が大きく、他には数こそ 15 種程度の工法があげられているが、その内容は 1 工種 1 頁程度に要約されているにすぎない。この彼我の異なりはここ 20 年間の建設工事に対する社会的・技術的要求の差であろうし、この間のわが国の事業の大型化・広域化・多様化などの表われであろう。わが国における土質安定に対する関心の高さとその成果は対象とする土の悪条件もさることながら、世界の土質工学分野での大きな功績の 1 つとして誇り得るものであり、その水準も高いところにあると考えている。

反面、従来ややもすれば体系だてられないままに各種土質安定工法が次々に開発されて来たという事実は否めない。表 1-1 は野崎 (1965)²²⁾ によって示された機械力と化学

表 1-1 機械的・化学的起動力と応答²²⁾

起動力 応答	機械力 F	温度 T	光 HR	電気 E	磁気 H	化学 μ
機械的 d	粘弾性 チクソロピー	膨張 凍結	光圧 放射線 硬化	逆圧電 衝撃電流 結固	磁歪	浸透圧CC 現象 化学 レオロジー
熱的 s	断熱膨張 ジュールムン 効果	熱容量 熱伝導	輻射熱	逆ピロ電気 ペルチエ効果	断熱消磁	反応熱寒剤
光的 n	トリホルミ ネスセンス	黒体輻射 テルモルミ ネスセンス	レーザー メーザ ルミネセンス	電場発光	磁場発光 ファラデー 効果	化学発光
電氣的 D.	圧電効果 摩擦電気	ピロ電気 熱起電力	光電池 光電導	分極、容量 電導	MHD発電	電池 強誘電体
磁氣的 B	圧電効果 磁歪逆効果	熱磁気効果	光磁気共鳴	電磁誘導	磁化現象	合金、フェ ライト 強磁性体
化学的 C	浸透圧 脱水現象 衝撃変質	拡散分離 相変化	写真効果 光重合	電気分解 電気泳動 電気滲透	磁気化学作 用 脱スケ ール水処理	触媒 生体反応

力から得られる応答として作成されたものであるが、横軸に起動力を、縦軸に応答性を示したものである。筆者は同表と前述の土の相構成による状態区分を用いることが新しい土質安定工法開発の動機づけの一助となり、また従来の土質安定工法の限界の存在の認識や原理的な見直しの必要性を指摘した。²³⁾

本論文は以上の背景を踏まえ、従来等閑視されて来た土の状態区分に対する提案をなし、その結果と土質安定工法の相関性を検討、また既存の土質安定工法を原理的に整理、それに基づき現実の土質安定施工においての問題点とその解決を実証的に示すものである。

1.2 定義

本論文で用いている主要な術語の定義を示し、研究の性格をあらかじめ明確にしておく。多くの術語はその都度関係する章節で明らかにするので、ここでは本論文の主題に示した「固-液系」と「土質安定」について示す。

(1) 固-液系の定義

土や地盤が固相・液相・気相の三相よりなっていることは既に述べたが、本論文で用いる固-液系とは正しくは固-液-気系と呼ぶべきであろう。しかしこの術語は本文中にひん繁に使用しており、やや冗長すぎるきらいがあるので固-液系としている。他の論文や報告でみられる固-液混合系、土-水系、粘土-水系といった術語と同様な意義をもっている。

(2) 土質安定と土質安定処理

土木工学ハンドブック²⁴⁾の第20編第4章4.1概説の前文を引用する。「土を建設材料として用いる場合、あるいは構造物の基礎地盤としての土を考える場合に現地土をそのまま用いたのでは安定上問題になることがしばしばある。そのようなとき、土の置換、粒度の調整、締固め、排水および安定剤の注入・添加など人工的な手を加えて土の性質を改良することを土質安定処理（広義）とよんでいる。また土質安定処理は対象とする地盤の深さによって浅層安定処理（狭義の土質安定処理）と深層安定処理（地盤改良）とのよび名で区別される。」

本論文においては「与えられた土の性質を改変すること」として土質安定を引用文の広義の意味で用いている。また「与えられた土の性質を改変する具体的手段」を論ずる場合に土質安定処理として表現している。引用文中にあった地盤改良については全く引用文と同様な使い方をしており、特に区別する必要のない場合は「土質安定・地盤改良」と並列させて用いている。

1.3 本論文の構成

本論文の基本的構成の流れを述べると、①土は固-液-気の三相構成であり、②三相の構成比率によって土の工学的性質やその利用上の対処が異なってしかるべきである、③したがって三相構成

の区分方法を定め、④その区分に応じた利用と評価方法を可能にする、⑤土の利用にあたってその性質が目的に合致しない場合は土の相構成比率を人為的に調整する、⑥この人為的調整としては三相のうちの液相の処理が土質安定の1分野であり、⑦液相処理という観点で土質安定を考えると従来各々独立した形で存在していた各安定処理方法は統一的基本理念にそった取り扱いが可能となる、ということである。

まず第1章においては土の状態区分の必要性と土質安定の考え方の問題点を整理し、本研究の背景・位置づけ、主たる術語の定義を述べている。

第2章では自然科学や工学分野における各種の土の分類法についてその方法と目的に関する知見をとりまとめ、次いで土質工学上の土の分類法の研究史とその考察・展望を行う。この研究史の考察より日本統一分類法の位置づけと内容を示し、同分類法の利用上で限界のあることを指摘している。この指摘に対する解決策の1つとして土の分類法に加味した土の状態区分があることを述べている。

第3章では第2章での考察・指摘を展開して土の状態区分の方法を具体的に提案している。現段階での利用可能な方法には面積座標による表示、 pF 表示、コンシステンシー指数表示があり、その利用に対する提案を行っている。

第4章では土の分類と状態区分の結果とその工学的特性の把握に努め、その工学的特性が液相処理という手段で変えうることを明らかにしている。その考察に基づいて土質安定を液相処理という手段で統一的に考えられうるという観点を示し、その液相処理には液相の増加防止・分離・置換ならびに固化があることを指摘している。

第5章では土の液相処理のうち、液相の分離に関する研究成果を述べている。まず液相分離に伴う土の工学的性質の変化を把握し、次いで液相分離の具体例をスラリー状土と与えられた含水量が液性限界付近にある状態の土について適用例や実用化の方策の研究成果を述べている。

第6章では土の液相処理のうち、液相置換ならびに液相固化に関する研究成果を述べている。まず液相を他の材料で置換した場合と固化剤などで混合かくはんした場合や液相を凍結した場合の処理上の工学的性質の変化を把握、次に具体的施工で生ずる問題点のうち、特に地盤変状をとりあげ、その解決のための挙動予測などに関する研究成果を述べている。

なお、液相処理のうち液相増加防止については比較的液相に対して消極的な土質安定であるとの観点より、これについては第4章で触れる程度にしている。

最後に、第7章として本研究の成果を総括して結論としてとりまとめ、今後の問題点・展望などを示している。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編(1979);土質試験法 — 第3編・土の分類;土質工学会, pp189~210.
- 2) 近藤鳴雄, 河野英一(1974);生成学的土壌分類とその工学的応用;土と基礎, 22-9, pp43~49.
- 3) 三木五三郎, 斎藤孝夫(1979);土の工学的分類とその利用;東京, 鹿島出版会, pp63~73とpp176~222.
- 4) 中沢重一(1981);粘性土の状態区分に関する考察 — 地盤改良処理選定を目的として;土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp222~223.
- 5) 例えば, 久保輝一郎, 神保元二, 水渡英二, 高橋浩, 早川宗八郎(1979);粉体 — 理論と応用(改訂二版);東京, 丸善, pp563~575.
- 6) Terzaghi, K. and Peck, R. B(1948); Soil Mechanics in Engineering Practice; New York, John Wiley and Sons.
- 7) Lambe, T.W. and Whitman, R. V. (1968); Soil Mechanics; New York, John Wiley and Sons.
- 8) Biot, M. A. (1962); Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media; Jour. of Appl. Phys., Vol. 33, pp1482~1498.
- 9) Green, A. E. and Naghdi, P. M. (1965); A Dynamical Theory of Interacting Continua; Int. Jour. of Eng. Sci., Vol. 3, pp231~241.
- 10) Müller, I. (1967); A Thermodynamic Theory of Mixtures of Fluids; Arch. Rational Mech. Anal., Vol. 24, pp370~403.
- 11) Schimmerl, J. (1973); Mechanical Foundation of the Disperse System "Water-Solid Phase Skelton" in Soil Mechanics; Proc. of 8th Int. Conf. on SMFE, Vol. 1-2, pp345~351.
- 12) 岡二三生(1980); 2相混合体系理論からみた有効応力の定義について; 土木学会論文報告集, No 299, pp59~64.
- 13) 軽部大蔵, 苗村康造, 森田登, 岩崎哲雄(1978); 不飽和土の力学的性質に関する基礎的研究; 土木学会論文報告集, No. 269, pp105~119.
- 14) 松井保(1975); 粘土の流動機構に関する基礎的および応用的研究; 大阪大学学位請求論文.
- 15) 中堀和英(1979); 脱水による軟弱地盤の改良に関する研究; 京都大学学位請求論文.
- 16) 松尾新一郎(1981); 地盤改良工法の時代的推移と展望; 土と基礎, 29-5, pp5~9.
- 17) 日本材料学会土質安定材料委員会編(1968); 薬液注入工法 — 指針と解説; 東京, 鹿島出版会.

- 18) 松尾新一郎編(1972);土質安定工法便覧;東京,日刊工業新聞.
- 19) 中堀和英編(1978);地盤改良の調査・設計から施工まで;土質工学会.
- 20) Cambefort, H.; Injection des Sols-Principes et Méthodes; Éditions Evrollers, Paris. (邦訳;斎藤二郎,福住隆二;地盤注入 — 基本理論と施工技術;東京,鹿島出版会,1969).
- 21) Ingles, O.G. and Metcalf, J.B. (1972); Soil Stabilization — Principles and Practice; Sydney, Butterworths.
- 22) 野崎弘(1965);土質処理における機械力と化学力;土質化学セミナーテキスト,電気化学協会中部支部.
- 23) 嘉門雅史,中沢重一(1977);超軟弱地盤改良への二・三の試み;超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集,土質工学会, pp 99 ~ 102.
- 24) 土木学会編(1974);新版土木工学ハンドブック・中巻;東京,技報堂, pp 1155 ~ 1164.

2. 土の分類・区分に関する考察

2.1 分類と区分

「分類」と「区分」について、まず用語としての意義を明らかにしておく。広辞苑（新村出編、第2版第5刷、岩波書店、1971）によると論理学上、以下のように解説されている。

分類（classification）；

区分を徹底的に行い、事物またはその認識を整頓し体系づけること。区分した区分肢について更に区分を施すことによって行われる。

区分（division）；

類概念をそれに従属する種概念に分けること。例えば三角形を不等辺、等辺、二等辺に分けること。この場合の類概念たる三角形を被区分体という。

また哲学辞典（森宏一編、増補版第4刷、青木書店、1976）によると以下である。

分類（classification）；

概念の区分を用いる特殊な場合であって、区分は類概念に含まれる種概念に分けることであるが、分類はこの区分のなんらかの総計を示すものである。いいかえれば区分が類概念を種概念に分かつのに対して、分類は多くの種概念をまとめるのであって方向が逆になっている。……中略……。普通には分類の基礎となるのは、与えられた諸対象の本質的特徴であるが、分類には自然的分類と人為的分類とがある。前者は諸対象の本質的特徴の類似と相違に基づいて行われ、後者は諸対象に何らかの秩序づけをする目的で、それに役だつ特徴から行われ、それは対象にとって本質的特徴ではないようなものである。……中略……。しかし、分類は絶対的なものでなく、知識の進歩にしたがって変わるものである。

区分（division）；

論理学的操作であって概念が持っているその内容を示しだすのに用いられる。これを行うには一概念の内容をなす種をそれぞれ別々に数えあげることである。……中略……。区分の基本的タイプは、1）区分の基礎にとりあげられる特徴から見て互に異なるすべての種が数えあげられる、2）二分法または三分法 — 区分の基礎にされる特徴の有無によって特徴を持つものと持たぬものの2つに区分するのが二分法、三分法はその特徴の有無とその中間を考慮することで行われる。……中略……。分類は区分の特殊な場合である。

論理学上の定義に従って1例をあげると、土は類概念で礫粒土・粗粒土・細粒土に区分され、更に細粒土は種概念でシルト・粘性土・有機質土・火山灰質粘性土に区分されるということになり、他方シルト・粘性土・有機質土・火山灰質粘性土は細粒土に分類されるということになる。

土の分類については後述するが、すでにその利用目的によって体系だてられている。本論文では「土の状態区分」という用語を用いているが、土の構成粒子やその土性によって決められた分類名（土の種類）を類概念として、その土が保持する液相の状態を種概念として区分することとしている。したがって、分類については従来の分類名をいい、例えば分類名CHの土のスラリー状態とか塑性状態という場合に状態区分という用語を用いている。

2.2 土の分類方法とその目的

土を分類してその結果を利用しようとしている自然科学や工学分野の主なものに次の4つの分野があげられる。すなわち①地質学、②土質工学、③土壌学、④窯業工学である。

2.2.1 地質学における土の分類

地質学、特に堆積学上、堆積物の粒度分布を調べることによって、その堆積物の運搬様式、堆積様式、古環境条件を推定する手段としている。したがって各研究者の研究観点から独自の分類方法が提案されていることが多く、例えば土の構成粒子の組成によって堆積物を分類する方法においても統一的な分類法が必ずしも用いられていない。比較的広く容認されているShepard (1954)¹⁾の方法について以下に示す。

地質学での粒度区分はWentworth式区分尺度²⁾が広く用いられ、これは1mmを基準にし粗粒に向かって2倍毎、細粒に向かって1/2倍毎に分割している。粘土を1/256mm (3.9 μ m)以下、シルトを1/256~1/16mm (3.9~62.9 μ m)、砂を1/16~2mm (62.9 μ m~2mm)としている。Shepardの粒度区分もこのWentworth式区分尺度を用いて、砂・シルト・粘土分の構成割合を三角座標上に示している。図2-1はShepardの提案した各粒子の構成割合による堆積物の名称である。図2-2は堆積環境の異なった堆積物の粒度分析結果をプロットして図2-1の

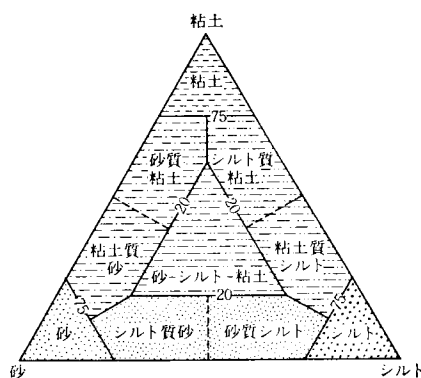


図2-1 Shepard (1954)による堆積物の三角座標表示¹⁾

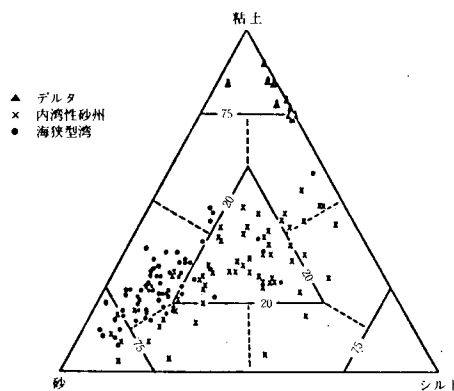


図2-2 Shepardによる堆積物三角座標の表示例(テキサスの中央海岸)¹⁾

妥当性を吟味したものである。データはテキサス州海岸のもので、デルタ性堆積物は粘土に、内湾性砂州の堆積物は砂-シルト-粘土に、海狭型湾内堆積物は粘土質砂と分類され、その堆積環境の特質を表わしていることが読みとられる。

また地質学上土の粒度分布特性をファイ・スケール(ϕ)で表わす方法もとられている。³⁾

これは粒径-重量分布曲線のグラフがガウスの誤差曲線や正規分布曲線に似たなめらかな山形をとることが多いことから、統計的解析を便にならしめるための処理方法であり、粒度 d mm と ϕ は以下の関係にある。

$$d = 1/2 \phi = 2^{-\phi} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\therefore \log d = -\phi \log 2 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\therefore \phi = -\log_2 d \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

したがって $d = 2$ mm は $-\phi$ 、 $1/16$ は 4ϕ 、 $1/256$ は 8ϕ と対応する。この関係を用いて中央値、平均値、淘汰度、歪度などが各々式(2.4)、(2.5)、(2.6)、(2.7)で与えられている。

$$Md\phi = \phi_{50} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$M\phi = (\phi_{16} + \phi_{84}) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\sigma\phi = (\phi_{84} - \phi_{16}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\alpha\phi = (M\phi - \phi_{50}) / \sigma\phi \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

ここに $Md\phi$; 中央値

$M\phi$; 平均値

$\sigma\phi$; 淘汰値

$\alpha\phi$; 歪度

ϕ_{50} ; 50%径の ϕ 値

ϕ_{16} ; 16%径の ϕ 値

ϕ_{84} ; 84%径の ϕ 値

粒径-重量分布曲線のピークがするどくなっている場合、 $\sigma\phi$ の値は小さく淘汰度がよいということになり、その曲線が左右対象であれば $\alpha\phi=0$ 、どちらかに片寄っておれば $\alpha\phi$ はそれぞれ正または負の値となり、負の場合は細粒分が少ないことを示し、正の場合は粗粒分が少ないことを示すということになり、各数値でもって堆積環境を記載している。

2.2.2 土質工学における土の分類

土質工学における土の分類については2.3、2.4節において詳細に考察するので、本節においては省略する。特徴としては、その土を材料として用いることを目的としているので、分類結果を構造物の材料となり得るか否か、またはどのような工事手段を用いることが最適かなどの判定基準に

利用していることであろう。

2.2.3 土壌学における土の分類

土壌学は土壌の生成・分類・分布、物理的・化学的および生物学的性状と農林業生産性との関連を追求することを主な目的としており、土の粒度組成は土壌の養分保持、供給、更に水や空気の供給、耕うんの難易など植物の生育や栽培と関係しているのので、前述とまた異なった土の分類法を採用している。

土壌学における粒度区分の1例を図2-3⁴⁾に示す。土壌学の分野でも後述する土質工学における場合と同じように、地域特性を考慮して独自の分類や区分が行われており、図2-3では国際土壌学会法と日本農学会法とを対比して示している。図2-4⁵⁾は国際土壌分類法による三角座標上の粒度組成による土壌名である。

国際土壌学会法				
粒径	2	0.2	0.02	0.002mm
	礫	粗砂	細砂	シルト(微砂)
	礫	粗砂	細砂	微砂
粒径	2	0.25	0.05	0.01mm
				粘土
				粘土
日本農学会法				

図2-3 土壌学上の土の粒度区分⁴⁾

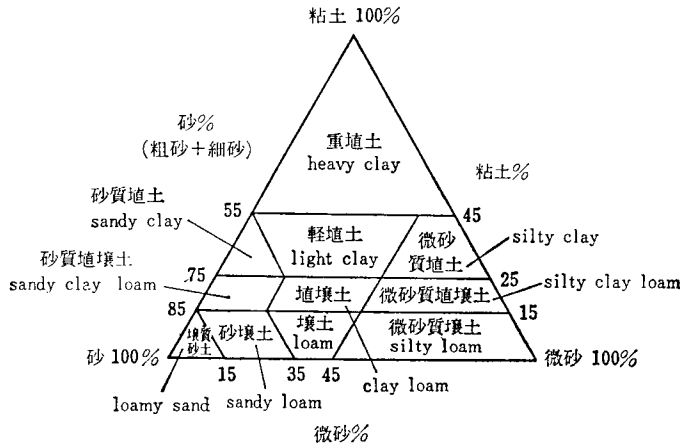


図2-4 国際土壌学会法による土の三角座標表示⁴⁾

日本農学会法では粘土分の含有量によって表2-1(a)⁵⁾、腐植含量・および礫含量によって表2-1(b)⁵⁾、のように表示されている。

表2-1 日本農学会法による土の分類⁵⁾

(a) 日本農学会法による土性の区分		(b) 日本農学会法による腐植含量と礫含量の表示			
土性	細土中の粘土含量(%)	腐植(%)		礫(%)	
砂土	12.5 以下	2~5	含む	5~10	含む
砂壤土	12.5 ~ 25.0	5~10	富む	10~30	富む
壤土	25.0 ~ 37.5	10~20	すこぶる富む	30~50	すこぶる富む
埴壤土	37.5 ~ 50.0	20以上	腐植土	50以上	礫土
埴土	50.0 以上				

更に土壌学では上記のように土の粒度組成による分類の他に土壌の生成形式、その過程あるいは形態などによって分類する方法も一般に使用されている。その思想は土を資源としてとらえ、その土と食糧生産という観点での資料にしようとしているものであるが、本論とは直接的には関係しないので省略する。

2.2.4 窯業工学における土の分類

窯業とは土などの非金属無機材料を用い、一般には製造にあたって高温で材料や成型物を加工することと定義できる。したがって土の分類とはいっても主に $2\mu\text{m}$ 以下の粘土・コロイド分の化学成分や含有している粘土鉱物によって分類されている。前述の3分野のように粒度組成によって土を分類するというはあまり行われていない。例えば粒度組成の面で原料として用いるために不適な土であったとしても、経済的に可能であるならば粉碎・精製・添加などの手法がとられるから土を粒度によって分類する必要はそれほどないということになる。

可塑水量（最も良好な成形状態となる水量）による工業用原料粘土の分類を図2-5⁷⁾に示す。

2.2.5 各種粒度測定法の比較

土の分類方法の数種について、主に粒度組成によるものを前述したが、分類にあたっては粒度測定が第一の基本となる。

土を含めた粒度測定方法には現段階でも表2-2⁸⁾のように異なった測定原理や方法があり、それらの測定結果を相互に比較すると必ずしも一致しないことが指摘されている。

1961～1963年に粉体工学研究会粒度測定グループ会は各種測定法の相互比較、測定結果の一致性を確認することを目的として測定機種12、供試粉体15種類を用いて相互比較した結果をとりまとめているので⁹⁾、要点を以下に引用しておく。

- ①アンドレアゼンピペットは再現性もよく、器差も少く測定者間のばらつきも少く、手間は要するが現状では一番信頼できる方法と思われる。
- ②顕微鏡法は狭い分布を与えやすいと思うが、粒形によっては広い分布を与えることもある。しかし十分注意すれば正しい結果を与えるが手間が大変である。 — 以下略 —

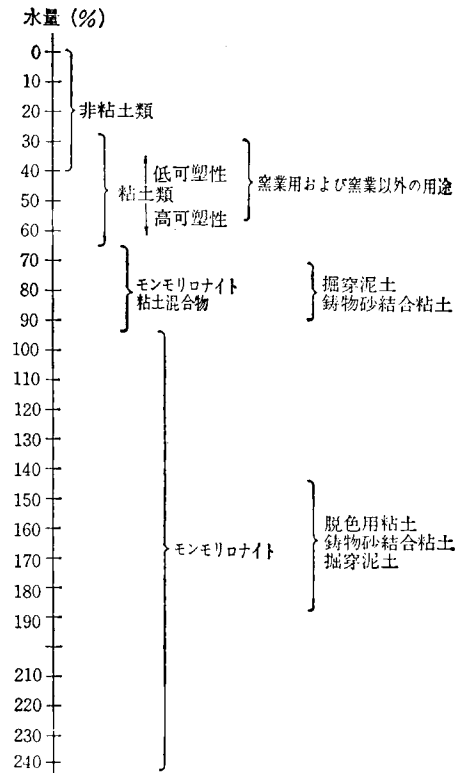


図2-5 可塑性試験による原料用粘土の分類⁷⁾

表 2-2 粒度測定法の原理的分類⁸⁾

方法の分類			測 定 装 置
直接観察法			ものさし、ノギス、マイクロメータ、ダイヤルゲージ、特殊スケール (直接、拡大投影器、光学顕微鏡(写真)、電子顕微鏡(写真))、自動計測 装置*
フルイ分け法			JIS 標準フルイ、マイクロメッシュシーブ (Ro-Tap シェーカー、電磁振動式、音波気柱振動式、超音波洗浄式、エ アジェット式など)
沈 降 法	重 液 相	液	比重計 比重天秤 アンドレアゼンピベット
		相	光透過式、X線透過式(遠心力併用) 沈降天秤
	力 気 相	気	風フルイ カスケードインパクト マイクロメログラフ
		相	Whitby Centrifuge Disc Centrifuge
遠 心 力	液	Whitby Centrifuge Disc Centrifuge	
	気	Bahco Sichter	
小孔通過法			コールターカウンター (個数分布)
流体透過法			主に気体透過 (表面積)
吸着法			BET法 (表面積)

* 半自動化したもの

Zeiss Endter Particle Size Analyser
島津顕微鏡用粒度分布解析装置 (SF-10)
粒度分布測定器 K-310 (理化精機工業)

全自動化したもの

πMC システム (日本ミリポア・リミテッド) 粒子自動測定計数コンピューター・システム
The Metal Research Image Analysing Computer (Quantimet)
Qms (Quantitative Metallurgical System) (島津)

- ③フルイ分け法は完全な管理のもとに行うとよい結果を与える。
- ④コールター法は比較的粒度のそろった試料にはよいが、分布の広い試料では十分な注意が必要である。
- ⑤沈降天秤法はピベット法と並んで信頼できるが注意は必要である。
- ⑥光透過法は 2 μm 以下の粒度に問題があるととも狭い分布を与える傾向がある。
- ⑦J I S 比重計法は有望で手頃な測定法である。
- ⑧従来のセメント用風篩法は改良しないと一般性がないらしい。
- ⑨マイクロメログラフは分散あるいは破碎などに問題があり、必ずしも沈降法と一致した結果を与えないが便利な装置である。
- ⑩バーコー法も無理が多く狭い分布を与えて好ましいものではないようである。
- ⑪サブミクロン用の遠心沈降法中Whitby (M. S. A) のものはやや粗い分布を与え原理上も問題があるが興味ある方法である。

土の分類のための粒度測定に多用されている測定法はフルイ法，比重計法，ピペット法，沈降天秤法などである。特に土質工学においてはフルイ法と比重計法の組み合わせによることがほとんどである。土壌学の分野ではピペット法が多用されている。

2.3 土質工学における土の分類方法の歴史的考察

土を利用・研究している分野の主な土の分類法とその目的を2.2節で概観したが，土の分類法の歴史的推移を表2-3に示す。

表2-3 土の分類に関する研究年表

年代	発表者名・機関名	文 献	内 容
1853	Thaer, A. D.	Grundsätze der Rationellen Landwirtschaft, 5th ed. Pedology Publ., New Brunswick N. J.	粒度によって土を粘土・ローム・砂質ローム・ローム質砂・砂・腐植に分類
1883	Dokuchaev, V. V.	Russian Chernozem. In Collected Writing, (Sochineniya), Vol. 3, Israel.	土壌生成因子によって検討
1906	Strahan, C. M.	Research Work on Semi-gravel, Topsoil and Sand-Clay, and Other Road Material in Georgia. Bulletin Univ. of Georgia, Vol. 22, No. 5-a, June, 1932.	表層土の道路用材としての適否を粒度によって判定
1909	Whitney, M.	Soils of the United States, U.S. Dept. Agr. Bur., Soils Bull. 55, U.S. Govt. Printing Office, Washington.	地形区と土の粒度による分類
1911	Atterberg, A.	1) Über die Physikalische Bodenuntersuchung, Int. Mitt. Bodenkunde 1, pp7-9. 2) Die Plastizität der Ton, Int. Mitt. Bodenkunde 1, pp10-43.	塑性・粘性を考慮した土壌分類
1914	国際土壌学会	Schucht, F. Bericht über die Sitzung der Internationalen Kommission für die Mechanische und Physikalische Boden Untersuchung, Inter. Mittel. Bodenk. IV pp1-31, 1914.	粒径区分の設定
1922	Wentworth, C. H.	A Scale of Grade and Class Terms for Elastic Sediments, Jour. of Geol., Vol. 30, pp377-392.	粒径区分にウエントワース式区分尺度を提案
1926	日本農学会	関豊太郎；土壌分類及命名並ニ土性調査及作図ニ関スル調査報告，付録一，pp1～11，農学会，1926	農学会法の設定
1929	震災復興局	東京及横浜地盤調査報告書	
1929	Hogentogler, C. A. & Terzaghi, C.	Interrelationship of Load, Road and Subgrade, Pubric Roads, Vol. 10, No. 3.	PR分類法を設定（材料土としての分類）。
1934	Krumbein, W. C.	Size Frequency Distribution of Sediments, Jour. of Sed. Petrol. Vol. 4, pp65-77.	ファイ・スケール法を提案
1944	米国民間航空局	内容については例えば Winterkorn, H. F. & Fang, H. Y. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York, pp82-85, 1975.	F A A 法の設定
1945	Glossop, R. & Skempton, A. W.	Particle-Size Silts in and Sands, Jour. Inst. Civil Engineers, Vol. 25, 1945, pp81-105	MIT法（1931）の吟味

(表2-3の続き)

年 代	発表者名・機関名	文 献	内 容
1948	Casagrande, A.	Classification and Identification of Soils. Trans. ASCE, Vol. 113, pp901-991	AC分類法の設定(一般土工事を対象)
1949	AASHO	Standard Recommended Practice for the Classification of Soils and Soil-Aggregated Mixtures for Highway Construction Purpose, Pub. in Standard Specification for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing Part I., 1950, pp29-35	AASHO分類法の設定(道路用材としての分類, PR法が土台, 改訂PR法ともいう)
1953	米国工兵隊 米国開拓局	Corps of Engineers, U.S. Army The Unified Soil Classification System, Technical Memorandum, No. 3-357, Vols. 1 and 3, March, 1953 Wager, A. A. The Use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, pp125-134, 1957.	AC分類法を統一分類法として採用
1955	土質工学会	土質試験法解説(第1集)	PR法の三角座標表示を利用
1956	日本道路協会	道路土工指針	PR法, AASHO法, 統一分類法を並列
1957	ミシシッピー河管埋委員会	Tschebotarioff, G. P. Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, 1957, McGraw-Hill, New York.	三角座標表示よりロームという用語を除外
1957	イギリス規格協会	BS Code of Practice CP2001, Site Investigations, British Standards Institution, 1957	規格化 統一分類法を改善
1959	インド規格協会	Classification and Identification of Soils for General Engineering Purposes, IS., 1498-1959, New Delhi.	統一分類法に準拠
1959	スイス規格協会	Schweizerische Nomenvereinigung Klassifikation der Lockergesteine, Feldmethode nach USCS, SNV 67005, Juli, 1957, Zürich	
1959	東京地盤調査研究会	東京地盤図, 技報室	
1966	日本建築学会近畿支部 土質工学会関西支部	大阪地盤図, コロナ社	
1967	日本道路協会	道路土工指針(改訂版)	統一分類法を採用
1967	イギリス道路研究所	Dumbleton, M. J. The Classification and Description of Soils for Engineering Purposes: A Suggested Revision of the British System, RRL Report LRI82, 1968, Road Research Laboratory.	BS(1957)の改訂案
1969	ASTM	Standard Method for Classification of Soils for Engineering Purposes, ASTM; D2487-69, 1970.	統一分類法を規格化
1969	日本建築学会東海支部 土質工学会中部支部 名古屋地盤調査研究会	名古屋地盤図, コロナ社	
1970	ドイツ規格協会	Deutscher Nomenausschuss Bodenklassifikation für Bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen, DIN 18196., Juni, 1970, Berlin.	統一分類法を一部改変
1973	ASTM	Standard Recommended Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes, ASTM; D3282-73.	AASHO分類法の規格化
1973	土質工学会	土質分類法ならびに分類結果表示法(日本統一土質分類法), 土と基礎, 21-4, pp63-70	日本統一分類法の設定
1977	日本道路協会	道路土工指針を6冊子に改訂	日本統一分類法を採用

土の分類法の研究史については植下(1972~1973)^{10), 11), 12), 13)} 三木・斎藤(1979)¹⁴⁾の諸報告にも見られるが、これらを参考にして若干の追加をし年表としてまとめたものが表2-3である。表2-3を作成するにあたっては、土質工学的な分類を主にしてとりまとめている。すなわち1930年代までは先駆的な関連分野のものもとりあげたが、1940年以降は現在の土質工学的な分類が体系化されはじめているので土質工学的分類法一特に日本統一分類法(土質工学会基準)設立に影響を及ぼしたものを中心に作成している。

土壌学的な研究としてAtterbergによってなされた1911年のコンシステンシー限界の利用による土の判別・分類の思想はその後Casagrande(1948)のAC分類法で採用され、現在の各分類法に利用されている。このAC分類法は1953年に米国工兵隊(Corps of Engineers, U.S. Army)と米国開拓局(Bureau of Reclamation, U.S. Dept. of Int.)で統一分類法となり、その後イギリス(1957)、インド(1959)、スイス(1959)、ドイツ(1970)などの分類法の素案となっている。1969年にはASTMで規格化され、後述する日本統一分類法のベースとしての役割りを果たしている。

Hogentogler and Terzaghi(1929)によるPR分類法は1949年にAASHO分類法(改訂PR法ともいう)に改良され、1973年にはASTMの規格となっている。

土質工学的分類法の主流となっているこの米国の統一分類法(ASTM:D2487-69)を表2-4に、AASHO分類法(ASTM:D3282-73)を表2-5にあげた。

わが国における具体的な土質分類は1955年の土質工学会より発行された「土質試験法解説(第1集)」での米国道路局型の三角座標表示の利用、1956年の日本道路協会「道路土工指針」でのPR法、AASHO法、米国の統一分類法を提示したことにはじまるといってよいであろう。またTschebotarioff(1957)の著書¹⁵⁾が運輸省関係者の手で翻訳¹⁶⁾されたことを契機に、同書に紹介されていたミシシッピー河管理委員会の三角座標式分類法も港湾技術関係者の間で用いられていた。

その後土質工学的なデータの蓄積や、東京地盤図(1959)、大阪地盤図(1966)、名古屋地盤図(1969)の編さん過程において土質分類法の再検討を行おうという機運が生まれ、1966年土質工学会・土の判別分類委員会が発足、日本の特有な土質事情を考慮した日本統一分類法が1973年に制定された。

土の分類名を三角座標表示で示すもので、日本統一分類法制定まで多用されていた米国道路局型とミシシッピー河管理委員会型を図2-6(a)、(b)に示す。

表2-4 米国の統一土質分類法 (ASTM; D 2487-69)

主 要 区 分		分類記号	代 表 的 名 称	分 類 基 準					
粗 粒 土 75 μm ふるい通過量が50% 以上 砂ふるい通過量が4.75 mm 粗粒分の50% 以上 砂ふるい通過量が50% 以上	きれいな礫	GW	粒径分布の良い礫 礫-砂混合土 細粒分はほとんど又は全然なし	75 μm ふるい通過量 5% 以下 : GW, GP, SW, SP 75 μm ふるい通過量 12% 以上 : GM, GC, SM, SC 75 μm ふるい通過量 5~12% : 標記号による境界分類	$C_u = D_{60}/D_{10}$ が 4 より大 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ が 1~3 の範囲				
		GP	粒径分布の悪い礫 礫-砂混合土 細粒分はほとんど又は全然なし			GW に関する基準に合わないもの			
		細粒分を含む礫	GM		シルト質礫 礫-砂-シルト混合土	アッターベルグ限界がA線より下、又は塑性指数が4より小	アッターベルグ限界が下図の斜線部の場合は境界分類で二つの記号を用いる		
			GC		粘土質礫 礫-砂-粘土混合土	アッターベルグ限界がA線より上で塑性指数が7より大			
	きれいな砂	SW	粒径分布の良い砂 砂質砂 細粒分はほとんど又は全然なし		$C_u = D_{60}/D_{10}$ が 6 より大 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ が 1~3 の範囲	SW に関する基準に合わないもの			
		SP	粒径分布の悪い砂 砂質砂 細粒分はほとんど又は全然なし						
		細粒分を含む砂	SM		シルト質砂、砂-シルト混合土	アッターベルグ限界がA線より下、又は塑性指数が4より小 アッターベルグ限界がA線より上で塑性指数が7より大	アッターベルグ限界が下図の斜線部の場合は境界分類で二つの記号を用いる		
			SC		粘土質砂、砂-粘土混合土				
			シルト及び粘土 LL ≤ 50		ML			無機質シルト、極細砂、岩粉、シルト質又は粘土質細砂	
					CL			塑性が低い又は中ぐらいの無機質粘土 礫質粘土、砂質粘土 シルト質粘土、粘りけの少ない粘土	
OL	塑性の低い有機質シルト及び有機質シルト粘土								
シルト及び粘土 LL > 50	MH	無機質シルト、雲母質又は珪藻質細砂又はシルト、弾性のあるシルト							
	CH	塑性の高い無機質粘土 粘性の高い粘土							
	OH	塑性の中ぐらいなし高い有機質粘土							
高 有 機 質 土	PT	泥炭、黒泥その他の高有機質土	目と手による判別, ASTM: D 2488 参照						

* 75 μm ふるい通過材料に基づく
(注) ふるいの ASTM 基準が一部 1970 年に改訂されている。

表2-5 AASHO (改訂PR) 分類法

大 分 類	粗 粒 土 (No. 200 ふるい通過量 35% 以下)							シルト、粘土質土 (No. 200 ふるい通過量 35% 以上)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
ふるい分析 (通過量 %)											
No. 10 (2.00 mm)	50以下	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 40 (425 μm)	30以下	50以下	51以上	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 200 (75 μm)	15以下	25以下	10以下	35以下	35以下	35以下	35以下	36以上	36以上	36以上	36以上
No. 40 ふるい通過分の性質											
液性限界	—	—	40以下	41以上	40以下	41以上	40以下	41以上	40以下	41以上	41以上
塑性指数	6 以下	—	N.P.	10以下	10以下	11以上	11以上	10以下	10以下	11以上	11以上
普通の主要構成物	石片、礫、砂		細砂	シルト質又は粘土質の礫及び砂				シルト質土		粘土質土	
路床土としての良否	優~良					可~不良					

注)* (A-7-5 の $I_p \leq w_L - 30$, (A-7-6 の $I_p > w_L - 30$)

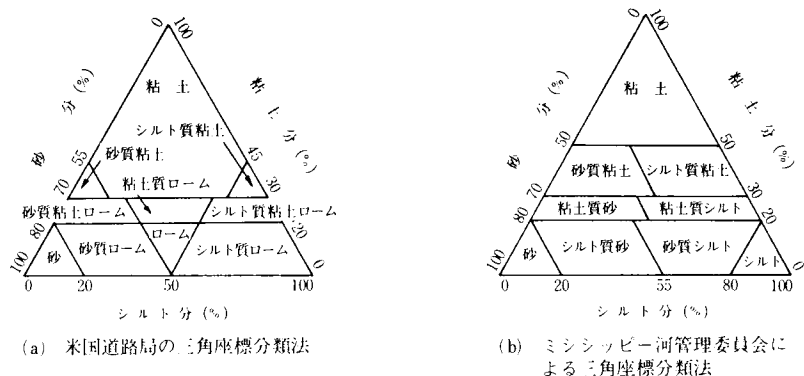


図 2-6 土質工学における代表的土の三角座標表示例¹⁰⁾

2.4 日本統一土質分類法について

2.4.1 日本統一土質分類法制定までの経緯

土質分類法の研究史における日本統一土質分類法制定の経緯を若干前述したが、制定以前には国内での統一された分類法が無かったために、各機関・各方面で各種の分類法が用いられてきていた。わが国に適した土質分類法統一の必要性は各方面から指摘されていた。そこで昭和 41 年 3 月から昭和 45 年 2 月 (1966.3~1970.2) まで土質工学会士の判別分類法委員会において工学的土質分類法の検討を行い、その成果を土台に統一的な土質分類法を基準化する目的で、同じく土質工学会内に土の判別分類法基準化委員会が設けられた (1970.7~1973.3)。その間シンポジウム¹⁷⁾や、公開討論会¹⁸⁾の開催、土質工学会誌「土と基礎」への公示¹⁹⁾などを伴って 1973 年 4 月土質工学会調査部より“土質工学会基準「土質分類法ならびに分類結果表示法 (日本統一土質分類法)」の制定について”²⁰⁾として発表され現在に至っている。

植下 (1972)¹⁰⁾によれば、日本統一土質分類法制定にいたるまで、わが国で用いられていた主な分類法の長短所は表 2-6 のように指摘されている。

2.4.2 日本統一土質分類法の内容

2.4.1 に述べた経緯を経て更に 1979 年には S I 単位の導入、用語表記法の改訂に伴って修正がなされ、土質工学会基準・土質分類法並びに分類結果表示法—日本統一分類法〔J S F, M1-1973 (79)〕²¹⁾が制定された。

制定のための主たる方針は以下の通りであった。

1) 土質分類の基本姿勢¹⁸⁾

土質分類法は土の材料としての分類と自然土としての分類とがあるが、まず材料的な分類があればその結果は工学的性質に結びつくので、それを足がかりとして自然土へ発展させるという立場か

表 2-6 従来の主な土質分類法の長短所¹⁰⁾

名 称	長 所	短 所
米 国 道 路 局 型 の 三 角 座 標 分 類 法	1. 長い間、広くなじまれ使われてきた。	1. 米国道路局型で用いられているロームなる用語は、この分類法における意味（砂分、シルト分、粘土分が程よく混ざっており、砂と粘土の中間的な性質を示す土）としてよりも、わが国では関東ロームなど火山灰質の特殊土に対する用語として多く通用している。 2. ○○混じり礫や礫混じり○○という表現はできるが、従来の三角座標分類は礫を除外した分類法であり、土木材料としての土や、自然の広範囲の土を対象とする分類法としては不適當である。 3. 自然土の分布範囲やその現場感覚による名称とは無関係に、人工的に三角座標内で名前をあてはめた部分がある。 4. 工学的性質との対応が必ずしも十分よいとはいえない。
A A S H O 分 類 法 (改訂PR法)	1. 道路土工の設計・施工との関係がよく調査されているので、道路関係では従来よりなじまれ、今日でも利用度が高い。	1. 道路以外の部門ではほとんどなじみがない。 2. 工学的性質との対応が道路関係の性質とのみ関係づけられている。 3. A-1, A-2, ……という数値記号による命名は一般になじみにくい。
統 一 分 類 法	1. 世界的に広く利用されている。 2. 盛土・基礎としての土の性質、道路・滑走路の基礎ならびに土工土の性質、フィルダム材料としての材質などとの対応が、米国における資料ではあるが一応つけられている。 3. 粗粒土、細粒土、有機質土の広範囲の土の分類が一貫して行ないうる。 4. 分類記号がAASHO分類よりなじみやすい。 5. 細粒土の分類は液性限界、塑性指数に基づき、手数のかかる沈降分析を必要としない。 6. 現場判定法が設けられている。	1. 日本の土を分類するとき、必ずしも適当でない部分がある（たとえば、A線によるCHとMHの分類） 2. 場合によっては、もっと分類数の少ないほうが望ましいことがある。
J I S A 分 類 法	1. 現場での判定法が定められている。	1. 米国道路局型三角座標分類法の短所として述べたロームという好ましくない用語を含んでいる。 2. 一般には忘れられた存在で、あまり利用されていない。

ら前者の方向をとっている。

2) 基本的には米国の統一土質分類法にそっていること。²¹⁾

その理由として、

①世界的に広く利用されている。

②一応工学的性質（盛土・基礎としての土の性質，フィルダム材料としての性質）との対応が得られている。

③粗粒土・細粒土，有機質土と土の分類を一貫して行い得る。

④分類記号がAASHO法よりなじみやすい。

⑤細粒土の分類は液性限界・塑性指数に基づくので，特に沈降分析を要しない。

⑥現場判定法が設けられている。

などをあげている。

次に日本統一土質分類法の内容と特徴を米国の統一土質分類法（表2-4）と対比しながら主な点をまとめると以下となる。

3) 粒径区分

土粒子の粒径範囲による区分名称は図2-7に示す通りである。すなわち地盤構成材料のうち粒径75mm以上を岩石質材料，75mm以下を土質材料として粒径範囲75～2.0mmを礫，2.0～74 μ mを砂，74 μ m～5 μ mをシルト，5 μ m以下を粘土としている。また75mm～74 μ mを粗粒分，74 μ m以下を細粒分としている。

砂と礫の境界を2.0mmとしたのは、²¹⁾①

従来の日本における

2.0mm区分の習慣

を尊重、²¹⁾②4.76mm

	1 μ m	5 μ m	74 μ m	0.42mm	2.0mm	5.0mm	20mm	75mm	30cm
コロイド	粘土	シルト	細砂	粗粒	細礫	中礫	粗礫	コブル	ボルダー
土質材料								岩石質材料	

(注1) 土質材料の粒径区分による粒子名を意味するときは，上記区分名に「粒子」という言葉をつけ，上記粒径区分幅の構成分を意味するときは，上記区分名に「分」という言葉をつけて，分類名，土質名と区別する。

(注2) 土質材料の74 μ m以下の構成分を「細粒分」，74 μ mから75mmまでの構成分を「粗粒分」という。

図2-7 日本統一土質分類法による粒径区分とその呼び名²¹⁾

区分が2.0mm区分の各分類体系と比較して工学的性質との対応が必ずしも優位点が認められない，^③世界各国の基準などでは圧倒的に2.0mmを境界としていることが多い，^④米国における7学協会（1969，州道路技術者協会，土木学会，材料試験協会，道路協会，地質学会，古生物鉱物学会，土壤学会）の協議の結果が2.0mm区分を推薦していることなどの理由によっている。

粘土は粘土鉱物との対応上2 μ m以下とするのが好ましいとの見解もあるが，現在一般に実施されている粒度分析法の精度などを勘案し5 μ mとしたとしている。

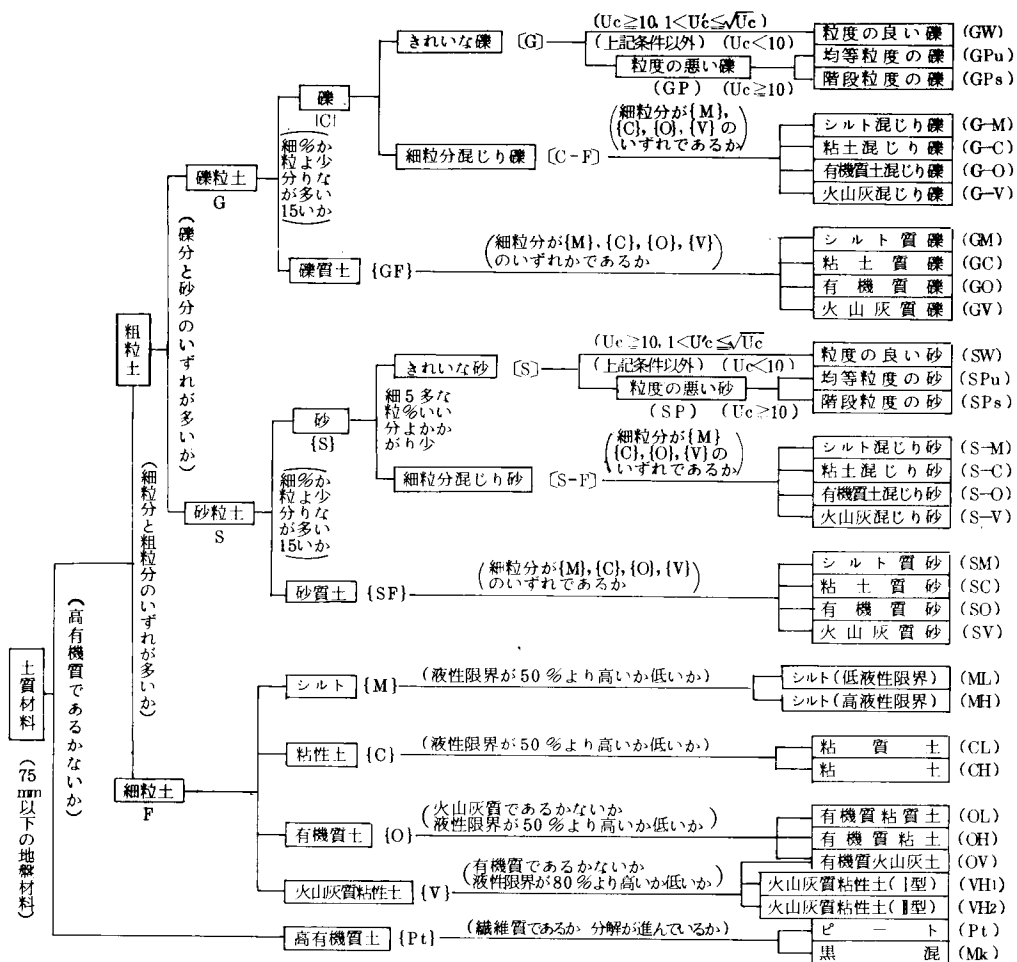
4) 分類名称²¹⁾

土の観察結果，粒度分析結果，コンシステンシー試験結果をもとに図2-8に示す分類名を用いる。

米国の統一土質分類法とは細粒分混入割合による礫の分類，塑性図上のCL-ML，均等係数による礫の分類などの点でも異なっているが，特徴として次の2点があげられる。

①分類名称中，わが国の特殊事情を考慮して火山灰質粘性土の項目が追加されている。

②塑性図上の分類は図2-9となっている。これはわが国の沖積粘土がA線近くに分布するもの



(注1) 礫粒土並びにその細分類以外の土で礫混じりの場合、「礫混じり」の言葉を分類名に付し、英字記号の末尾にgを添えることができる。
 (注2) [G-F]及びその詳細分類記号の場合には、ハイフン記号を粒度の良否を表すW、Pなどでおきかえ、[GFW]、[GPC]などのようにすることができる。[S-F]及びその詳細分類記号の場合にも同様である。

図2-8 日本統一土質分類法による工学的土質分類体系²¹⁾

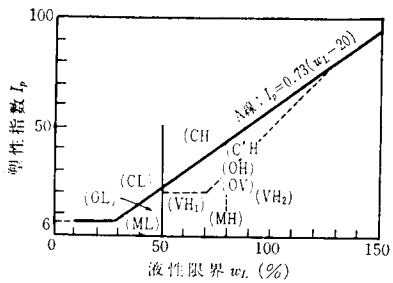


図2-9 日本統一土質分類法による塑性図上の土の分類名²¹⁾

が多く、A線を用いてシルト・粘土を区別すると実際には同じ土性を示す土を機械的にCHとMHに2分することになるので、PI=20のところのC線と、PI=LL-50のD線を設け、A線とC線・D線にかこまれた米国の統一分類法のMHの部分をもC'Hとし、CDA線の下のみをMHとしている。またA線下の火山灰質粘性土についてはLL=80%を境としてVH₁とVH₂とに分けている。

5) 三角座標表示²¹⁾

三角座標上の土の表示は図2-8の各名称と矛盾しないようにという配慮のもとに図2-10のように粒度分析試験がふるい分けによる粒度測定の場合と比重浮ひょうによる粒度測定も行った場合とに分けて表示することとなっている。

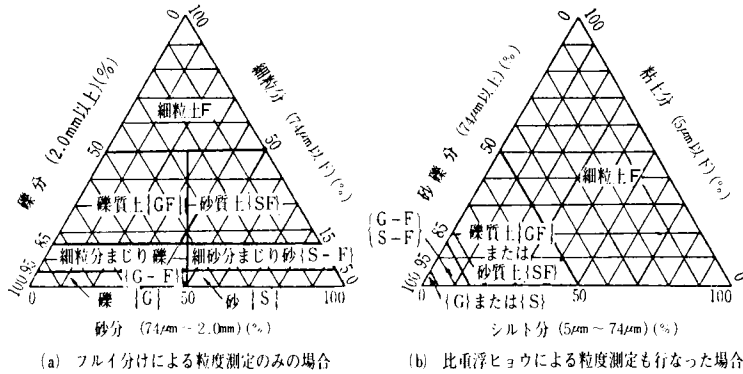


図2-10 日本統一土質分類法による土の三角座標表示²¹⁾

2.5 土の状態区分とその必要性²²⁾

2.5.1 日本統一土質分類法の利用とその限界

土質工学的に土質分類を行うことは、その結果を利用して与えられた土の工学的性質を予測し、盛土や道路・フィルダムなどの土構造物の材料的性質、基礎地盤としての性質、土作業上の留意点などの情報を得て、次段階の詳細な土質調査・設計・施工計画の参考にすることにある。すでに米国の統一土質分類においては、その分類結果と道路および滑走路用の分類表、盛土および基礎用としての分類表、フィルダム設計上の適性に関する分類表²³⁾が完成されており、各方面で利用されている。この種の試みは英国(CP2004)²⁴⁾やドイツ(DIN18196)²⁵⁾でも行われている。

他方、わが国においては前述のように日本統一土質分類法が制定されてからまだ日の浅いこともあり、この種の分類表は確立されていないのが現状である。

植下・今泉(1979)²⁶⁾は1977年に日本道路協会で改訂出版された「道路土工 — 土質調査指針」²⁷⁾に全面的に日本統一土質分類法が採用されているにもかかわらず、同時に出版された「道路土工 — 施工指針」²⁸⁾では必ずしも日本統一土質分類法と十分対応した指針となっていないことを指摘した。そこで表2-7、表2-8、表2-9を提案し、「道路土工 — 施工指針」と日本統一土質分類法との有機的な結合を試みた。

表2-10は日本道路公団試験所土工試験室(1978)²⁹⁾によってとりまとめられたもので、日本統一土質分類と安定処理との相関を示したものである。路床を盛土する場合の材料土の適否と、否となった材料土をセメント・石灰混合によって利用可能性の有無を土質分類名より判定しようとするものである。

これら現在発表されている分類表の例を示したが、いずれも土を材料として利用するためのものである。

日本統一土質分類法制定の基本姿勢が前述のように土の材料土としての立場をとっていることもあり、土の存在した自然状態での工学的性質予測のための情報として土の分類を利用するためには何らかの工夫が必要であることがうかがえる。

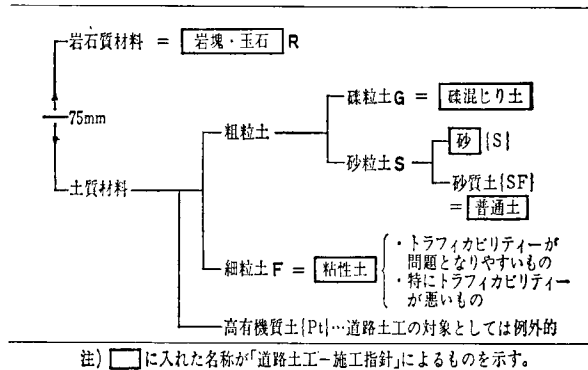
土質安定処理が現地に存在した状態の上に対する働きかけであると考え、この日本統一土質分類法の結果を用いて処理手段を選定することには不十分であるということになる。

表2-7 道路施工のための土の分類表²⁶⁾

名称	説明	摘要	日本統一土質分類法との対応
岩塊・玉石	岩塊・玉石が混入して掘削しにくく、バケットなどに空隙のできやすいもの	玉石混じり土、岩塊破碎された岩ごころした河床	岩石質材料 R**
礫混じり土	礫の混入があつて掘削時の能率が低下するもの	礫の多い砂、礫の多い粘質土	礫粒土 G
砂	バケットなどに山盛り形状になりにくいもの	海岸砂丘の砂まき土	砂{S}
普通土	掘削が容易で、バケットなどに山盛り形状にしやすく空隙の少ないもの	砂質土、まき土、粒度分布の良い砂、条件の良いローム	砂質土 {SF}
粘質土	バケット等に付着しやすく空隙の多い状態になりやすいもの。トラフィカビリティーが問題となりやすいもの	ローム、粘質土	細粒土 F
高含水比粘性土	バケットなどに付着しやすく特にトラフィカビリティーが悪いもの	条件の悪いローム、条件の悪い粘質土、火山灰質粘質土	細粒土 F
(有機質土)			高有機質土 {P _c }

**日本統一土質分類法では、「岩石質材料」の英字記号は、特に定められていないが、ここでは、説明の都合上、Rで表現した。

表2-8 日本統一土質分類と「道路土工-施工指針」の土の分類との相関性²⁶⁾



注) □に入れた名称が「道路土工-施工指針」によるものを示す。

表2-9 道路土工のための土質と締固め機械²⁶⁾

土質	有効	使用できる	施工現場の規模の関係でやむをえないとき	トラフィカビリティーの都合でやむをえないとき
礫 {G}	振動ローラー	タイヤローラー ロードローラー	振動コンパクトタンバ	
砂 {S}	振動ローラー	タイヤローラー ロードローラー	同上	
砂質土 {SF}	タイヤローラー	振動ローラー 自走式タンピングローラー	同上	ブルドーザー (普通形)
細粒土 F	タンピングローラー (自走式) 被けん引式	タイヤローラー	タンバ	ブルドーザー (普通形) 湿地形

表 2-10 土質分類と路床土材の安定処理²⁹⁾

土質分類 (日本統一土質分類による)		問題点		添加材			備考					
土質材料 75mm以下の 地盤材料	粗粒土: 粗粒分(74 μ m以上の材料)が50%より多い。	路床に使用して ○問題となる △問題となる ことがある	強度 (CBR)	トラフ イカビ リテ	PI	表面 安定	セメ ント	消 石 灰	生 石 灰	()は、 材料によっ てはまれに 問題となる ことを表わ す。		
	<ul style="list-style-type: none"> 礫粒土 G: 粗粒分のうち礫分(2.0~75mmの材料)が50%より多い。 砂粒土 S: 粗粒分のうち砂分(74μm~2.0mmの材料)が50%以上。 細粒土 F: 細粒分(74μm以下の材料)50%以上。 高有機質土 Pt: 大部分の材料が有機質材料。 										安定処理の効果 ◎有効○期待で きる△使用され る場合もある	
土 質 材 料 (75 mm 以下)	粗粒土 50% < +74 μ m (50%粗粒分)	礫粒土 G 50% < 2.0mm ~75mm (50% < 礫分)	きれいな礫 [G]	(Δ)	—	—	—	(Δ)	(\odot)	—	泥岩、凝灰岩、片岩 類の中にはスレー キングにより粘土 化するものがある。 -74 μ m \leq 25%の材料 はPIが大きいても 一般に単体で支障を 生じない。	
			きれいな砂 [S]	(Δ)	—	—	—	(Δ)	(\odot)	—		
	砂粒土 S 50% < 74 μ m ~2.0mm	砂質土 GF	きれいな砂 [S]	—	—	—	(Δ)	(\circ)	(Δ)	—	S は細粒分-74 μ mが0~15%であり、 表面の安定性にやや 難点がある程度で安 定処理の対象となる ことは少ない。	
			きれいな砂 [S]	(Δ)	(Δ)	—	(Δ)	(\circ)	(Δ)	—		
	細粒土 F 50% \leq -74 μ m (50% \leq 細粒分)	シルト M	粘性土 C	有機質土 O	火山灰質粘性土 V	高有機質土 Pt	路床の対象とせず			◎	◎	日本道路公団におい ては、乱した細粒土 を路床として評価し ないが、安定処理を すれば可としている。
							路床の対象とせず					
							路床の対象とせず					
							路床の対象とせず					
							路床の対象とせず					
							路床の対象とせず					

(注) たとえば「50% < +74 μ m」とは、「74 μ m以上の材料が50%より多い」を表わす。

2.5.2 土の状態区分の必要性

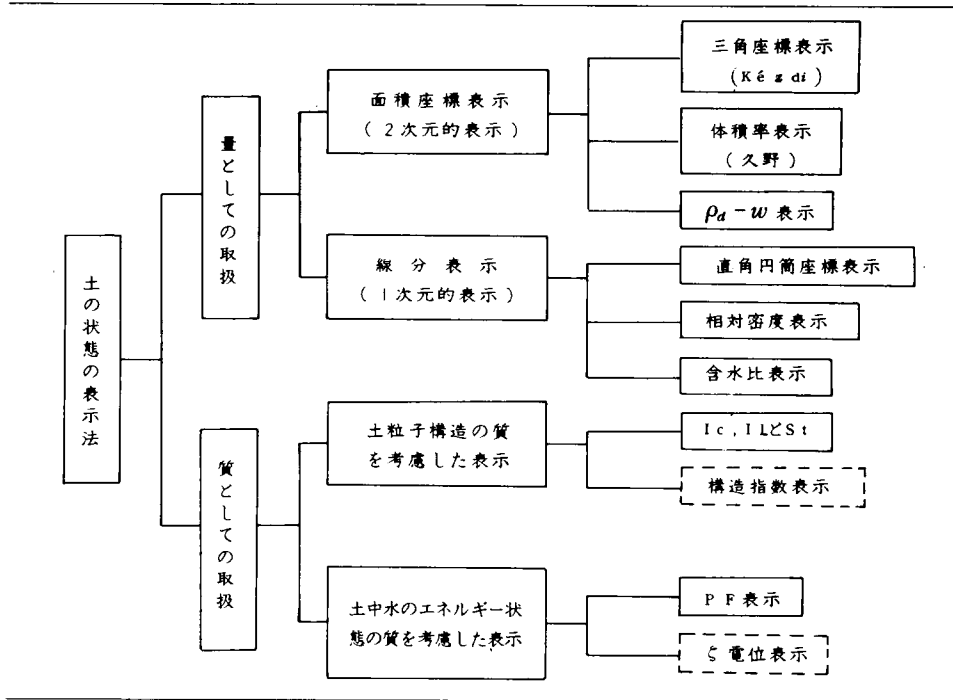
2.5.1 で考察したように土質分類結果を用いて土質安定処理などの選定を行うには現段階では不十分な点が認められ、何らかの工夫が必要であることは明らかであろう。

その1つの対策として、従来の土質分類法に加味した土の状態区分が考えられる。すなわち、土がおかれている状態量による性質の違いを表示する方法が必要となるわけである。例えば土の締まり具合、含水状態、硬さ、土塊構造、土層構造、堆積環境などの表示が必要となろう。

近藤・河野(1974)³⁰⁾の提案になる生成学的土壌分類がややこれに類したものとみなされるが、広域的な地盤の型の分類に主眼を置かれている傾向にあり、日本統一土質分類法と結びつけて利用するためには更に検討・修正の必要があろう。

日本統一土質分類法と結びつく可能性をもった土の状態区分の方法は表2-11に表わされる。すなわち土の状態区分方法を概念的に示すと、土の含水量などによって土の工学的性質が変

表 2-11 土の状態区分の諸方法



わるとする「質としての取扱い」と、土の水分ポテンシャルなどによって変わるとする「質としての取扱い」とに分けることができよう。しかし现阶段の実務レベルの情報によって土の状態区分として利用できるものは、①面積座標表示、②コンシステンシー指数 I_c と液性指数 I_L を用いた表示、③ pF 表示ということになる。これらについての詳細な考察は第 3 章で行う。

2.6 結 論

本章においては、土の分類・区分に関する考察を行った。

第 1 節では土の分類と土の状態区分という用語の内容について吟味し、本論文での土の状態区分という用語に対する意味づけを示した。

第 2 節では現在の自然科学や工学分野などで行っている土の分類について、粒度組成による分類方法を中心に、その結果の利用目的を比較考察した。対象とした分野は①地質学、②土質工学、③土壌学、④窯業工学である。地質学における分類法は研究者独自の方法を用いることが多いが、その目的とするところは分類結果を用いて堆積環境を推定し地史などを編む手段としていることを実例で示した。土質工学における土の分類法については後節でふれることとして、この節については分類結果の利用面について示した。すなわち土質工学におけるそれは構造物の材料や工事手段

の計画に利用することを目的としていることを述べた。土壌学においては、農林業生産性との関連で土を分類しており土の粒度組成による分類法には国際土壌分類法と日本農学会法の例を示した。窯業工学における土の分類はその土の化学組成による分類が一般的であることを指摘し、粒度組成による分類はほとんど行われておらず、それに近い例として可塑水量による工業原料用粘土の分類を示した。更に粒度組成による分類を行うために必要な各種粒度分析法の比較例を要約した。

第3節においては土の分類法の研究史を、特に土質工学的分類法を中心にとりまとめ、世界的情勢を考察した。更にこの中で日本統一土質分類法と関連する先駆的な分類法を考察し、米国の統一土質分類法がわが国の土質分類に影響が大きいことを指摘した。

第4節では第3節での考察を踏まえ、日本統一土質分類法制定までの経緯とその内容を示した。その内容については基本的に米国の統一土質分類法に準じているが、粒径区分や分類名称、塑性図上の表示、三角座標表示などの点で異なっていることを示した。

第5節では以上の考察に基づいて各土の分類、特に日本統一土質分類を工学的に利用する場合を想定すると、制定後、日の浅いこともあり、分類結果利用を考えた分類表がなく、また将来分類表ができたとしても、その制定方針が土の状態量による性質の変化を抜きにした土質材料としての性質による分類であるため、利用にあたっては限界のあることを指摘した。特に土質安定処理とは現地に存在したままの状態の土や地盤に対する働きかけであると解釈されるから、土質安定処理のための情報を土質分類から得るためには何らかの形で土質分類結果に加味した土の状態区分の必要性があることを明らかにした。そこでその土の状態区分の手法を吟味した。その手法の中で、①面積座標表示、②コンシステンシー指数や液性指数を用いた表示、③pF表示にその可能性のあることを論述した。よって次の第3章においては、これら3手法の詳細について検討・考察を行う。

参 考 文 献

- 1) Shepard, F. P. (1954); Nomenclature Based on Sand-Silt-Clay Ratios ; Jour. of Sedimentary Petrology, Vol. 24, pp151~158.
- 2) Wentworth, C. H. (1922); A Scale of Grade and Class Terms for Elastic Sediments ; Jour. of Geol., Vol. 30, pp377~392.
- 3) Krumbein, W. C. (1934); Size Frequency Distribution of Sediments ; Jour. of Sedimentary Petrology, Vol. 4, pp65~77.
- 4) 川口桂三郎, 他8名(1980); 改訂新版土壌学(第9刷); 東京, 朝倉書店, p16.
- 5) 参考文献4) のp19.
- 6) 参考文献4) のp19.

- 7) 日本粘土学会編(1967);粘土ハンドブック;東京,技報堂, p 487.
- 8) 粉体工学研究会編(1975);粒度測定技術;東京,日刊工業新聞, p 16.
- 9) 参考文献8)の pp 323 ~ 339.
- 10) 植下協(1972);わが国の土質分類法基準案確立までの経緯,(講座・土質分類・2);土と基礎, 20-11, pp 78 ~ 83.
- 11) 植下協(1972);各国の土質分類,(講座・土質分類・3);土と基礎, 20-12, pp 93 ~ 96.
- 12) 植下協(1973);土質分類に関する過去の主要な研究・討議(その1),(講座・土質分類・4);土と基礎, 21-1, pp 83 ~ 87.
- 13) 植下協(1973);土質分類に関する過去の主要な研究・討議(その2),(講座・土質分類・4);土と基礎, 21-2, pp 83 ~ 86.
- 14) 三木五三郎, 斎藤孝夫(1979);土の工学的分類とその利用;東京,鹿島出版会, pp 1 ~ 5, pp 74 ~ 84.
- 15) Tschebotarioff, G. P. (1957); Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures; New York, McGraw-Hill.
- 16) 石井靖丸訳(1957);チェボタリオフの土質工学(上・下);東京,技報堂.
- 17) 土の判別分類法基準化委員会(1971);「土質分類」基準化作業の中間報告;土と基礎, 19-2, pp 21 ~ 24.
- 18) 松本一明(1971);「土質分類」基準化に関する公開討論会の報告;土と基礎, 19-5, pp 33 ~ 34.
- 19) 土の判別分類法基準化委員会(1972);土質工学会基準案—土質分類法ならびに分類結果表示法;土と基礎, 20-5, pp 67 ~ 78.
- 20) 土質工学会調査部(1973);土質工学会基準「土質分類法ならびに分類結果表示法(日本統一土質分類法)」の制定について;土と基礎, 21-4, pp 63 ~ 70.
- 21) 土質工学会編(1979);土質試験法—第3編・土の分類;土質工学会, pp 189 ~ 210.
- 22) 中沢重一(1981);粘性土の状態区分に関する考察—地盤改良処理選定を目的として;土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp 222 ~ 223.
- 23) 例えば参考文献14)の pp 124 ~ 129.
- 24) 例えば参考文献14)の pp 130.
- 25) 三木五三郎(1968);ドイツの「土の工学的分類法」の規格;土と基礎, 16-11, pp 38 ~ 48.

- 26) 植下協, 今泉繁良 (1979) ; 道路土工のための土質分類について ; 土と基礎, 27 - 12 ,
pp 25 ~ 27 .
- 27) 日本道路協会 (1977) ; 道路土工 — 土質調査指針 ; 東京, 丸善 .
- 28) 日本道路協会 (1977) ; 道路土工 — 施工指針 ; 東京, 丸善 .
- 29) 日本道路公団試験所土工試験室 (代表者・島博保, 大住明夫, 三嶋信雄) (1978) ; 技術賞
を受賞して ; 土と基礎, 26 - 8 , pp 57 ~ 58 .
- 30) 近藤鳴雄, 河野英一 (1974) ; 生成学的土壌分類とその土質工学的応用 ; 土と基礎, 22 - 9 ,
pp 43 ~ 49 .

3. 固一液系による土の状態区分とその表示方法

3.1 土の状態区分と表示の意義

第2章において、現在自然科学や工学の分野で行われている土の分類方法を概観した。次に土質工学上における土の分類に限定してそれを歴史的に考察した。特に土質工学上の各種土の分類法のうち、現在我が国で統一的使用されている日本統一分類法制定の目的・その利用方法を考察し、土質安定を目的とした場合の利用に限界があり利用しにくいことを指摘した。この欠点を補う目的で固一液系に基づく土の状態区分の必要性を強調した。

本章は第2章で指摘した土の状態区分の方法を具体的に提案したものである。

固一液系に基づく土の状態区分とは対象とする土を液相（この場合は水分量）の固相に対する割合によって、液性体、粘性体、塑性体、半固体、固体といった概念に区分することである。その状態によって固相と液相の相互作用（インターリレーション）が異なっており、土質安定が後述する液相の処理とみなせるならば、土の状態によって最適な液相処理方法が存在するはずであるという発想に基づくものである。

土の状態区分が明確な規準で整理され、その状態区分のための測定方法が確立され、結果が表示され得るならば、従来ともすれば整理されないままに土質安定処理が実施されていたことに対して有用な指標となるであろう。

具体的な表示方法として以下の3種の方法が考えられるので、これらについて詳細に考察し、その利用方法についての提案を示す。

- ① 土の構成三相体積率による表示。
- ② pF による表示。
- ③ コンシステンシー指数による表示。

3.2 土の構成三相体積率による表示

3.2.1 体積率の定義

土を巨視的にみると固体部分・液体部分・気体部分から成り立っていることは周知の事であるが、各々固相・液相・気相として、これを土の三相（Three Phases of Soil）と呼んでいる。固相は土の固体粒子であり無機質粒子と有機質粒子が含まれ、液相は土の間隙中に含まれる土中水、気相は同じく間隙中に含まれる空気などのガス体である。土の物理的特性がこれらの三相の構成割合に密接な関係にあることも広く認められている。土壌学的に考えると土壌の生産力を研究する上で基本的な問題となるため、古くから研究されている。工学的にもこの三相構成が土の工学的性質

に及ぼす影響が大きいので、土壌学とは異なったアプローチでの検討が進められている。

工学的にこの構成割合を土の状態量として表示し得るが、以下の論を進めるにあたり図3-1の土の構成モデル図を用いて土の物理量を略記しておく。

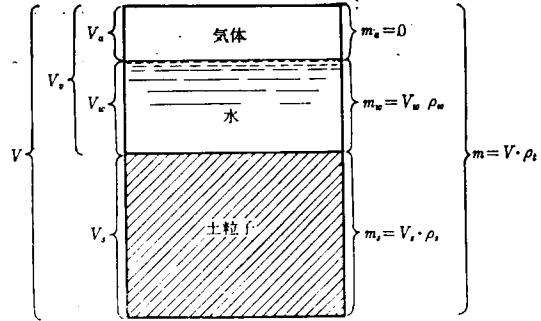


図3-1 土を構成する要素

i) 土の湿潤密度 (g/cm^3) ; ρ_t

$$\rho_t = \frac{m}{V} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ii) 土粒子の実質部分の単位質量 (g/cm^3) ; ρ_s

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} = G_s \cdot \rho_w \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

(ここに G_s ; 土の比重)

iii) 間隙比 (無次元) ; e

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

iv) 間隙率 (無次元) ; n

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

v) 含水比 (%) ; w

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

vi) 飽和度 (%) ; S_r

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}, \text{ or } S_r = \frac{w \cdot G_s}{e} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

次に固相・液相・気相の各々を全体積に対する割合で表わしたものが以下である。

$$u_s = \frac{V_s}{V} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$u_w = \frac{V_w}{V} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

$$u_a = \frac{V_a}{V} \dots\dots\dots (3.9)$$

ここに u_s ; 固相が土塊全体に対して占める体積の割合

u_w ; 液相が土塊全体に対して占める体積の割合

u_a ; 気相が土塊全体に対して占める体積の割合

これらが三相の体積率である。更に定義より次式が成り立つ。

$$u_s + u_w + u_a = 1 \dots\dots\dots (3.10)$$

これらは前に示した土の物理量と結び付いている。

$$u_s = \frac{\rho_t}{G_s (1+w) \rho_w} = \frac{\rho_d}{G_s \cdot \rho_w} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$u_w = \frac{\rho_t \cdot w}{(1+w) \rho_w} = \frac{\rho_d \cdot w}{\rho_w} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\begin{aligned} u_a &= 1 - (u_s + u_w) \\ &= 1 - \frac{\rho_t}{(1+w) \rho_w} \left(w + \frac{1}{G_s} \right) \\ &= 1 - \frac{\rho_d}{\rho_w} \left(w + \frac{1}{G_s} \right) \dots\dots\dots (3.13) \end{aligned}$$

ここに ρ_d ; 土の乾燥密度

ρ_w ; 水の密度

3.2.2 従来の体積率表示

3.2.1 で定義した体積率を図で示し、土の工学的性質を論じている従来の研究を以下に述べる。Hilf, J. W. (1975)¹⁾, Kezdi, A. (1974)²⁾, 久野悟郎 (1963)⁴⁾ の研究がその例としてあげられる。

(1) Hilf, J. W. (1975)¹⁾ の方法

Hilf, J. W. は既に 1956 年に以下の考え方を発表しているとしているが, Winterkorn & Fang (1975) 編著の“Foundation Engineering Handbook” (Van Nostrand Reinhold Company) に詳述しているので, 同書より引用する。

図 3-2⁵⁾ は土の締固め機構を定性的に説明するために用いられている。すなわち締固め作業中の土の間隙中の気体の圧力を式 (3.14) で示されるとしている。

$$U_a = \frac{P_a \Delta e}{e_{a1} + h e_w} \dots\dots\dots (3.14)$$

ここに U_a ; 土の間隙中の気体の圧力

P_a ; 大気圧

Δe ; 非排水の条件で圧縮された後の間隙比の変化

e_{a1} ; 圧縮後の気体間隙比

e_w ; 水の占める間隙比

h ; 水中への気体溶解係数 (体積比で表す)

図3-2の縦軸に土の乾燥密度に対応させた e , すなわち V_v/V_s をとり, 横軸に e_w , すなわち V_w/V_s (含水比と対応) をとっている。このようにすると飽和度を示す線と一定間隙比を示す線は図中のような直線となり, $S_r = 100\%$ は丁度 45° の傾きをもった直線となる。更に間隙水中の溶存気体量を示す線が $h e_w$ で示す直線となる。ここで曲線 D E F G H がある土の締固め曲線とし, $D' E' F' G' H'$ をその試料を用いての非排水という条件で圧縮されたものの各々の変化を結んだものとしている。式(3.14)を次式に変換すると図中の $D-D'-D''$ の比で表すことができる。

$$\frac{U_a}{P_a} = \frac{\Delta e}{e_{a1} + h e_w} = \frac{D D'}{D' D''} \dots\dots\dots (3.15)$$

このことにより各々 $EE'/E'E''$, $FF'/F'F''$, $GG'/G'G''$, $HH'/H'H''$ は大気圧と空気間隙圧の比を示すことになる。最適含水比より乾燥側ではその比が小さいので, メニスカスが高曲

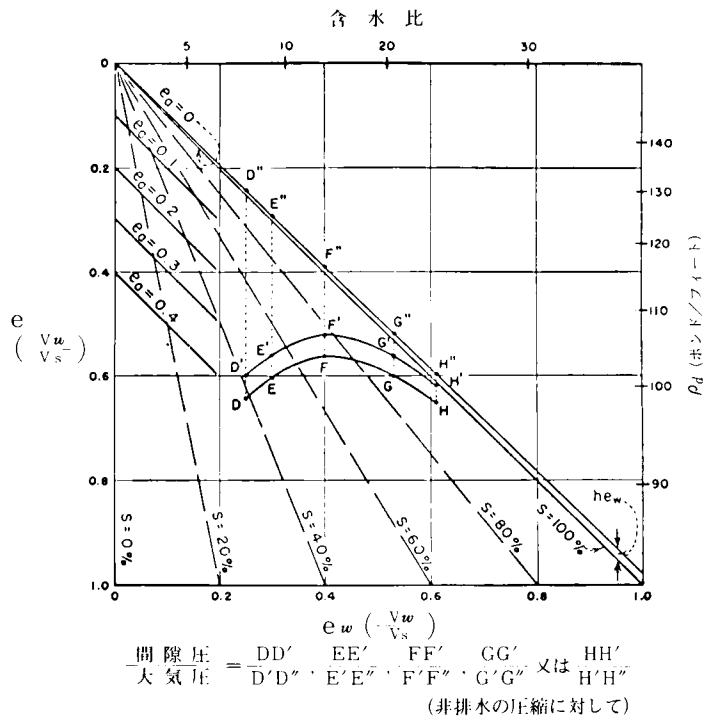


図3-2 間隙比と含水間隙比による締固め曲線¹⁾ ($G_s = 2.60$ の土に対する $\rho_d \sim w$ 曲線でもある。)

率となり締固めエネルギーに対して抵抗が大きく締固め効果は小さくなり、水分量が増加するにつれてメニスカスは減少して締固め効果は大きくなる。最適含水比以上になると土塊中への空気のかかこみが生じ、相対的に間隙気体圧力が大きくなり締固め効果が小さくなるとしている。

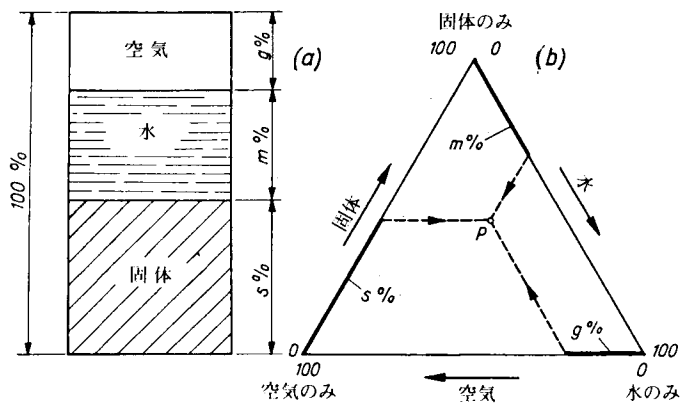
Hilf (1975) の図は前述した体積率の定義によって表現したものではないが、後述の久野 (1963) の用いた図と形の上では類似している。

(2) Kézdi, A. (1974) の方法^{2), 3)}

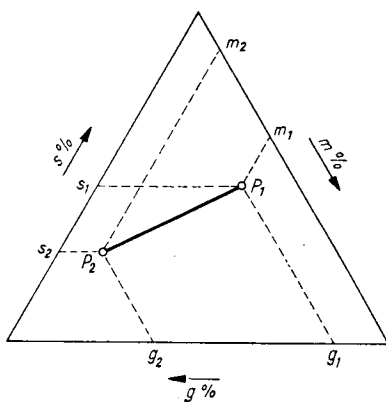
Kézdi (1974) は $u_s + u_w + u_a = 1$ になることから出発して、正三角形の三角座標を用いて土の三相構成を表現する方法を提案している。

図3-3 (a)~(c)⁶⁾ はそ

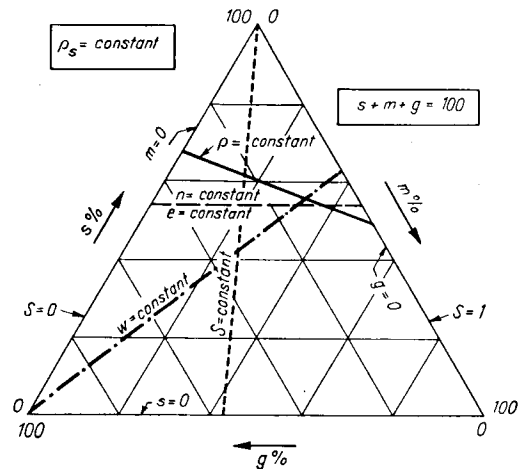
の三角座標表示の説明図である。すなわち図3-3(a)の下辺に気体の体積率、左斜辺に固体の体積率、右斜辺に液体の体積率をとり時計回りに0~100%の値を目盛ると、気相 $g\%$ 、固相 $s\%$ 、液相 $m\%$ の土は点 P で示される(ここに g は前述の u_a 、 s は同じく u_s 、



(a) 三角座標での相構成の表示



(b) ベクトル表示による相構成の変化



(c) 三角座標上に示される各土質定数の関係

図3-3 Kézdi による土の相構成表示⁶⁾ (三角座標表示)

mは u_w と全く同一である)。このように表示すると土の三相構成の変化が2点で図化される利点が生じ、例えば図3-3(b)は点 P_1 (g_1, s_1, m_1)が点 P_2 (g_2, s_2, m_2)に何らかの原因で相構成が変化したことを示している。また図3-3(c)に見られるように密度、間隙比(率)、含水比、飽和度などが一定のものは一直線上になる。この表現法を用いて土の工学的性質を論じている数例をあげてみよう。

土の熱伝達式は式(3.16)で示される。

$$\lambda \frac{\partial^2 T^\circ}{\partial Z^2} = C\rho \frac{\partial T^\circ}{\partial t} \quad \dots (3.16)$$

ここに T ; 時間 t , 深さ Z での温度 (°C)

λ ; 熱伝導率, すなわち単位断面積・単位時間で熱勾配 $\partial T^\circ / \partial Z = 1$ において流れる熱量 ($g \cdot cal/h/cm^\circ C$)

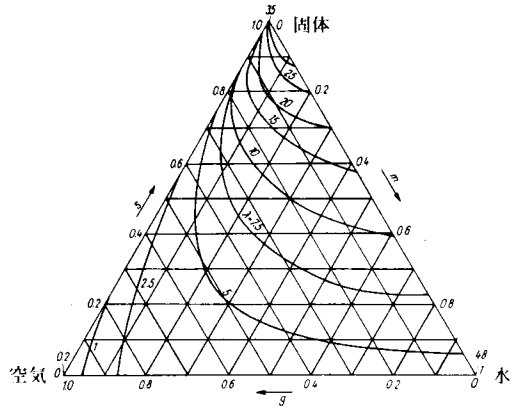
C ; 比熱

ρ ; 土の密度

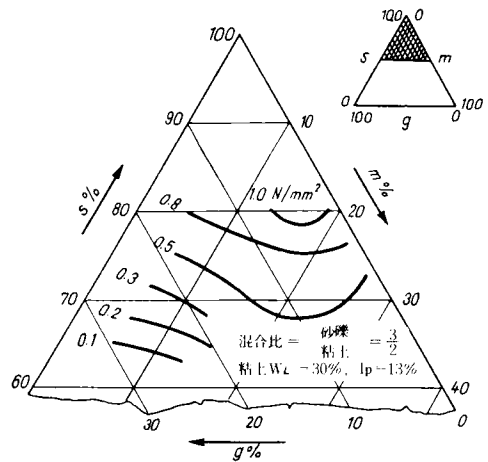
この式中の λ の変化を三相構成図上に、すなわち土の三相構成の関数として λ を表現したものが図3-4(a)⁷⁾である。図3-4(b)⁸⁾は同じく土の三相構成の関数としての土の一軸圧縮強さを示している。

浸水による土の体積減少 (structural collapseと呼んでいる)を表すものとして浸水沈下係数 i を式(3.17)で定義している。

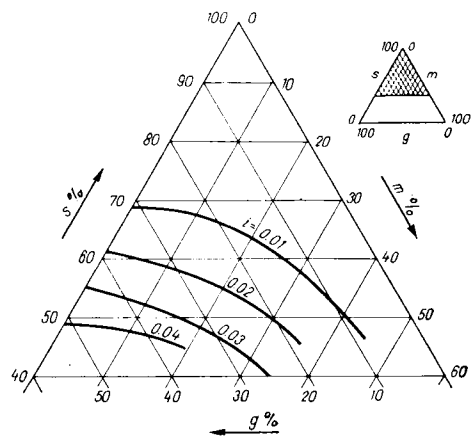
$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \quad \dots \dots \dots (3.17)$$



(a) 土の相構成と熱伝導率⁷⁾



(b) 土の相構成による粒度調整土の一軸圧縮強さ⁸⁾



(c) 土の相構成とレスのコラップス沈下⁹⁾

図3-4 土の相構成と土の工学的性質の相関例

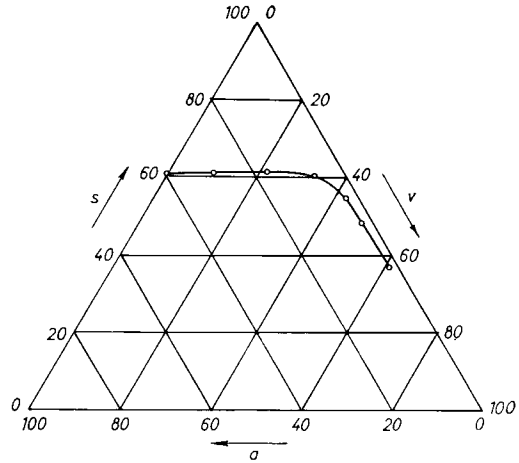
ここに i ; 浸水沈下係数

Δe ; 浸水沈下によって生じた
間隙比の減少

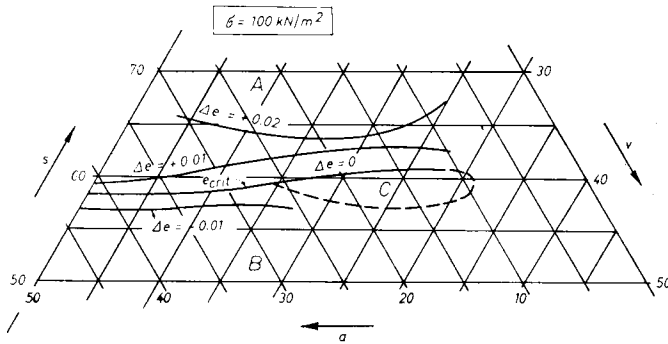
e_1 ; 浸水前の間隙比

この i の値を同じく土の三相構成図で示したものが図 3-4(c)⁹⁾である。

次に土の状態変化を同図式上に示した例をあげる。図 3-5(a)¹⁰⁾ は土の収縮性の变化を三相構成図で示したものである。すなわち飽和状態の土が乾燥に伴って体積が収縮し、一定体積となって水分



(a) 土の収縮過程の三角座標表示¹⁰⁾

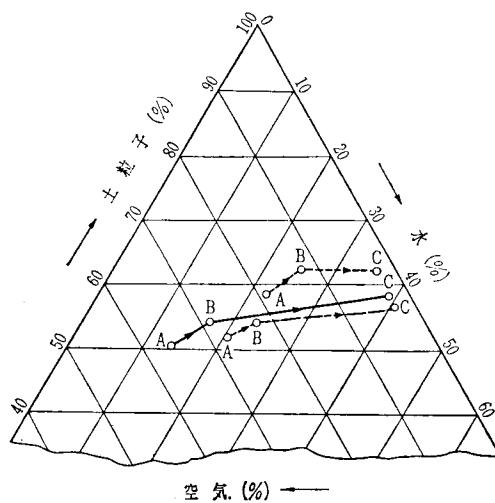


(b) せん断試験時の相構成の変化¹¹⁾ (細砂の場合)

凡例

- e_{crit} = 臨界間隙比
- A ; ゆるい状態の領域
- B ; 密な状態の領域
- C ; 最初締固められて、それからゆるんだもの

量零の乾燥状態になったことが示されている。図 3-5 (b)¹¹⁾ は細砂の一面せん断試験中の相構成の変化を図示したものである。これによって砂の緩い状態と密な状態のダイラタンシーの



1. 沈下係数 (i_s) = 0.058 ———
2. 沈下係数 (i_s) = 0.030 ———
3. 沈下係数 (i_s) = 0.004 - - - -
- A 自然状態
- B $\sigma = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 加圧後の状態
- C 水浸後の状態

(c) レスの浸水沈下による相変化例¹²⁾

図 3-5 三角座標上の相変化の表示

差を説明している。図3-5(c)は Egri, G. (1978)¹²⁾ がレスの浸水沈下による状態変化をベクトルで表現したものである。

これらはいずれも定量的な説明にはやや図が概略的であるが、土の状態変化の定性的な説明・記載に有効に用いられていることがうかがえる。

(3) 久野 悟郎 (1963) の方法⁴⁾

久野 (1963)⁴⁾ は 3. 2. 1 で定義した体積率を用いて縦軸を u_s , 横軸を u_w として図3-6の表示法を提案している。この方法も本質的には前述の2者と同様であるから、ゼロ

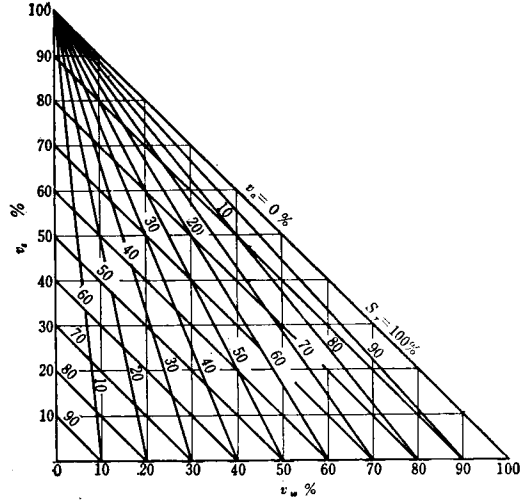
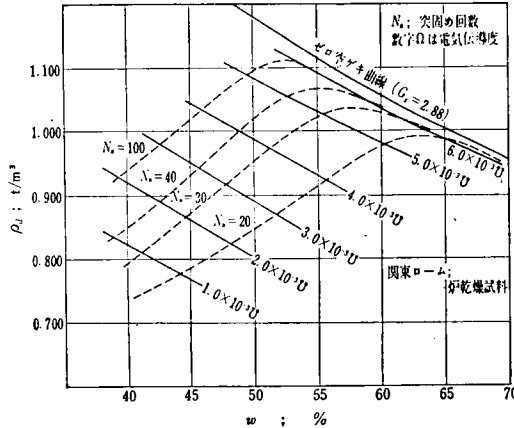
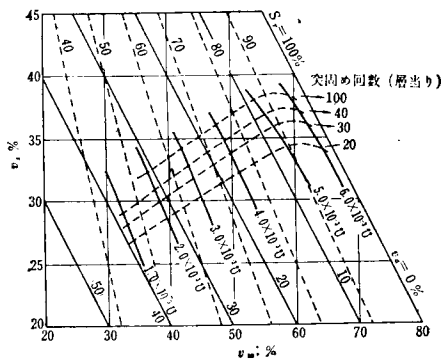


図3-6 久野による体積率表示¹³⁾



(a) $\rho_d \sim w$ 図上の表示



(b) 体積率図上の表示

図3-7 土の等電気伝導度の表示比較¹⁴⁾

空隙線や等飽和度線は直線となり、更に u_a 一定直線はゼロ空隙直線と平行な直線群となる。この方法での表示利用例を2, 3あげておく。図3-7(a)¹⁴⁾ は室内締固め試験結果の $\rho_d \sim w$ 図上に、図3-7(b)は前述 $u_s \sim u_w$ 図上に等電気伝導度線を示したものである。等電気伝導度線は u_a 一定線に平行な線群となっていることが明らかとなっている。また締固められた土の安定性を論ずるに当たり、「締固められた土はやや塑性をおびた状態ではあるが、水の浸入に対して軟化をおこすことも少なく、透水係数も小さく、膨脹も少なく土粒子の配列も均等で……」として各種の土の締固め曲線を整理し、最大乾燥密度を $u_s \sim u_w$ 図上にプロットして図3-8¹⁵⁾ のように締固め土の最適領域を定義づけた。すなわち $S_r = 80 \sim 95\%$, $u_a = 10 \sim 2\%$ の領域で $u_s \sim u_w$ 図を用いると帯状となることを示している。しかし締固め土が最適領

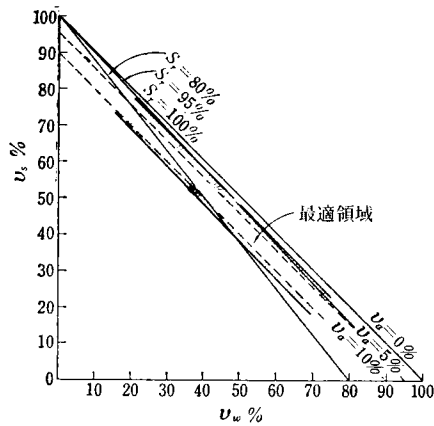


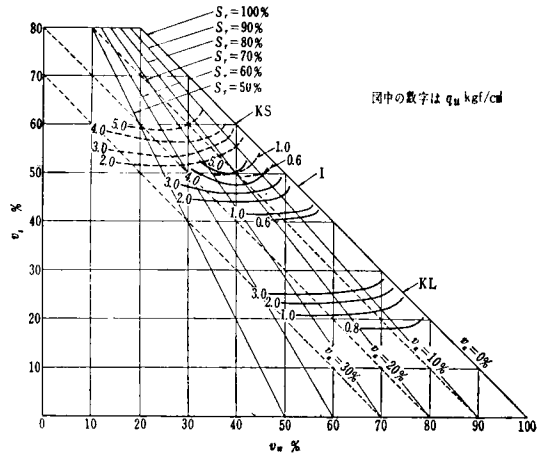
図3-8 体積率図上の土の最適領域¹⁵⁾

域にあったとしても土の構造的な強さは図中の領域内で右下にずれるほど弱くなるので、構造物として要求される強さを満足させ、かつ最適領域に入っていることが盛土などの土構造物の施工に要求されると論じている。またKézdi (1974)と同じく図3-9¹⁶⁾ (a), (b), (c)のように締固め土の等一軸圧縮強さ線や等弾性係数線, 等コーン指数線などを図示している。

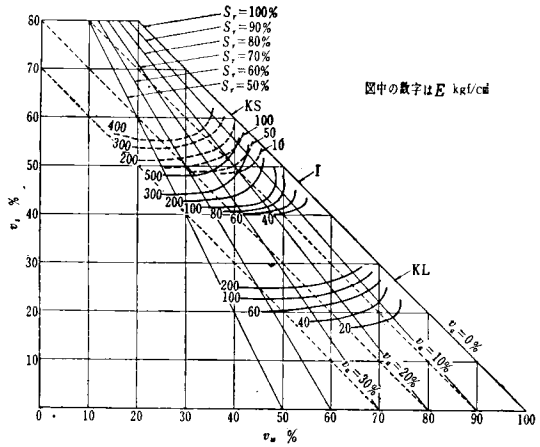
(4) 土壌学上の表示¹⁷⁾

土壌学の立場での三相構成表示法について述べる。Kézdi 流の三角座標表示の他に直角座標による表示法〔図3-10¹⁸⁾ (a)〕, 円形座標による表示法〔図3-10(b)〕が用いられている。

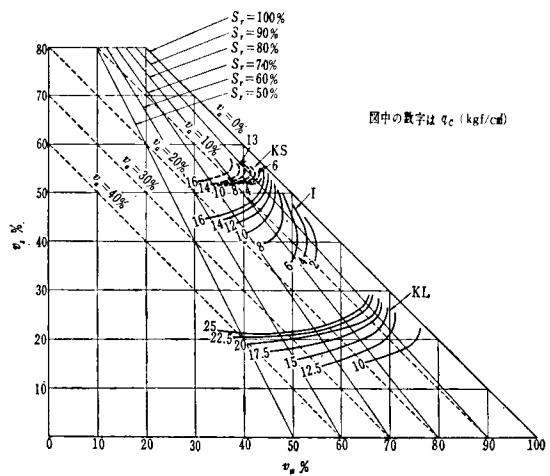
すなわち前者は直角座標の第4象限を利用し、 y 軸の負方向に土壌の深さをとり、 x 軸の正方向に土壌の深さに対応する三相の体積百分率をとって表示する方法である。後者は円の半径を100等分し中心に近い側から固相率、液相率、気相率をとり、時間



(a) 等一軸圧縮強さ線 (q_u)



(b) 等変形係数線 (E)



(c) 等コーン指数線 (q_c)

図3-9 体積率図上の土の力学的性質の表示例¹⁶⁾

の経過を円周に沿って時計まわりの方向に進めながら表示する方法である。三角座標表示法をも含めて三者の利用上の特徴を考察すると、(i)直角座標表示は土壌断面の物理性の特徴を視覚的に理解するのに適し、(ii)三角座標表示は多数の実験結果を同一座標の上で表現したり、比較・分類・分布などを検討するのに適し、(iii)円形座標表示は一定時間を周期として土壌の三相の変化を論ずるのに適しているとしている。

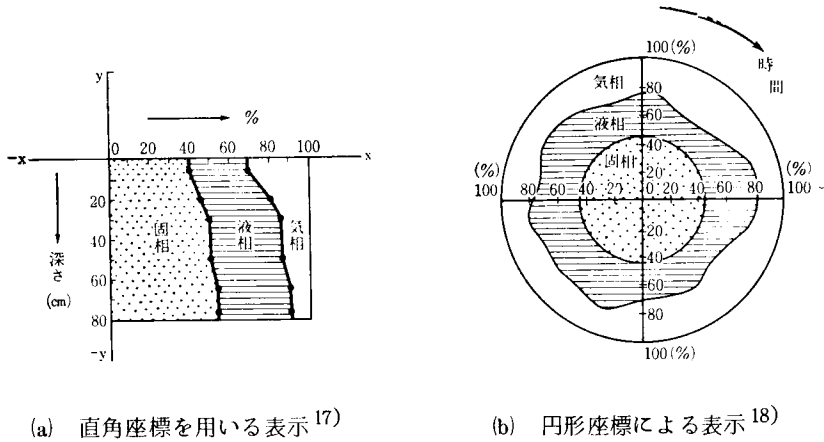
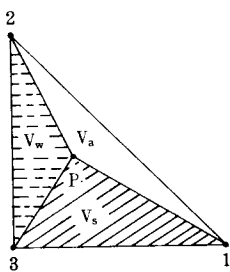


図3-10 土壌学上の土の相構成表示

3.2.3 面積座標系を利用した表示¹⁹⁾

(1) 面積座標による表示の定義

いま図3-1で模式的に示されたVを1つの三角形で表現すると V_s, V_w, V_a は各々その三角形を三分する3つの小さな三角形で表すことができる(図3-11参照)。すなわち三角形1-2-3の面積がVを表すとすれば、点Pによって分割される小三角形P-2-3, P-3-1およびP-1-2の面積が各々 V_w, V_s, V_a を表す。この時



$$\left. \begin{aligned} \zeta_1 &= \frac{V_w}{V} = u_w \\ \zeta_2 &= \frac{V_s}{V} = u_s \\ \zeta_3 &= \frac{V_a}{V} = u_a \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.18)$$

図3-11 三要素と三角形の関係

によって定義される $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$ を面積座標と呼ぶ。したがって面積座標は同時に土の全体積に対する各相の体積率を示すことになる。

以上より

$$u_w + u_s + u_a = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 = 1 \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

となる。これらのことはすべての三角形で成り立つが、取り扱いやすさの点では直角二等辺三角形である。

いま点 P の面積座標 $(\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3)$ を扱うにあたり、その三角形を辺長 1 の直角二等辺三角形に限定し、直角をはさむ 2 辺を x 軸、 y 軸とする (図 3-12)。

この三角形を標準三角形と呼び、この三角形を利用すると点 P の面積座標 $(\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3)$ は $x-y$ 直交座標で表されることになり、式 (3.20) となる。

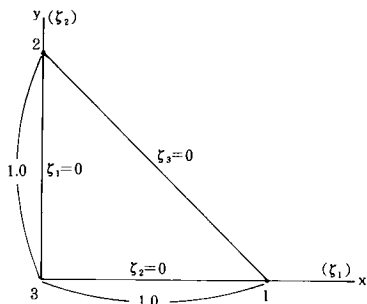


図 3-12 面積座標

$$\left. \begin{aligned} \zeta_1 &= x \\ \zeta_2 &= y \\ \zeta_3 &= 1 - x - y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

(2) 面積座標による土の特性の検討

前述の 3.2.3 (1) で定義した表示法を用いて土の特性表現や Kézdi, 久野も指摘している土の状態量一定のものが一直線になることを式の誘導で証明してみよう。

図 3-13 は土の状態が点 $P_1(x_1, y_1)$ から点 $P_2(x_2, y_2)$ に変化した場合のベクトル表示例である。この土の状態変化はベクトルの長さ $P_1 P_2$ とその x 軸に対する傾きとして表され、各々次式となる。

$$\left. \begin{aligned} P_1 P_2 &= \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \\ \tan \alpha &= \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

次に湿潤密度 ρ については次式となる。

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{m}{V} = \frac{m_w + m_s}{V} \\ &= \frac{\rho_w \cdot V_w + \rho_s \cdot V_s}{V} \\ &= \rho_w \cdot \frac{V_w}{V} + \rho_s \cdot \frac{V_s}{V} \end{aligned}$$

$x = (V_w/V)$, $y = (V_s/V)$ より

$$\rho = \rho_w x + \rho_s y$$

y について整理すると

$$y = -\frac{\rho_w}{\rho_s} x + \frac{\rho}{\rho_s} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

すなわち ρ が一定のものは x 軸との交点を ρ/ρ_w 、 y 軸の交点を ρ/ρ_s とする傾き $\alpha = -(\rho_w/\rho_s)$ の直線上にのることになる。

含水比一定のものについて次に検討する。

$$\begin{aligned} w &= \frac{m_w}{m_s} = \frac{\rho_w \cdot V_w}{\rho_s \cdot V_s} \\ &= \frac{\rho_w \cdot \frac{V_w}{V}}{\rho_s \cdot \frac{V_s}{V}} = \frac{\rho_w \cdot x}{\rho_s \cdot y} \\ \therefore y &= \frac{\rho_w}{\rho_s \cdot w} \cdot x \quad \dots\dots\dots (3.23) \end{aligned}$$

すなわち w が一定のものは式 (3.23) で表され、原点を通り傾き $\rho_w/(\rho_s \cdot w)$ の直線上にのることになる。

飽和度は $S_r = V_w/V_v$ であるから次のように誘導される。

$$\begin{aligned} S_r &= \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_a + V_w} = \frac{\frac{V_w}{V}}{\frac{V_a}{V} + \frac{V_w}{V}} \\ &= \frac{x}{(1-x-y) + x} \end{aligned}$$

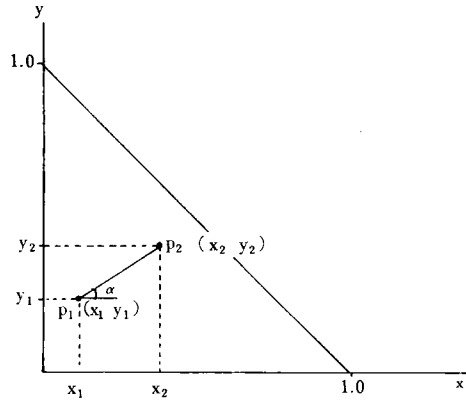


図 3-13 面積座標上のベクトル

$$= \frac{x}{1-y} \quad (\text{ここに } y \neq 1)$$

$$\therefore y = -\frac{1}{S_r} \cdot x + 1 \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

すなわち飽和度一定のものは $y = 1.0$, $x = S_r$ を通り傾き $-(1/S_r)$ の直線となる。

同じく間隙比 e , 間隙率 n については次のように誘導される。:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{\frac{V_a}{V} + \frac{V_w}{V}}{\frac{V_s}{V}}$$

$$= \frac{(1-x-y)+x}{y} = \frac{1-y}{y}$$

$$\therefore y = \frac{1}{1+e} \quad \dots\dots\dots (3.25)$$

$e = n / (1-n)$ を式 (3.25) に代入すると

$$y = \frac{1}{1 + \frac{n}{1-n}} = 1 - n \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

すなわち e や n が一定のものは各々 y 軸と $1/(1+e)$, $(1-n)$ で交わる x 軸に平行な直線となる。

以上の結果を図示したものが図3-14である。これらの関係は既に Kézdi, 久野も指摘していたことではあるが、面積座標を利用して $x-y$ 座標表示を用いると各々簡単な代数演算で誘導・証明が可能となる。またこの表示方法は久野(1968)の方法と同一内容ともいえるが、 $x-y$ 座標で表現することにより土の状態変化や、例えば盛土などの施工管理限界を $ax + by + c = 0$ の形に示すことが可能となる。

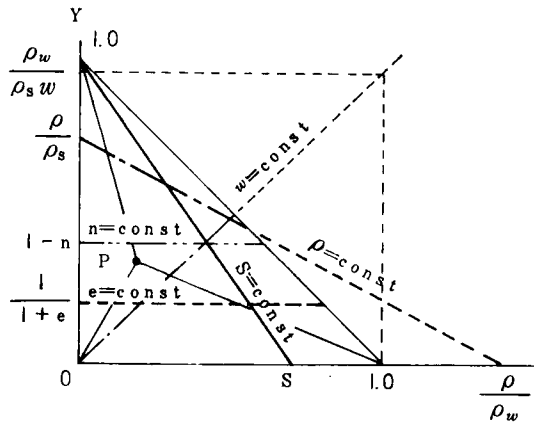


図3-14 面積座標上の土の性質

3.2.4 適用例

(1) 盛土の品質管理例²⁰⁾

本例は河川堤防の築造にあたって止水用コア材の盛土品質管理に用いたものである。一般に盛土を行う場合、品質管理の指標には乾燥密度・含水比・締固め度などを用いている。更に盛土構造物の目的によって土の強さや透水性を検査事項にしている。材料土の自然含水比が最適含水比近傍のものであった場合はこの管理方法で十分目的を達し得るが、大巾に最適含水比をうわまっている場合には最適含水比近傍での施工が事実上不可能となり、かつ品質の規定を最大乾燥密度に対する締固め度や最適含水比をもとにすることは無意味となる。そこでこのような高含水量の粘性土を用いて盛土を行う場合の品質規定には空気間隙率や飽和度が用いられることになる。施工の条件としては盛土構造物の目的である不透水性や強さを満足させることができるならば、施工時の含水比を特に規定しないで施工機械の走行や施工が可能であればよいということになる。

本例は平均水深 2.0 m の 3 つの池を横断して巾員 30 m の道路盛土が行われた場合のものである（施工場所は兵庫県明石市，施工時期；昭和 52 年～53 年）。図 3-15 は新設道路への池水の浸透を防ぐための新設堤

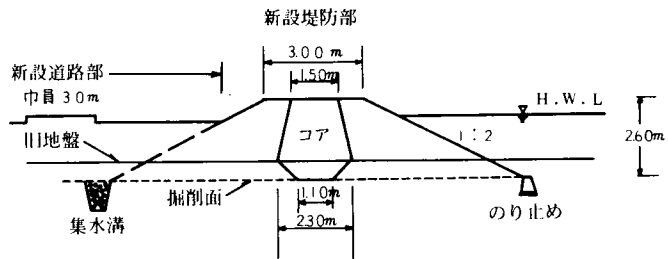


図 3-15 新設堤防の標準断面

表 3-1 築堤用発生土の土質特性

試料番号		1	2	3	4	5
粒 度 特 性	礫分(2000 μ m以上) %	0	0	0	0	4
	砂分(74 μ m-2000 μ m) %	41	52	39	31	56
	シルト分(5 μ m-74 μ m) %	11	13	28	19	15
	粘土分(5 μ m以下) %	48	35	33	50	25
	最大粒径 mm	2	2	2	2	10
	60%粒径 mm	0.1	0.14	0.07	0.015	0.18
	30%粒径 mm	-	0.0017	0.004	-	0.017
10%粒径 mm	-	-	-	-	-	
日本統一土質分類		CH	SC	CL	CL	SC
土粒子の比重		2.654	2.638	2.607	2.659	2.645
自然含水比 %		345	235	251	265	218
コン シ ス テ 性	液性限界 %	64.9	38.2	33.2	47.6	36.6
	塑性限界 %	20.1	13.7	14.1	16.9	15.4
	塑性指数	44.8	24.5	19.1	30.6	21.2
締 固 特 性	最適含水比 %	225	155	150	180	155
	最大乾燥密度 g/cm ³	1.55	1.76	1.80	1.69	1.76

防断面を示している。本堤防の役目は池水の浸透防止が第1の目的であるために、完成したコア部の透水係数が 10^{-6} cm/s 以下であることが要求された。盛土材料としては現地発生地の池底掘削土を利用することになっているが、表 3-1 のように土の種類が多様で、同時に自然含水比が最適含水比を大きく上回り発生

土の仮置きによる含水量の低下は望めない施工条件下にあった。

図3-16(a)は利用予定の現地発生土の室内締固め試験結果と透水試験結果を示したものである。透水試験は自然含水比を中心に含水量を強制的に変えて種々の含水比で締固めた供試体で行われ、図中の記号は透水試験結果による透水係数の

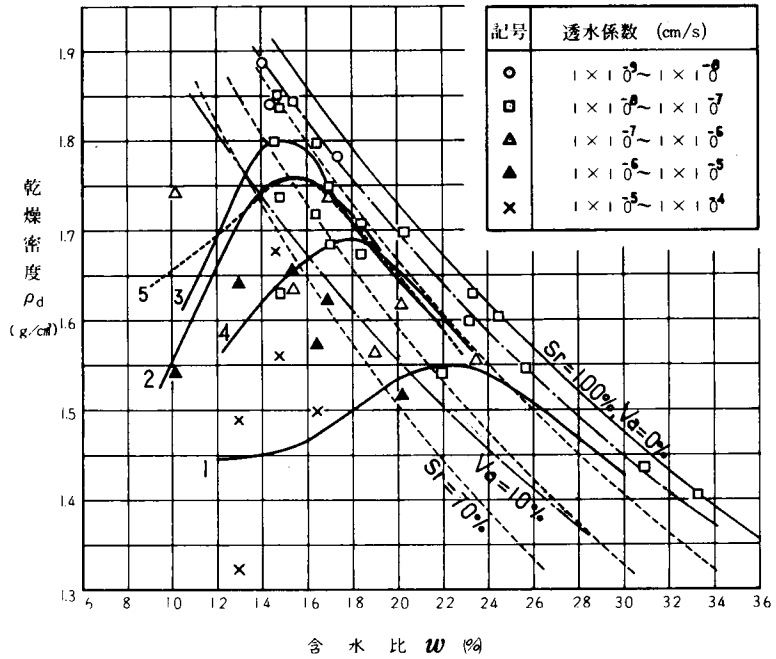
オーダー別にグルーピングしたものである。この試験結果と施工条件・設計条件を勘案し、施工管理基準を「施工機械のトラフィカビリティを確保できる最大の含水比を限界含水比として、飽和度70%以上、空気間隙率10%以下」と設定した。図3-16(b)は図3-16(a)と同じ内容を三相体積率による面積座標で示し品質管理基準を斜線で示したものである。固相を y 、液相を x とするとこれらの品質限界は次式となる。

飽和度70%以上ということは

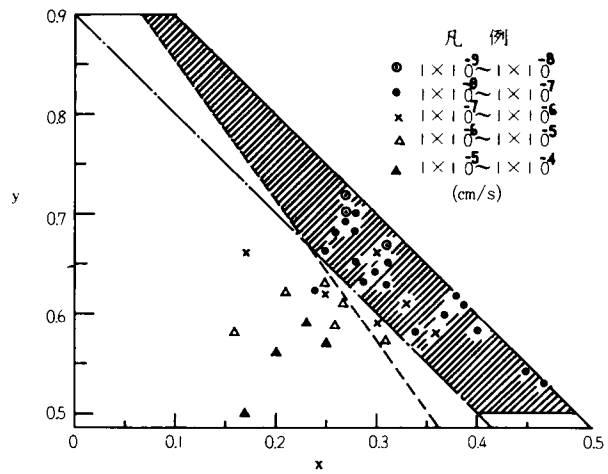
$$y + (10/7)x > 1.0 \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

空気間隙率10%以下ということは

$$y + x > 0.9 \quad \dots\dots\dots (3.28)$$



(a) $\rho_d \sim w$ 曲線図での土の品質表示



(b) 面積座標上の土の品質表示

図3-16 表示法の違いによる土の品質表示比較

ということである。しかしながら、もし上記の条件を満たしたとしても土の図上の状態位置が右下方にずれると、その土の構造的な安定は得られず液状の土となるので下限の値を設定することが必要となる。ここでは $y > 0.5$ という下限を設定している。すなわち図3-16(b)の斜線部は次の3式を満足させる部分である。

$$\left. \begin{aligned} y + (10/7)x &> 1.0 \\ y + x &> 0.9 \\ y &> 0.5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.30)$$

このようにすると多種類の土の品質が無次元化されて図3-16(b)のように1つの図上にプロットされ、品質の程度が視覚化されたことになる。

図3-17は品質管理基準決定後行った試験盛土の転圧回数に応じて生じた土の状態変化を図上の軌跡として示したものである。試験盛土時の条件は以下である。

- i) 土の含水比；自然含水比とする。この場合16.5～17.5%
- ii) 転圧機械；3t級タンピングローラ
- iii) 転圧回数；3回、5回、7回で各測定を行う。

図3-17中白丸印は土のまき出し状態、黒丸印が目標とする基盤（この場合池底）の自然状態、×印・□印・▲印は現地発生した3種の土の状態、添字が転圧回数、破線が限界空気間隙率、1点鎖線が限界飽和度、実線が含水比一定の線、斜線部が設定した土の品質基準である。いずれも

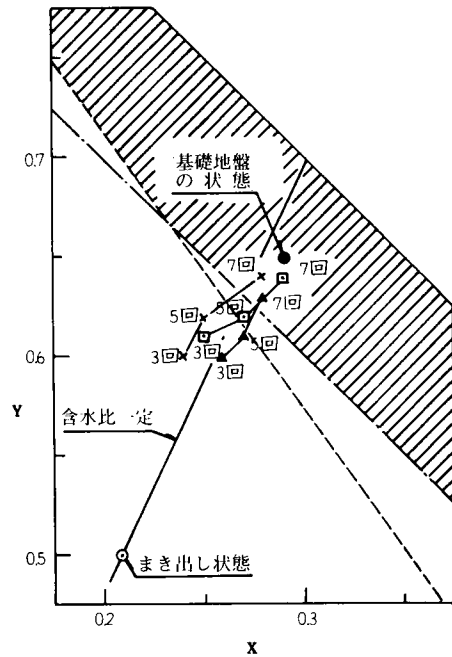


図3-17 面積座標上の転圧試験結果表示

転圧回数の増加と共に右上りのベクトルを示し、7回転圧後品質基準内に入ることが明瞭に判定される。

(2) 土の状態変化図示例¹⁹⁾

既に述べたように土の状態変化を視覚化することについてはKézdi, A (1974)やEgri, G. (1978)も数例示しており、また図3-17においても転圧による盛土の状態変化を示した。その他にも2例を以下に示しておく。

図3-18は清水→泥しょう（スラリー）→飽和土→不飽和土→乾燥土の状態変化を示したものである。すなわち比重 $G_s = 2.73$ の細粒土を清水に混入し、しかる後に水分量を除去・脱水・乾燥

していった状態を示したものである。点 $x=1.0$, $y=0$ は清水, $S_r=100\%$ を示す斜辺上を左上にたどることは泥しょう(スラリー)が飽和土になっていくことであり, $S_r=100\%$ の線を左方にはずれたことは不飽和土になったことであり, その後 $y=0.6$ の付近を左に進んでいることは一定間隙比で水分のみが脱水されたことを示し, 最終的には $x=0$, $y=0.6$ の乾燥土になったことを物語っている。図上の各点を相点 (phase point) と呼ぶことができるならば, 相点を結んだ線を相軌跡 (phase path) と呼べるであろう。

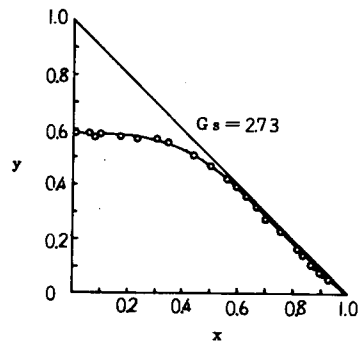


図3-18 粘土の状態変化軌跡

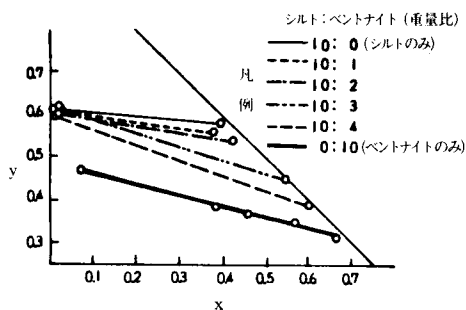


図3-19 膨脹性粘土の相変化

図3-19は人為的に膨脹性粘性土試料を作り水浸膨脹させ, 膨脹量に応じた相軌跡を示したものである。すなわち大阪南港産の細粒土(分類名; ML)に市販のベントナイトを一定割合で混入したものを供試土とした。各供試土を $x=0$, $y=0.6$ の状態に標準型式の圧密試験機圧密リングにつめてみ, その後に吸水させ膨脹量を測定した結果である。ベントナイト混入量が多くなる一すなわち吸水膨脹量が大きくなるに従って右下りの傾きが大きくなっていることが明瞭に示されている。

きが大きくなっていることが明瞭に示されている。

(3) 土の工学的性質の分帯例¹⁹⁾

土の工学的性質を三相体積率三角座標上に示そうとする試みは既に前述 Kézdi, 久野もやっている。特に土の強度特性を論じるために用いているが, 図上で分類・分帯したものはいずれも境界線が曲線となり(例えば図3-4(b), 図3-9), 定量的に取り扱うにはややおおまか過ぎるくらいが認められる。ただ Kézdi 流の図を用いると各地区の自然土の状態の分類に利用できる。

土の工学的性質を同図上に表して論ずるには, その性質が土の飽和度によって左右されるものについて用いるのが適していると考えられる(例えば, Kézdi の熱伝導率, 久野の電気伝導度など)。

図3-20は室内で締固め試験をして得られた供試

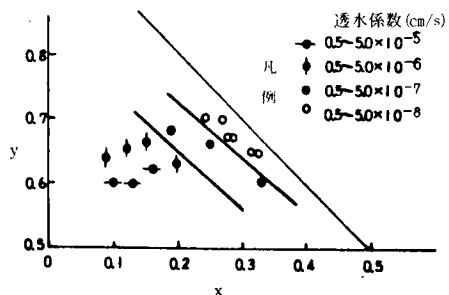
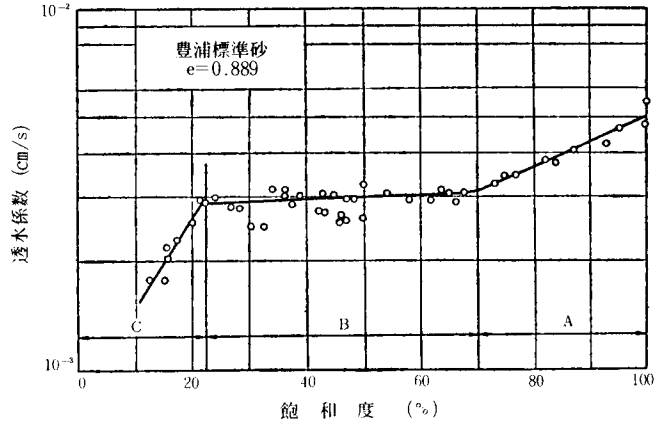


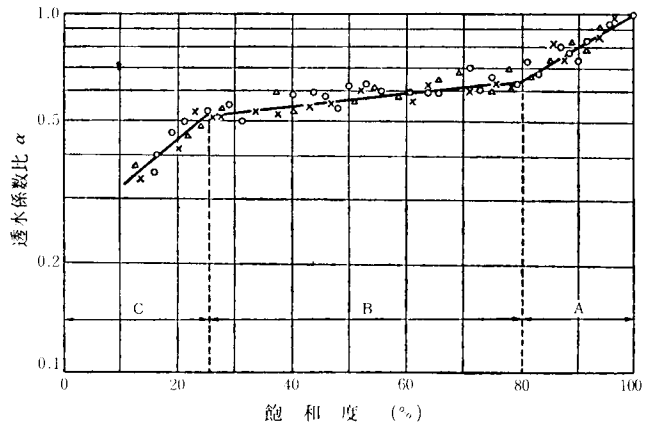
図3-20 面積座標上の締固め結果とその透水性の分帯

体を用いて変水位透水試験をした結果である。試料土は大阪南港産の細粒土を4.76mmのフルイ通過のもの、締固めエネルギーは2段階である。土の強さの分類・分帯よりは明瞭な分類・分帯が可能である。

三相体積率利用の図は飽和度によって支配される土の工学的性質の図示に適しているのであろうという考察は前述したが、図3-21²¹⁾は不飽和土の透水性を示したものである。これを本図に示すと図-22となる。ここで透水係数比とは $\alpha = k_w / k$ であり、 k_w は不飽和土の透水係数、 k は飽和土の透水係数を表し、A、B、C領域が各々直線で分帯されたことになる。



(a) 砂の透水係数と飽和度の関係(森本, 1962)



(b) 透水係数比と飽和度の関係(松井, 1963)

図3-21 飽和度と透水係数²¹⁾

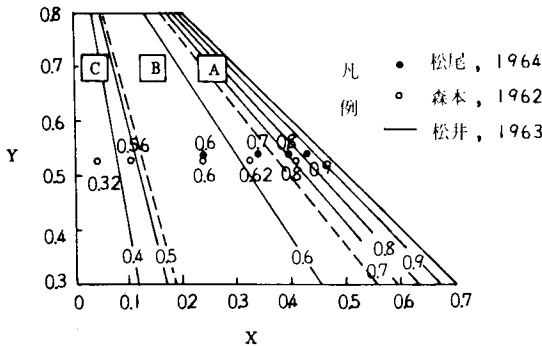


図3-22 面積座標上の飽和度と透水係数比

3.3 pFによる表示

3.3.1 pFの定義と従来の利用

(1) pFの定義

pFを定義する前にpF概念の歴史的考察を示す。²³⁾

Buckingham, E. (1907)²⁴⁾, Gardner, W. (1922)²⁵⁾が不飽和土中の水の移動を説明するために毛管ポテンシャルの概念を提案した。

毛管ポテンシャルとは「土中の単位

質量の水を問題としている点から自由水面まで動かすに要する仕事」である (Buckingham) , 「土中の単位質量の水をポテンシャルが 0 である自由水面から問題としている点まで動かすに要する仕事」である (Gardner) として各々定義されている。

このような背景をもって Schofield, R. K. (1935)²⁶⁾ が pF 概念を提案した。すなわち, 「 pF は Buckingham のポテンシャルの対数であるが, Buckingham のいう毛管ポテンシャルという術語を使用しない。毛管, すなわち表面張力という内容が連想されるので, サクションと呼ぶことにする。自由水面からの水柱の高さの対数として pF を定義し, ある点のサクションとは重力単位で測定された自由エネルギーの差の対数である」としている。

Schofield の定義に従えば重力に逆って土が水分を保持する時, 土中の毛細管を立ち上がる水のエネルギーは水柱の高さ (H cm) ということになる。したがって式 (3.31) となる。

$$pF = \log_{10} H \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

ここに H ; 水柱の高さ (cm)

(pF はポテンシャルの p と自由エネルギー Free Energy の F との組合せである。)

Schofield の pF の提案以来, 土中水分量の状態についての研究発表が 1945 年頃までに既に数多く行われ, 土中水の量 (含水比, または含水量) から質 (エネルギー) への取り扱いが意図されるようになった。Schofield の当時の成果にはエネルギー概念の特質を十分把握していない点も見られるが, これを契機として土中水を 1 つのスケールで論ずることが可能となった。すなわち重量百分率による含水比はそれ自身独立した値をとり, 土の種類が異なって来ると何ら共通したスケールがないので, 異種土間の水分状態を比較するには用をなさないことになる。 pF 概念の導入によってこれが可能になったといえる。

図 3-23 は Kohnke, H. (1946)²⁷⁾ が土壌学上の利用を考えてとりまとめたもので, 土中水分量と pF, 土壌学上の水分恒数などの関係を示したものである。この場合ゼロ・テンション (すなわち最大水分保持状態) を, 便宜上水柱の 1 cm テンションとしている。 pF との等価圧力 (水頭, エネルギー量, 気圧), 相対湿度, 土中水の凍結温度, 換算間隙径, 適用する測定方法, 土中水分恒数, 土中水の存在型式などが一覧表となっている。

Buckingham, Gardner などは主に土中水の運動を論ずる目的での研究であるために, 圧力として土中水分状態を取り扱うことで十分であったが, 土中水分のあらゆる状態を異なった土相互に比較するためにはエネルギーの概念が必要になるわけである。

Schofield は pF の概念で土中水を熱力学的に取り扱う基礎を築き, 次いで Edlefsen, N. E. & Anderson, B. C. (1943)²⁸⁾ が土中水の状態を規定する量として化学ポテンシャルの概念を導入した。これに関する最近の整理された研究として以下に岩田進午 (1969, 1974)^{29), 30)}

土の状態	pF	等価圧力		25℃での 相対湿度	凍結温度	間隙径の 同値 (dia. mm)	pF	圧力決定法	現場含水 決定範囲	水分恒数	土中水の型
		水頭 cm	グラム当り エルグ								
乾	7	10,000,000	$98,000 \times 10^5$	—	—	—	7	—	—	—	吸湿水
	6	1,000,000	$9,800 \times 10^5$	10	-90℃	—	6.5	—			
燥	5	100,000	980×10^5	50	-10℃	—	6	—	—	—	利用不可能な 水分量
	4.5	31,623	—	75	-4℃	コロイド サイズ	5.6	—			
湿った 状態	4.15	14,125	—	98	-2℃	—	5	—	—	—	毛管水
	4	10,000	98×10^5	99	-1.12℃	0.0002	4.7	—			
	3	1,000	—	98	-0.4℃	粗粒粘土 サイズ	4.5	—			
	2.7	501	9.8×10^5	99	-0.2℃	0.002	4.4	—			
ぬ れ た 状 態	2	100	0.98×10^5	—	-0.1℃	—	4.15	—	—	—	利用可能な 水分量
	1.7	50	—	—	-0.04℃	シルト サイズ	4	—			
	1	10	0.098×10^5	—	-0.01℃	—	3.7	—			
	0	1	0.0098×10^5	—	—	粗砂 サイズ	3.4	—			
								—	—	—	重力水
								—	—	—	排水されや すい。

図 8—23 土中水分量, pF と水分恒数の関係 (27)

の研究を引用して pF の定義づけをしておく。

$$pF = \log(\mu_o - \mu) = \log \Delta \mu \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

ここに μ_o ; 自由水 (バルクの水ともいう) の化学ポテンシャル。

μ ; 問題とする土中水の化学ポテンシャル。

式 (3.32) が化学ポテンシャル概念を用いた pF の定義である。土中水の化学ポテンシャル $\Delta \mu$ は以下の諸要因による化学ポテンシャルの低下量の和として近似的に与えられている。

① 毛管作用 (土粒子の配列に関係) ; $\Delta \mu_c$

$$\begin{aligned} \Delta \mu_c &= \sigma \left(\frac{\partial A}{\partial m_w} \right)_{P \cdot T \cdot m_i} \\ &= \sigma \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \bar{V} \quad \dots\dots\dots (3.33) \end{aligned}$$

ここに A ; 気液界面の面積

σ ; 水の表面自由エネルギー (表面張力)

\bar{V} ; 水の微分的比容積

m_w ; 水の質量

r_1, r_2 ; 気液界面の主曲率半径

$P \cdot T \cdot m_i$; 各々はある外圧・温度・溶質の条件下にあることを示す。

② 溶質の種類と量 (浸透圧効果に関係) ; $\Delta \mu_o$

$$\Delta \mu_o = \frac{\pi R T}{1000} \sum m_i \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

ここに m_i ; 溶質 i の重量モル濃度単位で表わした濃度

π ; 浸透係数

R ; ガス常数

T ; 絶対温度

③ 粘土および対立イオンがもつ荷電によって生ずる電場と水分子の相互作用 ; $\Delta \mu_e$

$$\Delta \mu_e = \left[\frac{1}{4\pi} \int_0^D \frac{D}{\epsilon} dD - \frac{1}{8\pi} D^2 \right] \bar{V} \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

ここに D ; 電気電位

ϵ ; 水の誘電率

(なお式 (3.35) は水 1 g についての電気エネルギーの低下量を示すものであるが、化学ポテンシャルの低下量と等価としている。)

④ 粘土粒子と水分子の間に働く分子間力 ; $\Delta \mu_m$

相互に不活性な半無限固体表面と吸着分子間の相互作用による位置エネルギーの低下量は、 $E = -N\pi C / 6 Z^3$ （ここにN；単位面積当りの吸着媒分子数，C；定数，Z；吸着分子と固体表面の垂直距離）などで得られるが、水分子は有極性なので、現在の所等温吸着に関する実験式から粘土粒子と水分子の相互作用のエネルギーを推定する以外ないとしている。

ここでは一応内容・計算式についてはブラックボックスとしての $\Delta\mu_m$ としておく。

⑤ 内部圧（相圧）； $\Delta\mu_p$

熱力学上、平衡にある系内ではすべての点で化学ポテンシャルは同一の値を示さなければならないが、 $\Delta\mu_e$ や $\Delta\mu_m$ は粒子表面からの距離によって異なる。ある状態量が各点で異なっていることによって全体の平衡が保たれる、すなわち圧力が各点で異なる値を示すことによって系内の化学ポテンシャル一定となる。この圧力を内部圧あるいは相圧と呼んでいる。 $\Delta\mu_p$ は $\Delta\mu_c + \Delta\mu_o + \Delta\mu_e + \Delta\mu_m$ と相補的な意味をもっている。

以上より $\Delta\mu$ は式(3.36)となる。

$$\Delta\mu = \Delta\mu_c + \Delta\mu_o + \Delta\mu_e + \Delta\mu_m + \Delta\mu_p \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

これら各諸要因が作用する水分領域として、①土の最適含水比以上の水分領域では毛管作用が、②最適含水比以下の水分領域では電場および分子間力が土中水の化学ポテンシャルを規定する主要因となる。

いま本論文の主題である土質安定処理を土の液相処理として考えるとき、①の水分領域を主に考えればよいことになるので式(3.36)は近似的に $\Delta\mu_e$ 、 $\Delta\mu_m$ を内部圧 $\Delta\mu_p$ で代表させることも可能となろう。すなわち

$$\Delta\mu = \Delta\mu_c + \Delta\mu_o + \Delta\mu_p \quad \dots\dots\dots (3.37)$$

現に3.3.2で後述する須藤らの研究においても、式(3.37)と同一内容の式で説明している。

(2) pFの工学的利用

土中水の化学ポテンシャル概念の工学的適用の有用性について、岩田・古賀(1974)³⁰⁾は次の2点をあげている。

① 同一の化学ポテンシャル値をもった土中水の一番外側の水はほぼ同一の物理状態にあると見なしてよい。……土の力学的特性点を個別の土を離れて、より普遍的に把握しようとするとき、化学ポテンシャルが有効な武器になりうる……。

② 水分子がどのような力で土粒子に引きつけられており、それを引き離すのに（自由化するのに）どれだけのエネルギーが必要とされるかを推定することが可能である。

pF概念を工学的に利用している試みは特に道路舗装との関連でとらえられている。例えば、Croney, D. and Coleman, J. D (1953)³¹⁾や植下協(1960)³²⁾などがあげられる。また

不飽和土の有効応力との関連を考察した Aitchison, G. D. and Woodburn, J. A. (1969)³³⁾の研究, 有機質土の工学的性質を検討している竹中肇(1973)³⁴⁾の研究なども例としてあげられよう。

ここでは pF 概念を土質安定の立場で利用している 2 例の研究を引用しておく。

下田正雄・松好成一・高橋秀雄(1969)³⁵⁾は高含水比粘性土, 軟弱地盤などの改良にあたって, その土中水の挙動をとらえようとして土質安定材に生石灰を用い, 生石灰処理土中の水の挙動を pF で検討している。

高含水比粘性土に生石灰を混入すると, 生石灰による脱水作用が行われるが, それは①消化脱水, ②蒸発乾燥, ③毛細管吸水・吸着, ④膨脹圧密が複合されたものであるとしている。①, ②, ④は各々化学や土質力学の従来のオーソドックスな手法で予測ができる。③については pF の概念を用いて説明している。すなわち消化脱水や蒸発乾燥によって生じた消石灰は, 理論的にはその粉末が絶対乾燥状態にあるので, 吸着力, 毛細管吸引力が働いて周辺土と平衡状態になるまで土中水は消石灰側に吸水される。図3-24 はその吸引

される水分量を得るためのものである。pF-w 図上に土の pF-w 曲線を描く。この時図上の w_n は地盤の自然含水比である。次に消石灰の pF-w' 曲線を求める(この時 w'_w は物理的吸水した消石灰の含水比)。次に生石灰投入量 a_w を考慮して pF-w' 曲線を pF'- $a_w \cdot w'_w$ 曲線に換算して土の pF-w 曲線上の $w_n - \Delta w_1$ の点に原点を

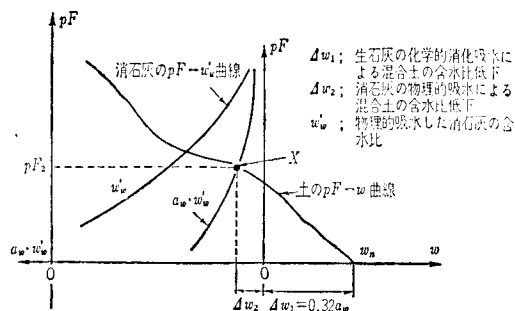


図3-24 土と消石灰の pF 平衡点³⁵⁾

移して表示すれば, 両曲線の交点Xが平衡点となる。 $\Delta w_1 = 0.32 a_w$ は生石灰の化学的消化脱水による混合土の含水比低下, Δw_2 は消石灰の物理的吸水による含水比の低下を表している。

次いで生石灰処理対象土の pF-w- q_u 関係を示している(q_u は一軸圧縮強さ)。一般に $w-q_u$ の関係は一様でないが, pF- q_u の関係は式(3.38)が成り立つとされている。

$$\begin{aligned} q_u &\div 10^{pF-3} \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ &= 10^{pF} \quad (\text{gf/cm}^2) \\ &= 10^{pF-2} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \dots\dots\dots (3.38) \end{aligned}$$

図3-25は生石灰処理を試みようとする供試土(この場合福山ヘドロ, 八郎瀉ヘドロ, 関東ロームの3種類)の pF-w- q_u の関係を示したものである。例えば関東ロームで $q_u = 1 \text{ kgf/cm}^2$ を得ようとした場合, pF=3.0 程度まで含水比を下げればよいことになり, これを含水比で換算すれば約15%となることが読み取れる。

喜田大三・炭田光輝・久保博(1977)³⁶⁾は汚泥の固化処理を目的として, ボルトランド・セメ

ントを混合する試みを行っている。そこでポルトランド・セメント処理土の固化圧縮強さと水セメント比との関係を求めるために pF 概念を適用している。まず土の質量 (S), 水の質量 (W), 混入セメントの質量 (C) の各比と処理土の圧縮強さ q_u の関係で図 3-26 (a) のような結果が得られ, 式 (3.39) が成り立つとした。

$$\log q_u = \alpha + \beta \cdot (W/S) - \{ \gamma \cdot (W/S) + \delta \} \times \{ (W/C) - \varepsilon (W/S)^2 \cdot (W/C)^2 \} \dots\dots\dots (3.39)$$

($\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$ は実験定数)

その後の研究で, 土中水分を土に対しての結合の程度で強結合水と弱結合水とに区別して考えることとして, そのバウンダリーを $pF = 3.0$ とした。すなわち $pF = 3.0$ 以下で分離する水を弱結合水, $pF = 3.0$ で分離しない水を強結合水とした。この $pF = 3.0$ 分離水の質量とポルトランド・セメントの質量との比を $(W/C)'$ として式 (3.40) で求める。

$$(W/C)' = \frac{W - a \cdot S}{C} = \frac{W}{C} \left(1 - \frac{a}{W/S} \right) \dots\dots\dots (3.40)$$

ここに a ; 供試土の $pF = 3.0$ の含水比

これを基として $q_u - (W/C)'$ の関係を示したものが図 3-26 (b) であり, 図 3-26(a) の W/S の因子が消去され一義的な関係となっている。図 3-26(b) の左下方に点線で示されたものは $W/S =$

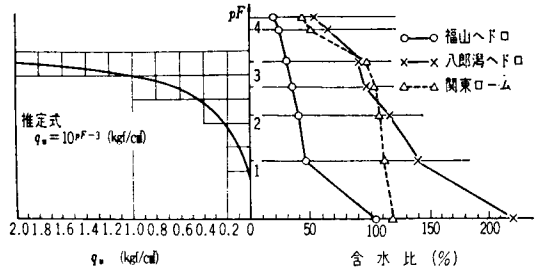
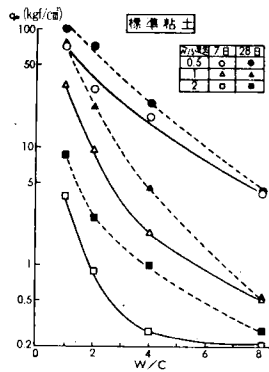
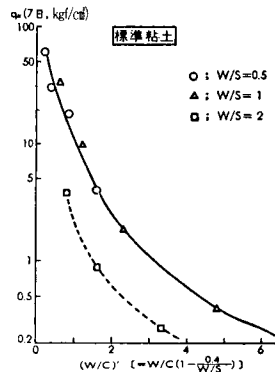


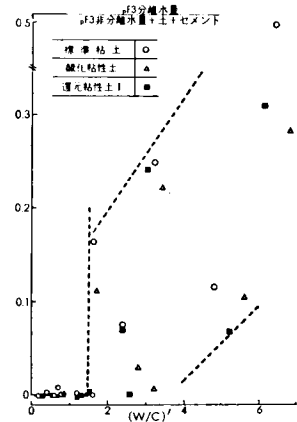
図 3-25 軟弱粘土の $pF \sim w - q_u$ の関係³⁵⁾



(a) (W/C) と q_u



(b) $(W/C)'$ と q_u



(c) $(W/C)'$ と固化土の $pF = 3$ 分離水量との関係

図 3-26 汚泥の固化処理機構と pF ³⁶⁾

2の場合で、これは $pF=0$ の含水比の 2.5～4 倍に相当する含水比を持つ供試土を意味し、処理土は過剰水分を包含したまま固化していると推定され、その過剰水分によって強さが低下しているとみなされる。その検証として処理土の過剰水分の存在状態を pF によって測定し、 $pF=3.0$ の分離水に注目して整理したところ図 3-26 (c) が得られている。これによれば処理土の $pF=3.0$ の分離水は $(W/C)'$ が 1.5 以下の場合ほとんど無く、 $(W/C)'$ が 1.5 以上になると増大していることになる。この内蔵された分離水が処理土の圧縮強さに影響すると論じている。

3.3.2 須藤清次らの研究^{37), 38)}

(1) 須藤らの研究とその意義

土壌学上の pF は前述のように土の間隙内での土のエネルギーに対する状態量としての意味を持っているが、工学的に土-水系（固-液系）の状態量として意義づける試みが須藤らの一連の研究で行われている。その成果は須藤清次・東山勇・山崎不二夫（1965・a）³⁷⁾、須藤・安富六郎（1965）³⁸⁾、須藤・東山・山崎（1965・b）³⁹⁾、東山・須藤（1965）⁴⁰⁾、須藤・安富・山崎（1968）⁴¹⁾ に表れている。

これらの立場はレオロジーの観点から pF を土中水の表示への利用にとどまらず、土の状態量の指標として、更にこれより出発して連続体としての土の概念を統一しようとしているところに意義がみられる。

(2) pF と土の状態

図 3-27 は須藤・東山・山崎（1965・a）³⁷⁾ と須藤・安富・山崎（1968）⁴¹⁾ に掲載されたものを基にして作成した pF と土のレオロジー的状态である。

前述した式（3.37）と同一内容の式を用いてまず水の化学ポテンシャルを定義している。

極端に液相すなわち水分量の多い状態を考えると、これは懸濁液である。懸濁液中の固相を大別して疎水性のものと親水性のものとなる。水中に疎水性のものがある状態、すなわち水中に固体粒子が懸濁している系で土粒子は一般に和水分してミセルとして懸濁している。この場合ミセルの外側では内部圧 $\Delta\mu_p$ は無視できるとすると、この状態は式（3.41）となる。

$$\Delta\mu = \Delta\mu_c + \Delta\mu_o < 0 \quad \dots\dots\dots (3.41)$$

$$\left[\therefore pF = \log(\Delta\mu) \right]$$

$$\Delta\mu = \mu_o - \mu = \Delta\mu_c + \Delta\mu_o + \Delta\mu_p$$

$\Delta\mu < 0$ よりミセルの水と分散媒の水は不平衡で土の懸濁液は沈降堆積して平衡となる。この時堆積系内の水の μ は場所にかかわりなく等しくなり、かつ $\mu < \mu_o$ となる。このような堆積は親水性でありゲルである。

堆積した状態に等方圧 P_e が加えられた時、水の化学ポテンシャル $\Delta\mu_e'$ は式（3.42）となる。

含水量 pF値	-2 -1 0 1 2 3 4 5 6 7								
コンシ テンシー 限界	BL (水中堆積) (二次転移点)		LL (一次転移点)		PL	SL	(気乾) (風乾)		(炉乾)
粘弾性 挙動	ゾル ニュートン体		ゲル フォークト体		半固体 バークス体		固体 フック体		
塑性 挙動	X		ビンガム体		サンブナン体				
					延性降状		ぜい性降状		
構 造	団粒	膨潤水			毛管水	膨潤水			
	単粒	膨潤水(毛管水)			毛管水	膨潤水			
	壁状	膨潤水							

図3-27 pF値と土の状態^{37), 41)}

$$\Delta\mu'_e = P_e \cdot U \quad \dots\dots\dots (3.42)$$

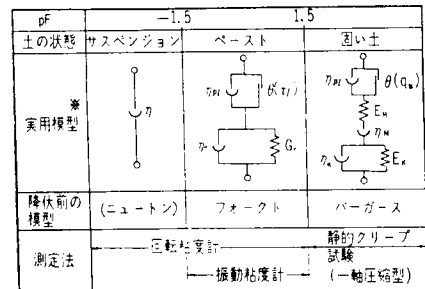
ここにU ; 水の比体積

すなわち $\Delta\mu'_e$ だけ化学ポテンシャルが高まり $\Delta\mu \geq 0$ となると流動が可能となる。

このような考察で固-液系を理想剛体(ユークリッド固体)からパスカル液体の両極として、フック固体・サンブナンまたはビンガム体・ニュートン液体となるとして図3-27が作成されている。すなわち負のpFの考え方をいれることによってこの図が作成されている。

次に本来pFは水分吸引力と考えると、pFが負になった場合の測定の問題がある。彼等はレオロジカルな取り扱いで図3-28を提案している³⁷⁾。同図によれば回転粘度計や振動粘度計・静的クリープ試験でpFに対応するとしている。

含水量の多い方から考えると、土のサスペンションが濃くなってpF = -1.5になると流動の降伏値を持つ土のペースト(フォークト体)になる。ペーストの含水量が更に減少してpF = 1.5になると不飽和になり、堅い土(バークス体)になる。この点は液性限界に相当する。pF \geq -1.5では弾性率が生じるからこの点で弾性率の折れ点になるので二次転移点であり、pF \geq 1.5では弾性率や粘性率が飛躍的に高まるから一次転移点であるとしている。



*eta, E, thetaの異常粘性・硬化・軟化は無視する。

図3-28 土の状態と測定法³⁷⁾

3.3.3 負の pF の概念とそれを利用した表示

図 3-23 で Kohnke (1946) は $pF=0$ を便宜的に水柱 1 cm のテンションとしているが、3.3.2 で述べた須藤らの研究で負の pF 概念を導入すると懸濁液の状態も 1 つのスケールで取り扱えることになる。

この負の pF を水柱のテンションの考え方でいかえてみると、水柱が小数点以下のセンチメートル高さとなり、また $pF=-1.5$ が水中沈降の状態を表しているので pF が負とは上澄水の水頭を意味し、この上澄水が脱水と考えると脱水量を意味することになる。

また過剰間隙水圧や被圧水頭をもった自然地盤を想定すると、その水圧水頭がそのまま負の pF ということになる。

これらの利用による状態の表示については後述する。

3.4 コンシステンシー指数による表示

3.4.1 コンシステンシー指数・液性指数について

土が塑性状態にある含水量の範囲を液性限界と塑性限界の含水比の差——塑性指数で表されている。

$$I_p = w_L - w_p \quad \dots\dots\dots (3.43)$$

ここに I_p ; 塑性指数

w_L ; 液性限界 (%)

w_p ; 塑性限界 (%)

粘着力のある土の含水比 w が塑性範囲の下限 w_p に近づくと土の剛性の程度が増大する。与えられた土の自然含水比がどの程度塑性限界に近いか、すなわち塑性範囲のどの部分に相当するかを示す指数——コンシステンシー指数は式 (3.44) で与えられている。

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \quad \dots\dots\dots (3.44)$$

ここに I_c ; コンシステンシー指数

w ; 自然含水比

土の自然含水比が液性限界より大なる時は、 I_c は負となりその土は本質的にはスラリーの性質を持つことになる。また I_c が 1.0 より大きいということは自然含水比が塑性限界より少ないことを意味している。その間の 0 ~ 1.0 が塑性範囲ということになり 0 に近いほど液体状に、1.0 に近いほど固体状であることを示す指数である。

逆に与えられた土の状態が塑性限界からのへだたりとして表すものに液性指数が式 (3.45) で与えられており、相対含水比とも呼ばれている。

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \dots (3.45)$$

ここに I_L ; 液性指数
(相対含水比)

この場合、自然含水比が塑性限界と等しい時 $I_L = 0$ 、液性限界と等しい時 $I_L = 1.0$ となる。したがって I_c と I_L の間には式 (3.46) の関係が成立する。

$$I_L + I_c = 1.0 \dots (3.46)$$

これらの指数と乱さない土の工学的性質とを関連づけようとする試みがなされている。

図3-29は大崎順彦(1961)⁴²⁾の著書「基礎構造」(東京・コロナ社)に引用されたものであるが、Chicago Department of Subwayの作成したものでシカゴの青色粘土について一軸圧縮強さと液性指数の関係を自然含水比のパラメータとして表したものである。

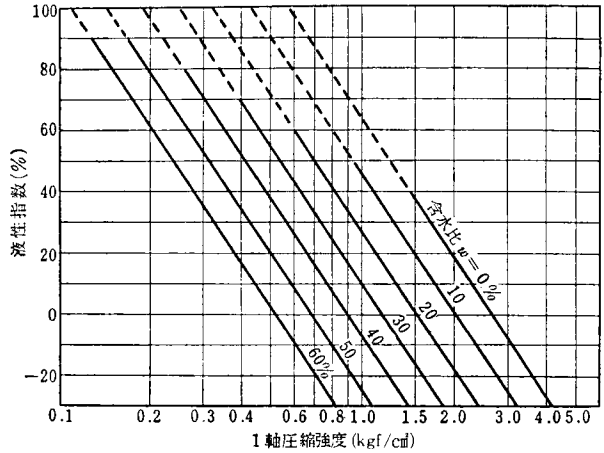


図3-29 液性指数と一軸圧縮強さ⁴²⁾
(シカゴ青色粘土の場合)

図3-30はノルウェーの粘土に対する液性指数と鋭敏比との関係を示したものである⁴³⁾。

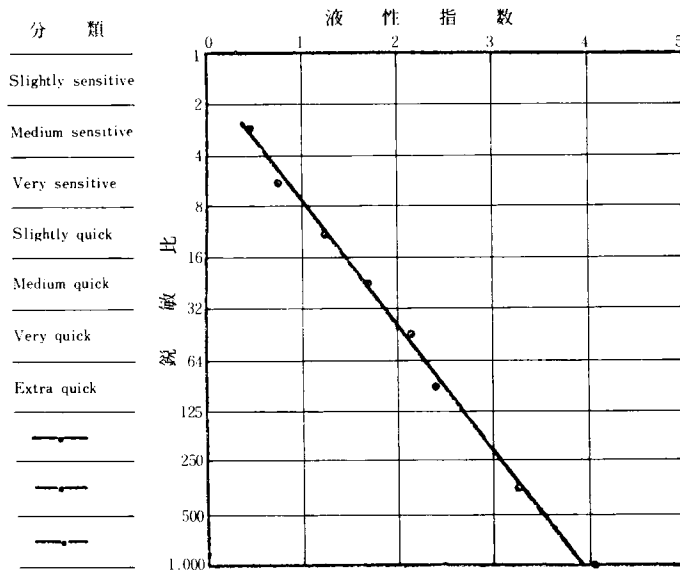
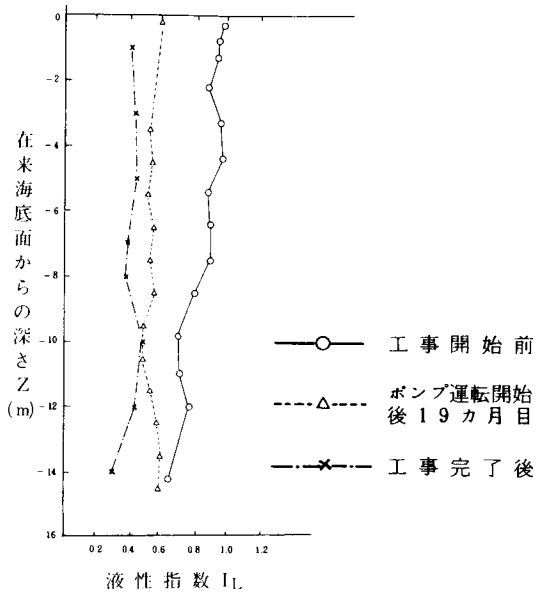


図3-30 鋭敏比と液性指数の関係⁴³⁾
(ノルウェー粘土の場合)

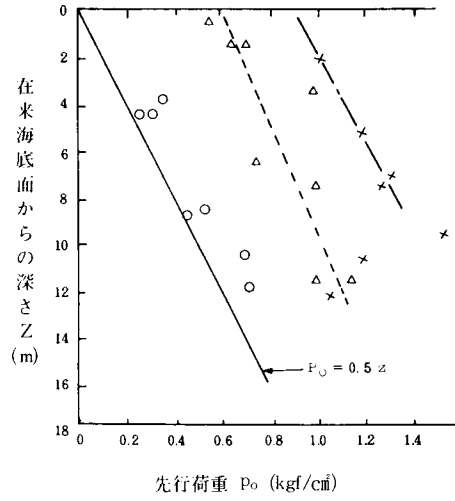
図3-30はノルウェーの粘土に対する液性指数と鋭敏比との関係を示したものである⁴³⁾。
 I_L と鋭敏比が片対数グラフ紙上でリニアな関係となって表れることが示されている。

図3-31⁴⁴⁾は大阪市南港埋立地において、在来海底地盤を真空圧密工法で地盤改良したものである。図3-31(a)は圧密経過時間による液性指数の変化を深度方向へ示したものである。図3-31(b)は同じく圧密降伏応力の変化、図3-31(c)には1軸圧縮強さの変化を示したものであり、液

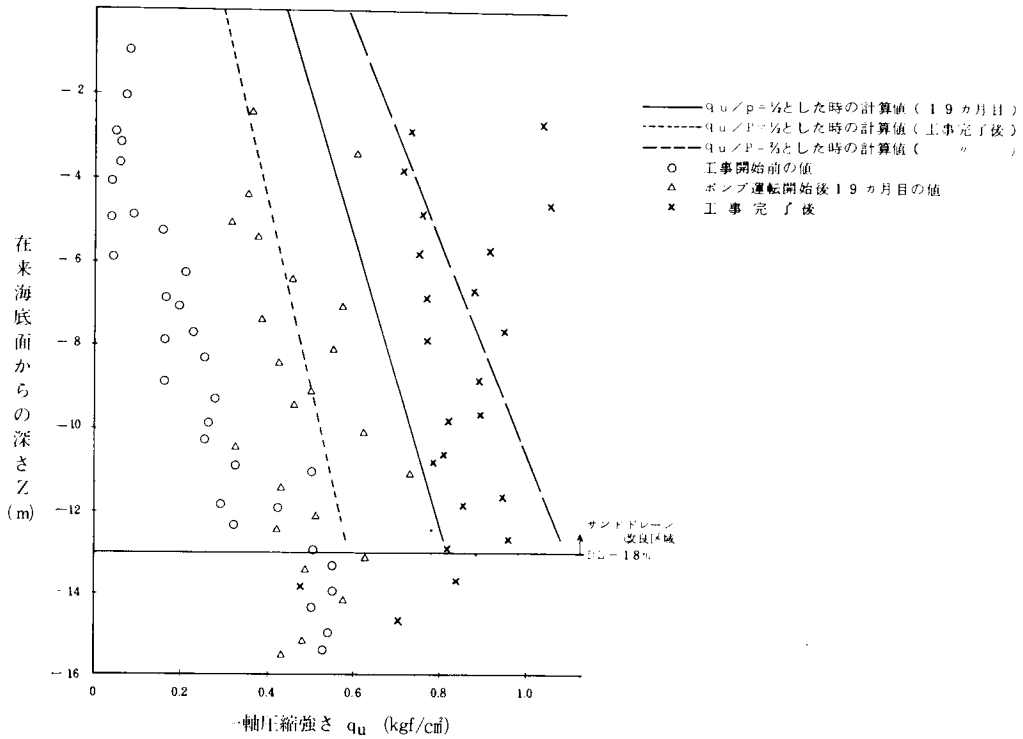
性指数の変化が地盤改良効果の判定にも有効であることを示すものである。



(a) 圧密による液性指数の変化



(b) 圧密による先行荷重の変化



(c) 圧密による一軸圧縮強さの変化

図3-31 真空圧密工法による土性の変化⁴⁴⁾

3.4.2 三笠正人の研究と提案^{45), 46), 47)}

三笠(1964)⁴⁵⁾, 三笠・木下(1966)⁴⁶⁾, 三笠(1967)⁴⁷⁾は土の力学的性質が土の種類と土の状態の関数として示されるとして、式(3.47)をあげている。

$$\text{土の力学的性質} = F(\text{土の種類}, \text{土の状態}) \quad \dots\dots\dots (3.47)$$

次に土の状態はその密度, 含水量, 骨組構造で定まるので式(3.47)は式(3.48)となるとしている。

$$\text{土の力学的性質} = F(\text{土の種類}; \text{密度}, \text{含水量}, \text{骨組構造}) \quad \dots\dots (3.48)$$

ここにいう骨組構造とは, 例えば乱した土に見られるように密度・含水量に変化が無いにもかかわらず, その強さが低下するように密度・含水量以外の因子を称している。

次に対象を飽和粘土と考えた場合, 式(3.48)中の密度は含水量と共に変化すると見なせるので密度の因子を消去して含水量で代表させるものとする式(3.48)は式(3.49)となる。

$$\text{土の力学的性質} = F(\text{土の種類}; \text{含水量}, \text{骨組構造}) \quad \dots\dots\dots (3.49)$$

ここで含水量が土の力学的性質に及ぼす影響は土の種類によって異なるので, 含水量は式(3.50)～(3.51)となる。

$$\text{コンシステンシー} = \psi(\text{土の種類}; \text{含水量}) \quad \dots\dots\dots (3.50)$$

$$\text{含水量} = \psi'(\text{土の種類}; \text{コンシステンシー}) \quad \dots\dots\dots (3.51)$$

自然状態にある土のコンシステンシーの程度を評価するものに3.4.1で示した液性指数があるので, これを用いると式(3.49)は式(3.52)となる。

$$\begin{aligned} \text{土の力学的性質} \\ = F(\text{液性指数}, \\ \text{骨組構造}) \\ \dots\dots (3.52) \end{aligned}$$

ここで言っている骨組構造は実用的には土の強さや弾性係数に関して構造の動き

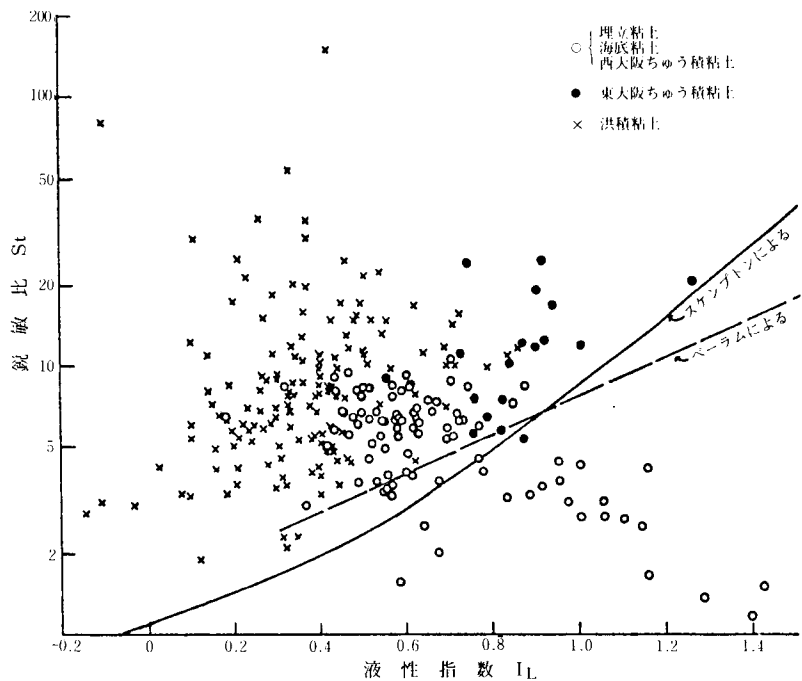


図3-32 液性指数と鋭敏比による大阪粘土の状態⁴⁷⁾

を表す量である鋭敏比で置き換えられるとして図3-32を掲げている。すなわち縦軸に鋭敏比 S_t の対数目盛を、横軸に液性指数 I_L を普通目盛にとり大阪市近郊の粘性土の測定値をプロットしたものである。同図上に Bjerrum の図3-30の関係線や Skempton, A.W. (1953)⁴⁸⁾ の報告している $S_t - I_L$ 関係線を書き入れている。Bjerrum や Skempton が報告している関係は特殊な1例であり、本来鋭敏比と液性限界は式(3.52)のように互に独立した状態因子であるから、その間に一定の関数関係は成立しないと批判している。そしてこの図3-32のような図はむしろ粘土の状態を示す状態図として意味があり、図上の位置で粘土の状態を分類することに用いるべきであるとして図3-33を提案している。

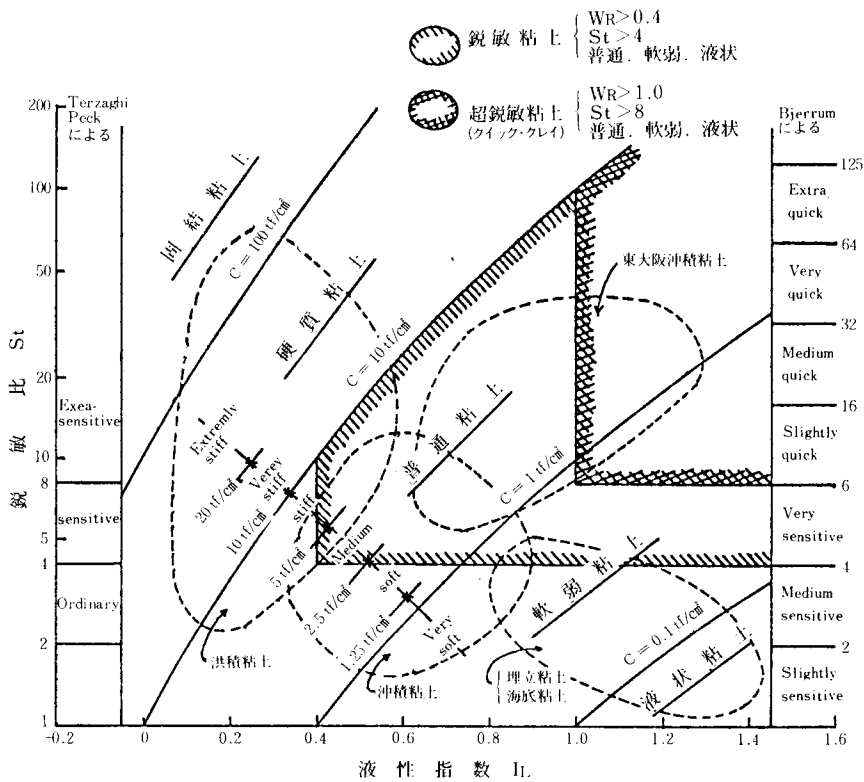


図3-33 液性指数と鋭敏比による土の状態分類⁴⁷⁾

$\log S_t - I_L$ 図上に粘土のせん断強さ $C = 0.1 \text{ tf/m}^2, 1 \text{ tf/m}^2, 10 \text{ tf/m}^2, 100 \text{ tf/m}^2$ のコンターを入れその間を各々液状粘土, 軟弱粘土, 普通粘土, 硬質粘土, 固結粘土とし, $S_t > 4, I_L > 0.4, C < 10 \text{ tf/m}^2$ の条件を満たす粘土を鋭敏粘土, $S_t > 8, I_L > 1.0, C < 10 \text{ tf/m}^2$ の条件を満たすものを超鋭敏粘土と呼びたいとしている。

この発想に基づいて、見方を変えて縦軸に非排水せん断強さの対数 $\log C_u$ 、横軸に I_L を、そして S_r をコンターとして表現したものが図3-34であり、利用の便を意図している。

3.4.3 コンシステンシー指数を利用した表示とその適用例⁵⁰⁾

3.4.1で示した利用例や3.4.2の三笠の研究では液性指数が用いられているが、式(3.46)に示したように $I_L + I_c = 1.0$ であるから I_L を用いても I_c を用いて表示してもその本質的な内容は変わらないと言える。

土を固一液系として考えた場合、 $I_c < 0$ となった時自然含水比が液性限界より大きいと単純にみなせるので、あえて I_L に代えて I_c を用いることの方が直感的で便利と考えられる。また3.3で述べた pF の場合は、液性限界が $pF = 1.5$ となり、それより含水量が多くなるとその値が小さくなり、ある状態を超えると $pF < 0$ となるので、両者を並列して土の状態を論ずる場合など $I_c < 0$ の方が考えやすい。このような観点で I_L に代えて I_c を用いることを提案する。

現在、我々が土質調査の1次の情報として得られるものは、多くの場合標準貫入試験結果とその際に採取された乱された土試料による物理試験結果(土粒子の比重、含水量、粒度、液性限界、塑性限界など)程度である。

今、図3-34にならって既存のボーリング資料の N 値と I_c の相関を求めてみると図3-35が得られた。この場合、一般に軟弱地盤として検討を要するとされる地盤は N 値が4以下とされているので、対象を4以下の粘性土地盤とし、 q_u 値(1軸圧縮強さ)がある場合には $N = 8 \times q_u$ として、横軸に I_c 、縦軸に N 値をとってプロットしたものである。バラツキは多いが $N - I_c$ の一応の傾向は把握し得る。

図3-34を用いる場合の留意事項として、例えば「 I_L の計算に用いる液性限界、塑性限界及び

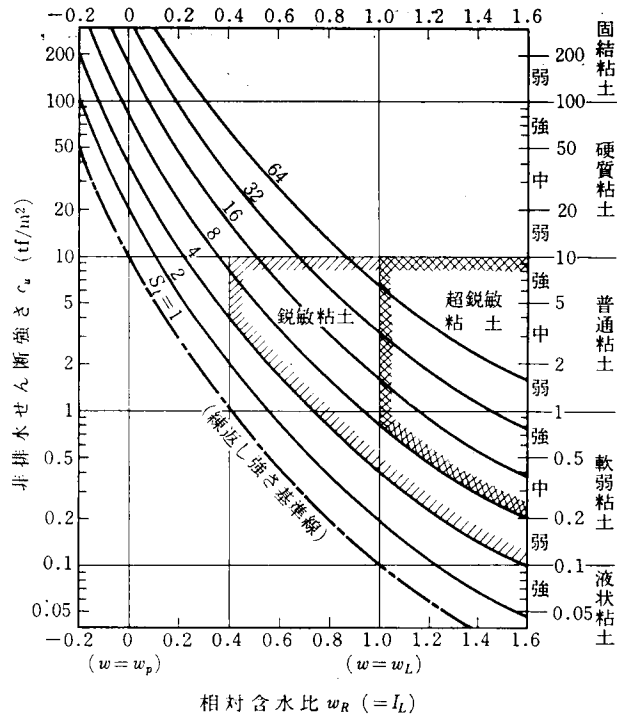


図3-34 液性指数・せん断強さ・鋭敏比による粘土の分類⁴⁹⁾

含水比は一軸圧縮用供試体と同じ部分(なるべくその削りくず)で求めたもので十分信頼できるものでなければならない。もし w_L などをはかった試料が0.42mm以上(粗砂以上)の部分を除いたものであったならば I_c の計算に用いる w の値はやはり

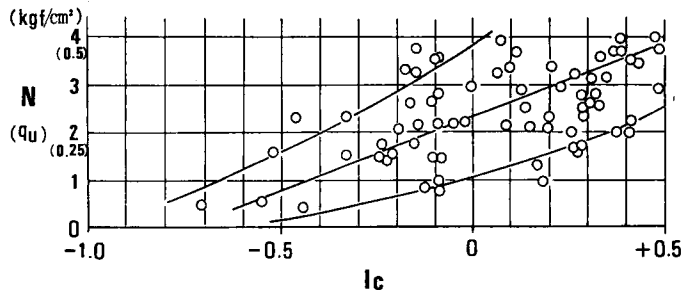


図3-35 $N \leq 4$ のN値と I_c の相関

0.42mm以下の部分についてのものでなければならず、この補正を行わないで全体の含水比をそのまま使うと I_c が不当に低く見積られる」⁴⁹⁾とあるように、この種のデータの吟味が事実上不可能であったので、この点に由来する誤差も含まれていよう。しかし現在の土質調査や土質試験法の実情より図3-35程度のバラツキは是認せざるを得ないであろう。

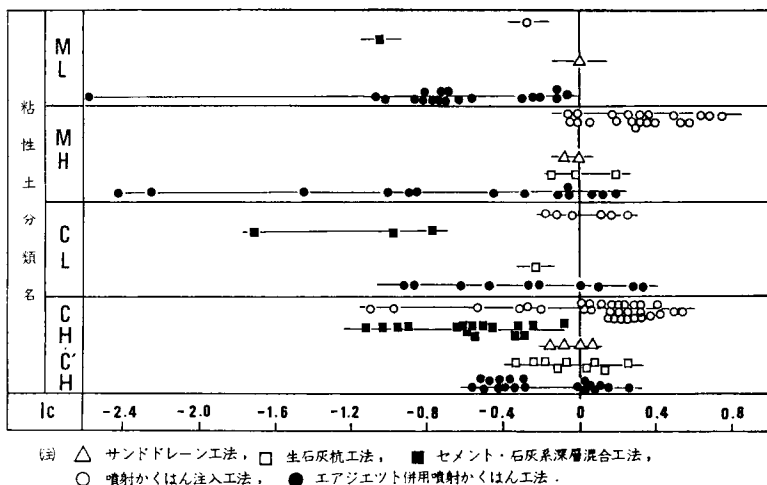


図3-36 土の分類名、 I_c と土質安定処理の相関(施工例分析による)

図3-36は文献調査ならびに手持ちの施工例の分析によって得られた I_c と土の分類名との関連で、施工された土質安定処理をまとめたものである。各種土質安定処理のなかで液相を分離する脱水工法系として(a)サンドドレーン工法・(b)生石灰杭工法、液相を固化する

深層混合法系として(c)セメント・石灰系深層混合法(混合方法には機械的かくはん翼を使用)・(d)噴射かくはん注入工法・(e)エアジェット併用噴射かくはん工法をとりあげた。

(a)・(b)工法は $I_c = 0$ 近傍での施工例が多い。このことは $I_c < 0$ となると周囲の地盤強さが小さく杭体の連続性が保持できなくなるためであろう。(c)は $I_c < 0$ での施工例が多く、例えば $I_c > 0$ となると混合のためのかくはん翼の機械的回転の効率が悪くなるためと判断される。(d)は $I_c > -1.0$ 、特に $I_c > 0$ の粘性土での施工例が多く、CH・MHに顕著である。(e)は $I_c > 0$ での施工例も少なくないが、(d)に比較すると $I_c < 0$ の中広い範囲での施工例が多くなっている。また $I_c > 0.5$ ではこの種の地盤改良工法の対象にならないことが読みとれる。端的に表現すると(a)・

(b)工法は $I_c = 0$ 近傍, (c)・(e)工法は $I_c < 0$, (d)工法は $I_c > 0$ に施工例が集中している。

以上より I_c の利用によって土の状態が表現され, その状態に対応した土質安定処理があることが明らかとなろう。

3.5 各表示法の比較と利用上の提案⁵⁰⁾

3.2, 3.3, 3.4にわたって固-液系に基づく土の状態区分手法・表示法について論じたが, ここではこれらの相互関係を比較・考察し利用上の提案を示す。これまで述べた3種の表示法を以下のように略称することとする。

- ① 体積率面積座標表示 (3.2)
- ② pF 表示 (3.3)
- ③ コンシステンシー指数表示 (3.4)

図3-37はコンシステンシー限界と pF , I_c , I_L の相関と土の状態名をとりまとめたものである。土の状態名については従来の土質力学で採用されているものと, 3.3で述べた須藤らの提案になる粘弾性的状態名とを並記した。図中BLはビンガムリミットとして須藤らは $pF = -1.5$ と定義している。BLに相当する I_c , I_L の値を図中括弧書きしているが, 概念的には懸濁液の24時間後の沈降堆積部分とされているので, 各種土で求めてみると通常の粘性土で $I_c = -2.5 \sim -3.3$, 火山灰性粘性土で $I_c = -4.0 \sim -7.5$ となるので便宜上 $I_c = -3.0$ としたことを意味している。

状態名	土質力学的挙動	液体		塑性体	半固体	固体
	粘弾性挙動	ゾル	ゲル	半固体	固体	
コンシステンシー限界		BL	LL	PL	SL	
pF		-1.5	0	1.5	3.2	4.15
I_c		(-3.0)*	(0)	0	1.0	(2)
I_L		(4.0)*	(0)	1.0	0	(0)

図3-37 土の状態と pF , I_c , I_L

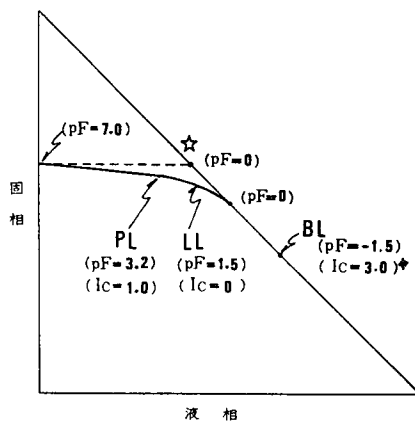


図3-38 面積座標上のコンシステンシー限界, pF , I_c

面積座標上の土の相軌跡(図3-18)の上にこれらの値を概念的にプロットしてみると図3-38となる。相軌跡が三角形の斜辺から離れて不飽和になるポイントを $pF = 0$ としたが, 固相の最密充填で地下水以下にあり飽和された状態を考えると図中の星印までの辺上は $pF = 0$ となる。

以上よりこの3種の状態表示は互に関連させて論ずることが可能となる。

次にこの3種の表示法の実際的な利用を考えてみよう。

面積座標表示は3.2で詳細に論じたように土の状

態の視覚化であるから、この表示が即土質安定処理とは結びつかず、地盤状態の分類や土質安定処理効果の判定や定性的な説明としての利用に限定されるべきであろう。

pF 表示はその概念が水分張力のエネルギー論に由来するにせよ、レオロジカルな取り扱いに由来するにせよ懸濁液から固体状まで固一液系を1つのスケールに乗せることができるので、より広範な適用が可能となろう。特に液相分離によって土質安定処理を行おうとする場合や液相を他の物質に置換して土質安定処理を行おうとする場合にはよい指標となり、処理機構の解明のための手段となり得る。また pF-w 曲線にヒステリシスがあり吸水過程と脱水過程ではその関係が同一でないことが指摘されているが、土質安定処理は液相分離（すなわち脱水作用）作用などが主となるので、脱水過程の pF-w 曲線を用いることでこのヒステリシスの問題は解決される。

コンシステンシー指数は実際的な観点から考えると、最も入手しやすいポピュラーな情報である。したがってコンシステンシー指数表示による状態区分が利用しやすいといえる。欠点は pF 概念のようにエネルギー論的な裏付けがないので、土質安定処理を考えた場合コンシステンシー指数即固一液系の液相分離機構とか液相の固化機構とは結びつかないことである。しかし例えば過去の土質安定処理の実施例を調査・収集し図3-36を充実させるならば土質安定処理選定のための指針となる可能性をもっている。従来、土質安定処理工法の選定に単純にN値とか土の分類を規準にしていたことに対する1つの警鐘となろう。

これら3種の土の状態表示の特質と利用上の留意点を整理したものが表3-2である。

表3-2 各状態表示の利用

項目	状態表示	コンシステンシー指数	pF	面積座標
情報源		<ul style="list-style-type: none"> 乱した土の試験より求められる。(w_L, w_P, w_n) 	<ul style="list-style-type: none"> 普通は乱されない試料での pF 試験 現地でのテンショメーターの利用 液状のものについては回転粘度計など 	<ul style="list-style-type: none"> 乱さない試料での体積、質量、含水量、固相の比重が必要
判定事項		<ul style="list-style-type: none"> 大凡の地盤の強さ、安定性 土質安定処理の適合性の予備的判定 かくはん・混合を原理とした土質安定処理の適合性 	<ul style="list-style-type: none"> 土の脱水性、土中水の置換性 他の土の力学試験と同等の利用 	<ul style="list-style-type: none"> 定性的なグルーピング
利用の可能性		<ul style="list-style-type: none"> 噴射かくはん注入工法、深層混合工法などの判定に利用 	<ul style="list-style-type: none"> 脱水系土質安定処理の判定 浸透注入工法の固化剤の浸透性 	<ul style="list-style-type: none"> 土質安定処理効果の視覚化 品質表示

現時点における3種の土の状態表示の土質安定のための有機的な利用方法を提案すると、以下である。

〔第1ステップ〕

(条件) 土質や地盤の情報としては貫入試験結果と乱した土試料の物理試験結果程度である。

(利用する区分表示方法)

コンシステンシー指数による状態区分を行い土質安定処理方法の大凡の選定を行う。

〔第2ステップ〕

(条件) 乱さない土試料採取とそれに伴う各種土の力学試験結果, pF測定結果の入手が可能である。

(利用する区分表示方法)

前のステップで一応選定した土質安定処理の可能性をpF概念も含めて検討する。

〔第3ステップ〕

(条件) 各種検討の終了, または施工中や施工後。

(利用する区分表示方法)

各種検討結果を面積座標上にプロットし, 第三者に一見で判定できるようにする。

コンシステンシー指数表示も有効な場合がある。

図3-39は図3-35, 3-36, 3-37を参考に土の状態と各表示値および適合土質安定処理

を示したものである。

しかしこの図は土質安

定処理の限界を示して

いるものではなく, 施

工能率や経済性, 改良

の程度の要求などが総

合されたものとみなせ

よう。図中の実線は適

合のよいもの, 破線は

施工可能性はあるが検

討を要するところと解

釈している。この図の

利用によりあらかじめ

土質安定処理を選定す

るならば, 次段階の土

質調査の計画・運用がよ

り効率的なものとなる。

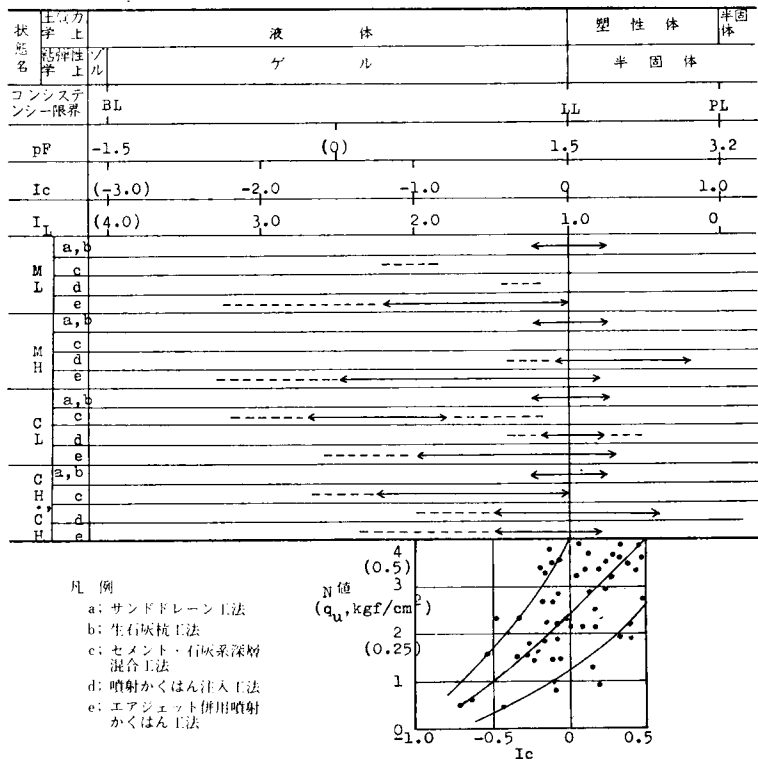


図3-39 土の状態と表示値, および土質安定処理との相関

3.6 結 論

本章は第2章で考察した従来の土質工学上の土の分類方法が土質安定処理工法選定に不十分であることを補うものとして土の状態区分の必要性をかんがみて、具体的な土の状態区分やその表示方法を示し、利用方法を提案したものである。

第1節では土の状態区分の対象とするところを明らかにし、土の状態区分とその表示の目的・意義について述べた。そして土の状態表示に利用できる手法が土の構成三相体積率による表示・ pF による表示・コンシステンシー指数による表示の3方法が考えられることを述べた。

第2節では土の構成三相体積率を利用した表示について提案している。まず従来の質量をベースにした土の状態区分の不十分さを指摘し、体積率を用いることの利点を明らかにした。次いで体積率表示の諸方法について過去の報告例を参照・整理し、新たに面積座標系による表示方法を提案した。土の構成三相体積率を面積座標系で表示する方法の適用例を通じて、その有効性と利便性を証明した。

第3節では土壌学の分野で広く用いられている水分張力のエネルギー論に基づく pF 概念について考察し、土の状態区分への利用を検討した。ここにおいて負の pF 概念を導入することによって土の固一液系を懸濁液の状態から固体の状態まで1つのスケールで論ぜられうることを明らかにした。このことにより土質安定を考慮した場合、安定処理のメカニズムをエネルギー論で解明できる可能性について論議している。

第4節ではコンシステンシー指数や液性指数の概念と利用例、更にこれら指数と土の力学的性質の相関について考察した。従来の利用例では液性指数（相対含水比）が主として用いられる傾向にあるが、第3節での pF 表示と関連させる意味でコンシステンシー指数を用いることの利点を述べた。このコンシステンシー指数値の上の状態区分への可能性を考察し、利用例として $N \sim I_c$ 関係図を新たに作成し、過去の土質安定処理工法を必要とした地盤の I_c と土の分類名とを関連させることにより土質安定工法選定の指針に成り得ることを示した。

第5節では第2節・第3節・第4節で考察・提案した各種土の状態区分表示法を有機的に結びつける試みを行い、各表示法の特徴を明らかにした。次に土質安定処理を対象とした場合の各表示法の利用方法を提案した。すなわちコンシステンシー指数表示は土質の1次情報としての価値を持ち、 pF 表示は他の土の力学的性質と同等で特に土質安定処理機構の検討に、面積座標系表示は結果の定性的説明の視覚化に有効であることを論じた。

以上の考察・提案を経て第2章で指摘した粒度やコンシステンシーに基づく土の分類と分類表の土質安定処理への利用上の不備が土の状態区分によって補えることを明らかにした。次の第4章では土の状態とその工学的性質の関連について検討する。

参 考 文 献

- 1) Hilf, J. W. (1975) ; Compacted Fill ; Winterkorn, H. F. & Fang, H (editors) ; Foundation Engineering Handbook, pp244~311 ; New York, Van Nostrand Reinhold Company.
- 2) Kézdi, A. (1974) ; Handbook of Soil Mechanics ; Volume 1, Soil Physics, (English Version) ; Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Company.
- 3) ditto (1980) ; ditto ; Volume 2, Soil Testing ; ditto.
- 4) 久野悟郎 (1963) ; 土の締固め — 主として道路土工に関連して ; 東京、技報堂.
- 5) 参考文献 1) の p 248.
- 6) 参考文献 2) の pp 45~53.
- 7) 参考文献 2) の p 180.
- 8) 参考文献 2) の p 202.
- 9) 参考文献 2) の p 244.
- 10) 参考文献 3) の p 84.
- 11) 参考文献 3) の p 138.
- 12) Egri, G. (1978) ; ハンガリーにおけるレスの特徴 ; 土と基礎, 26-11, pp 29 ~ 34.
- 13) 参考文献 4) の p 49.
- 14) 参考文献 4) の pp 72~73.
- 15) 参考文献 4) の p 99.
- 16) 参考文献 4) の pp 201~203.
- 17) 例えば, 土壤物理性測定法委員会編 (1972) ; 土壤物理性測定法 ; 東京、養賢堂.
- 18) 参考文献 17) の pp 26~29.
- 19) 中澤重一, 大北康治, 山本俊夫 (1977) ; 土の相の体積率表示の意義とその利用 ; 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, pp 107~108.
- 20) 中澤重一, 新田喜宣, 大北康治, 柚木孝治 (1979) ; 高含水量粘性土利用の盛土品質管理例について ; 第 14 回土質工学研究発表会昭和 54 年度発表講演集, pp 1609~1612.
- 21) 赤井浩一 (1969) ; 浸透に関する事象 ; 最上武雄編著 ; 土質力学 ; 東京、技報堂, p 106.
- 22) 松尾新一郎, 佐々木伸 (1964) ; 土の不飽和浸透に関する研究 ; 土木学会昭和 39 年度関西支部年次学術講演会講演概要, pp 103~104.
- 23) 岩田進午 (1961) ; 土壌水のエネルギー概念について ; 日本土壤肥科学雑誌, 32-11, pp 572~580.

- 24) Buckingham, E. (1907); Studies on the Movement of Soil Moisture; U. S. Dept. Agr. Bur. of Soils, Bull. 38, pp.1~61.
- 25) Gardner, W. (1922); The Capillary Potential and its Relation to Irrigation Practice; Phys. Rev. Ser. 2, 20, p196.
- 26) Schofield, R. K. (1935); The pF of the Water in Soil; 3rd. Int. Cong. Soil Sci., Oxford, Vol. 2, pp37~48.
- 27) Kohnke, H. (1946); The Practical Use of the Energy Concept of Soil Moisture; Soil Sci. Soc. Am. Proc., 11, pp64~66.
- 28) Edlefsen, N. E. and Anderson, B. C. (1943); Thermodynamics of Soil Moisture; Univ. of California, Agricultural Experiment Station, Hilgardia 15-2, pp 31~298.
- 29) 岩田進午 (1969); 土中水の熱力学的考察; 土と基礎, 17-3, pp54~55.
- 30) 岩田進午, 古賀潔 (1974); 粘性土の土壤物理学的把握——土壌水のエネルギー概念を中心として; 土と基礎, 22-9, pp11~17.
- 31) Cronney, D. and Coleman, J.D. (1953); Soil Moisture Suction Properties and Their Bearing on the Moisture Distribution in Soils; Proc. 3rd. Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, pp13~18.
- 32) 植下協 (1960); 舗装路床土下の一つの新しい含水状態推定法について; 土木学会論文集, No. 70, pp26~31.
- 33) Aitchison, G. D. and Woodburn, J. A. (1969); Soil Suction in Foundation Design; Proc. 7th. Int. Conf. on SMFE., Vol. 2, pp1~8.
- 34) 竹中肇 (1973); 火山灰に由来する有機質土の土壤工学的検討; 土と基礎, 21-2, pp13~19.
- 35) 下田正雄, 松好成一, 高橋秀雄 (1969); 生石灰処理土中の水の挙動; 土と基礎, 17-7, pp27~32.
- 36) 喜田大三, 炭田光輝, 久保博 (1977); 汚泥の固化処理に関する研究 (第3報)——セメント固化強度と水セメント比との関係への pF 水分の適用; 大林組技術研究所報, No.14, pp 104~108.
- 37) 須藤清次, 東山勇, 山崎不二夫 (1965); 土のレオロジカルな構造; 土と基礎, 13-9, pp 29~37.
- 38) 須藤清次, 安富六郎 (1965); 土壌コロイドの粘弾性——土のレオロジー構造(I); 農業土木学会論文集 14, pp16~20.

- 39) 須藤清次, 東山勇, 山崎不二夫(1965); 固い土の力学的性質 —土のレオロジー的構造(Ⅲ); 農業土木学会論文集14, pp21~26.
- 40) 東山勇, 須藤清次(1965); 土の力学的転移点 —土のレオロジー的構造(Ⅲ); 農業土木学会論文集14, pp27~31.
- 41) 須藤清次, 安富六郎, 山崎不二夫(1968); 土の力学的性質および状態量について; 材料, Vol. 17, No.175, pp3~6.
- 42) 大崎順彦(1961); 基礎構造; 東京, コロナ社, p90.
- 43) Bjerrum, L.(1954); Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays; Geotechnique, 4-2, pp49~69.
- 44) 佐々木伸(1975); 中立応力低下による圧密促進に関する研究; 京都大学学位請求論文.
- 45) 三笠正人(1964); 土の工学的性質の分類表とその意義; 土と基礎, 12-4, pp17~24.
- 46) 三笠正人, 木下哲生(1966); 土質調査結果の表示法について; 第11回土質工学シンポジウム —土質試験結果の解釈と利用, 昭和41年度発表論文集, 土質工学会, pp7~11.
- 47) 三笠正人(1967); 粘性土の状態図について; 土木学会第22回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp60-1~60-4.
- 48) Skempton, A.W.(1953); The Colloidal "Activity" of Clays; Proc. 3rd. Int. Conf. on S M F E., Vol.1.
- 49) 土質工学会編(1979); 土質試験法(第2回改訂版); 土質工学会, p491.
- 50) 中沢重一(1981); 粘性土の状態区分に関する考察 —地盤改良処理選定を目的として; 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp722~723.

4. 土の分類・区分とその工学的特性

4.1 土の分類と状態区分による分類表

第3章において粘性土の分類名および状態量による区分と土質安定処理工法の相関例を示し、この考え方が土質安定処理手法選定の1つの指標となることを論述した。

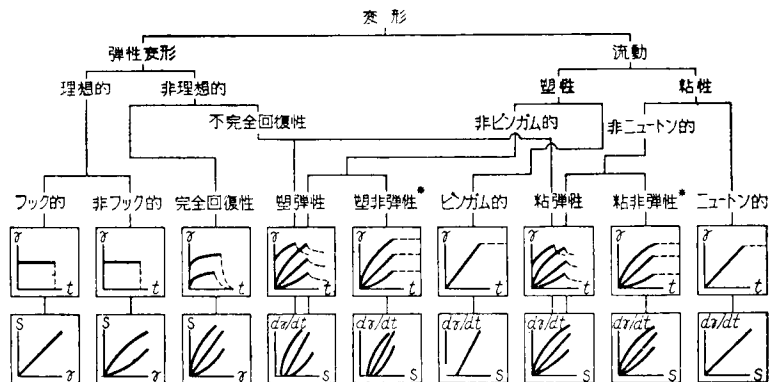
表4-1¹⁾は粉体工学において、造粒を考えた場合の固-液混合系の状態による充てん様式と充てん様式に対応する現象・挙動・特性・操作を表示されたものである。表中液化限界という用語は土質工学における液性限界と同義である。液相の増加に従って流動学的挙動が異なることが明らかであろう。状態名はA～Eまでとし、その臨界点をC-1～C-5までとしている。C-1は粒子間に不連続で存在していた液相が連続構造になる点、C-2は気相が不連続になって気泡群として閉じこめられる点、C-3（これは塑性限界に相当）は気相の気泡群がな

くなって水膜が発生し始める点、C-4（液性限界に相当）は自由水が連続構造に変化する点であるとしている。

液相の変化によって流動学的挙動に変化が生じるが、この流動学的挙動の変化を応力-ひずみ-時間の関係で分類されたものに図4-1²⁾がある。松井(1975)³⁾は本図を用いて粘土・水系（ここでいう固-液系）が広範なコンシステンシー状態において種々の流動現象を示すので、この

表4-1 粉体工学における固-液混合系の区分と利用¹⁾

水分%	水分%		→ 水分増加			水分 100%	
粒空気・水・状態	状態						
	状態	A	B	C	D	E	
充てん様式	固体	粒子	連続	連続	連続	不連続	不連続
	液体	水	不連続	連続	連続	連続	連続
	気体	空気	連続	連続	不連続	0	0
	充てん域	懸垂域	懸垂域 F-1 F-2		キャピラリー域	スラリー域	
各領域とその臨界点	C-1 C-2(臨界点) C-3(飽和点) C-3(練土の臨界点) C-4 (塑性限界) (液化限界)						
	圧縮範囲		半乾圧(半湿圧)領域		圧縮範囲	流動領域	
練土の呼称(粘土工業)	混合物			杯土		泥漿	
	混合物			硬泥、軟泥 Pugg.R, Auger.R.		泥漿	
一般粉体を対象とする呼称(粘土工業以外)	混合物			状泥の可塑性		スラリー	
	混合物			粘土以外の粉体の時は可塑性と呼ぶ		スラリー	
成形法の区別	乾式成形		半乾式(半湿式)成形	湿式成形			
	Pugg.成形		Auger.成形	Pugg.成形		圓形鑄造 流動鑄造	
脱気操作			脱気圧縮	真空土練範囲		泥漿脱気範囲	
	造粒法との連		圧縮成形造粒法(機械的方法)	押出造粒法 流動造粒法		噴射造粒法 噴霧造粒法 噴霧造粒法	
流動学的挙動	弾性的		弾性的 ← 塑性		擬塑性	粘弾性的 ニュートン流体	



1. γ =ひずみ, S =応力, t =時間, $d\gamma/dt$ =ひずみ速度である。
2. 実線の曲線は応力が作用しているときの变形を表わす。
3. 破線の曲線は応力を除去した後の变形を表わす。
4. 図に2本以上の曲線があるのは、その中のいずれかの型の挙動が現われることを示す。
5. *印をつけてある場合には、 $\gamma-t$ 曲線あるいは $d\gamma/dt-S$ 曲線のいずれか一方は直線であってもよいが、両方が直線になってはならない。両方が直線になる場合には、挙動はビンガムのあるいはニュートン的になって、別に分類されるからである。
6. 上段の図はすべて一定応力の下における变形と時間との関係を示し、下段の図はすべて任意の時間における γ あるいは $d\gamma/dt$ と S との関係を示している。

図4-1 物質のレオロジー的性質の分類²⁾

広範きゆえに1つの力学モデルで統一された概念は得られないだろうとして、粘土・水系が数個の力学モデルで表現されなければならないだろうとしている。

したがって力学的にも数個のモデルによらなければならないものである固-液系の土に対する働きかけである土質安定は固-液系の状態によって適切なものが存在するということになる。

以上の事実を踏まえ、土工・土質安定処理には、土の状態区分を考慮した分類表が必要となることは明らかであろう。

表4-2は、表4-1、図4-1、更に図3-27、3-28、3-36、3-37を参考にしてとりまとめた土の分類と状態区分による分類表である。表示を液相の多い方を左にとり、例えば表4-1と逆にしたことは、下欄に示したpF値やIc値が負の値をとることに対応させたことになっている。状態区分は液性体、粘性体、塑性体、半固体、固体の5区分としたが、従来土質工学的に液性限界以上の液相を持つものを液体としていたものに対して須藤ら(第3章参照)の研究成果に準じてBLを区分点とし、BL以上の液相を持つものを液性体、BLからLLまでの状態のものを粘性体とした。液性体と同義のものはゾルであり、サスペンション(懸濁液)である。粘性体は須

藤らの定義したゲルに相当さ

せた。また液性体と粘性体を

包含してスラリーと呼ぶこと

もできる。LLからPLまで

の塑性体はペーストという語

でおきかえることもできる。

PLからSLまでの半固体は

乾燥による体積収縮のあるも

のと概念的に考えている。

SL以上の液相の少ないもの

は乾燥による体積収縮は発生

せず、力学的にもフック体と

みなせるものを想定している。

土の分類名RやG、Sで表

わされる粗粒土の1部は本来

可塑性を示さないが、かくは

ん力などの作用下で多量の液

相中では液性体の性質を示す

ので液性体の状態の区分は可

能である。この状態にある粗

粒土の液性体はかくはん力な

どが失われた時点で直ちに沈

降するのでその状態の変化は半固体となる。したがって表中でも明らかなように粘性体・塑性体の

状態は想定していない。また状態区分の指標として示している pF 値、Ic 値、IL 値などは利用

できない。なんとならば BL に相当するものが液性体と半固体の区分点となり、その pF 値は零と

いうことになろう。

細粒土 F については第 3 章においてふれたように本表の各状態が存在することは明らかであり、

またその状態区分のための各指標値は有用である。

表 4-2 土の状態区分表

状態名 土の名称と特性値	液性体	粘性体	塑性体	半固体	固体
R					
G	G				
	GF				
S	S				
	SF				
M	ML				
	MH				
C	CL				
	CH				
O	OL				
	OH				
	OV				
V	VH ₁				
	VH ₂				
Pt	Pt				
	Mk				
コンシステンシー限界	BL	LL	PL	SL	
pF 値	-1.5	1.5	3.2	4.15	
Ic 値	(-3.0)	0	1.0		
IL 値	(4.0)	1.0	0		
土質工学上の名称	液性体		塑性体	半固体	固体
粘弾性挙動上の名称	ゾル	ゲル	半固体		固体
粉体工学上の名称	スラリー		可塑性又はペースト	混合物	

4.2 土の状態と工学的性質

4.2.1 液性体の状態土

液性体の状態にある土とは 4.1 で述べたようにサスペンションの形態をとっていることを想定し

ている。

人為的にこの状態土を土工に利用している場合は粗粒土においてはスラリー輸送中の状態であり、細粒土においては掘削用安定液や注入用粘土泥水などであり、また土工事などに伴って発生する泥濁水もこの例である。

自然状態では海底や河底の沈降・堆積以前の浮遊状態などが想定される。また粗粒土が地震時に生じる液状化現象のある時間帯も液性体の状態土といえるであろう。

この状態の土は土質構造的な観点での強さや圧縮性という性質は持っていないと判断してもよいであろう。工学的性質で対象となるものは粘性や固相の沈降速度などである。

須藤・安富(1965)⁴⁾の研究を引用すると、図3-28にも示してあるように、サスペンションの力学モデルはニュートン体で表わされ、一般に粘性率 η は応力 P_t の関数となり($P_t = \eta \dot{\epsilon}$; $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度)、 η は分散質の濃度 ϕ に関係し濃度の低い時は $\eta = 2.5 \phi$ 、大きい時は $\eta = 2.5 \phi + 1.41 \phi^2$ で表現されている。

また液相中を球体が沈降する場合を例にとって球体の粒径と沈降速度を示したものが図4-2⁵⁾

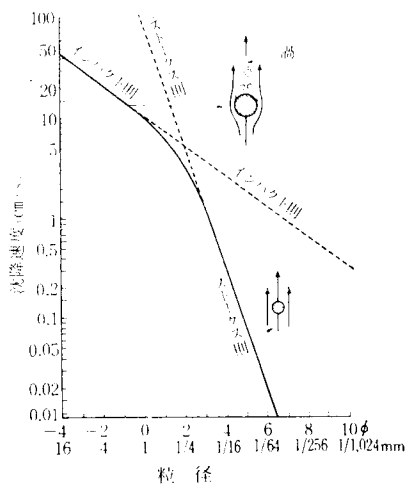


図4-2 堆積物の水中における沈降速度⁵⁾

である。すなわち球体が小さい場合には流体から受ける抵抗はその粘性のみによる抵抗で、沈降速度はStokesの法則に従う。他方、球体が十分大きい場合には球体の後背に渦を生じることによって圧力差抵抗がその抵抗の主体となり粘性抵抗は無視できる。この場合の沈降速度はImpact則によって規制されるという

ことを示されたものである。図4-3⁶⁾は水底に堆積している堆積物(石英粒や長石粒を例にとって)が流れの速さによって堆積する粒子と運搬される粒子、動きはじめる流速(初動速度)などを粒子径と平均流速の関

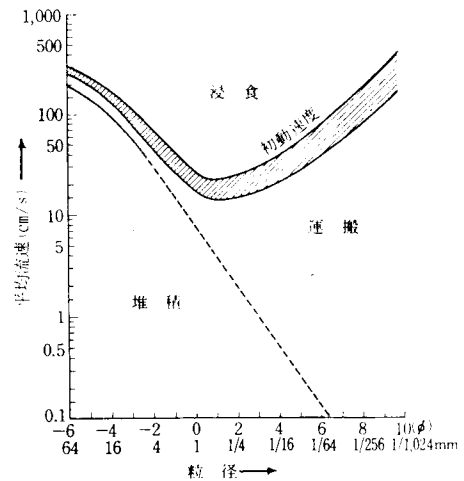


図4-3 堆積物の水中における初動速度⁶⁾

係で示されたものである。このことは礫は水流中で動きにくく沈降しやすく、また砂は動きやすく沈降しやすく、細粒のものは動きにくい沈降もしにくく一度移動がはじまると長時間液相中に懸濁した状態になることが読みとれる。これらのことは4.1で示した分類表の状態図の作成論拠と一致している。

4.2.2 粘性体の状態土

粘性体の状態土はBLよりLLまでの含水量を持つものを想定している。レオロジー的には図3-28に示されるようにフォークト体となる。

1973~1977年に土質工学会に超軟弱地盤研究委員会が設置されたが、その超軟弱地盤の「超」という言葉の意味について暫定的に次のように設定された。^{7), 8)}

- (1) 砂地盤においては間隙比 e が2.0以上のもの。
- (2) 粘土地盤においては自然含水比 w が液性限界をこえているもの。

粘性体の状態土はBL以下でこの範ちゅうに入るものを考えている。

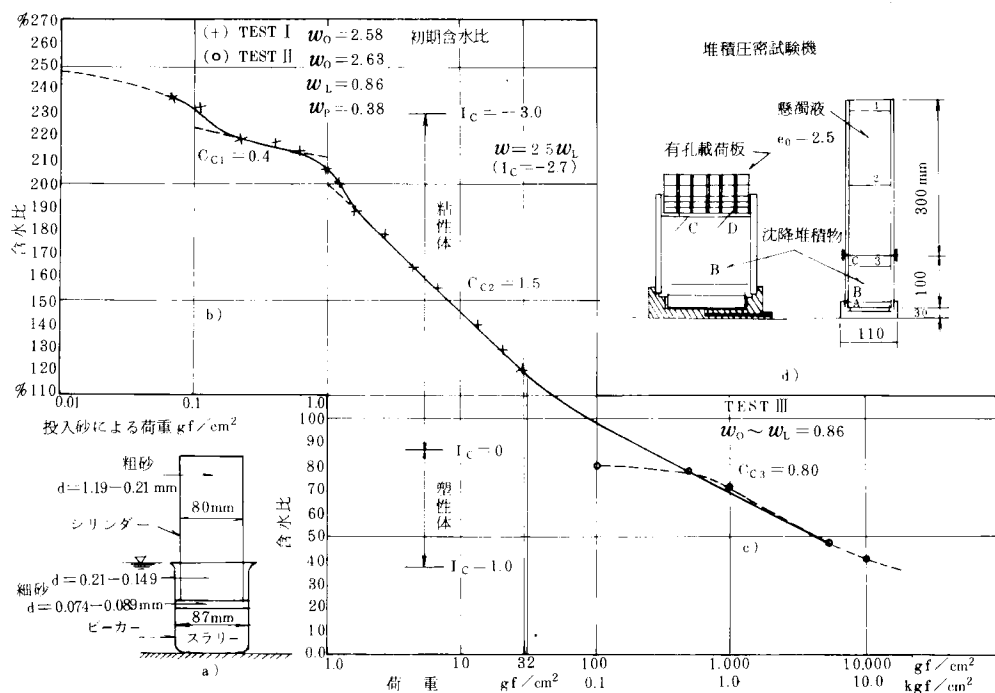


図4-4 液性体～塑性体の圧密曲線⁹⁾
(含水比～荷重曲線)

図4-4はPeynircioglu(1973)⁹⁾がシルト質粘土 ($w_L = 86\%$, $w_P = 38\%$) を用いて

懸濁液から塑性体までの一連の圧密試験をした結果である。図は含水比 w と載荷重 p の関係で表わされているが、圧縮性に3段階が認められる。第1段階は $p < 1 \text{ gf/cm}^2$, $w > 2.5 w_L$ の範囲で圧縮係数 C_c には一定の傾向が認められない。 $2.5 w_L$ はこの場合、 $I_c = -2.7$ となりほぼ液性体の状態土といえる。この状態での土粒子の配列は不定で互に接触していないが、終期には粒子のエッジと面の接触 (edge-to-face contact) が生じ綿毛構造化が生じているとしている。第2段階は $w_L < w < 2.5 w_L$ の範囲で荷重の小さい間は $C_c = 0.4$, 大きくなるにつれて $C_c = 1.5$ と一定となっている。このことは土粒子の配列が初期には載荷方向に垂直や傾斜していたものが、徐々に水平になるためであろうとしている。前述の状態区分において、 $I_c = -3.0 \sim I_c = 0$ までを粘性体としたが、ここでは $I_c = -2.7$ と若干差はあるがほぼ粘性体の土の圧縮性状を示しているといえる。第3段階は $w < w_L$ の範囲で $C_c \cong 0.8$ を示している。この部分では二重層水の距離の減少により剛性が増加するためと推定している。これは状態区分の塑性体の圧縮性に相当している。含水比 w が w_L ($I_c = 0$) の所で C_c が異なるという事実は嘉門 (1979)¹⁰⁾ によっても指摘されている。この場合は粘性体における $C_c = 1.55$, 塑性体における $C_c = 0.79$ と報告されている (供試土は $w_L = 120.6\%$, $w_p = 36.9\%$ と $w_L = 129.5\%$, $w_p = 40.2\%$ の2種類)。

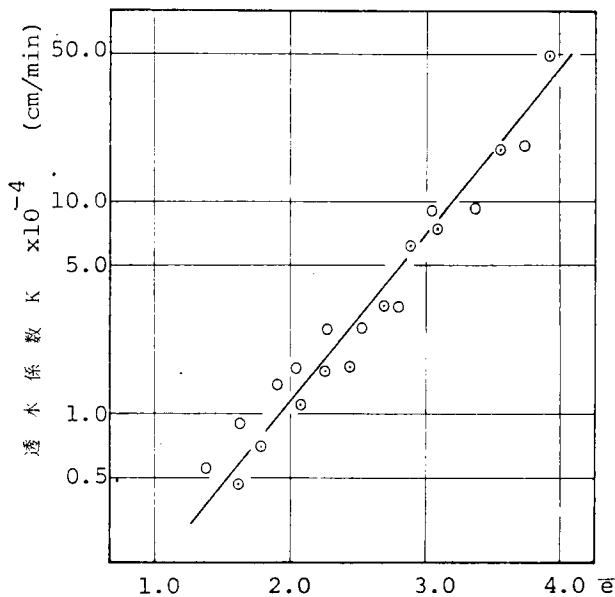


図4-5 粘性状態土の透水係数測定例¹¹⁾

図4-5¹¹⁾は嘉門が上述の実験結果より得た透水係数 k と平均空隙比 \bar{e} との関係をプロットしたものであるが、 $I_c = 0$ がこの場合 $e = 3.1$ になるとしているので $e > 3.1$ の部分は粘性体の状態土の透水係数、 $e < 3.1$ は塑性体の状態土の透水係数ということになる。粘性体の状態土は塑性体のそれより大きい透水係数を示し、この場合はオーダーで 10^{-3} cm/s の値を示し塑性体のそれより1オーダー大きくなっている。

図4-6¹²⁾は同じく粘性体の状態土 ($I_c = -1.29 \sim -1.39$) の堆積経過日数とベンゼン断試験結果であるが、堆積後100日程度で堆積時の5倍程度の強さを示すが、それ以後の増大は認められていない。この間の含水量変化が生じないように養生されているので、圧密・脱水などの過程を

験結果であるが、堆積後100日程度で堆積時の5倍程度の強さを示すが、それ以後の増大は認められていない。この間の含水量変化が生じないように養生されているので、圧密・脱水などの過程を

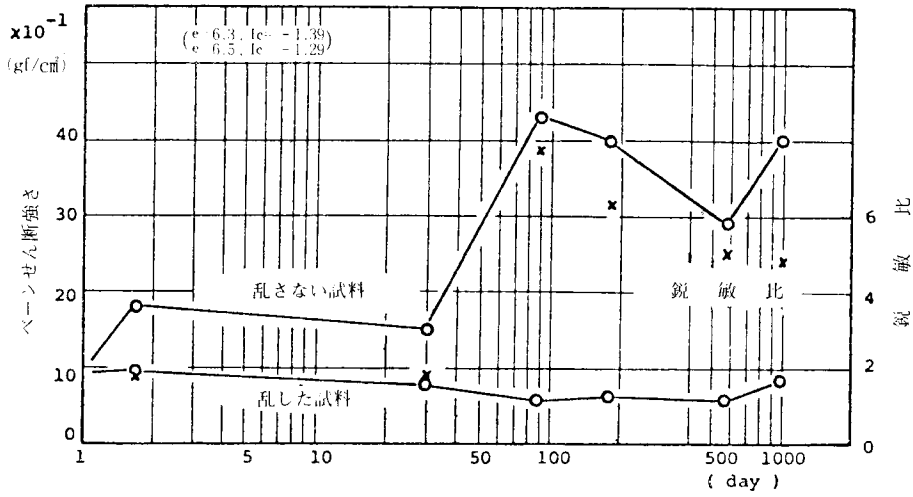


図4-6 粘性状態土のせん断強さ測定例¹²⁾

経ない粘性体状態土は長期にわたって軟弱な状態におかれるということが指摘されている。

また松井(1977)¹³⁾は $I_L > 1.0$ ($I_c < 0$) の4種類の土についてベークせん断降伏応力 τ_y と種々の含水量との関係を求めている。図4-7はその結果を示したもので、図4-7(a)は τ_y と

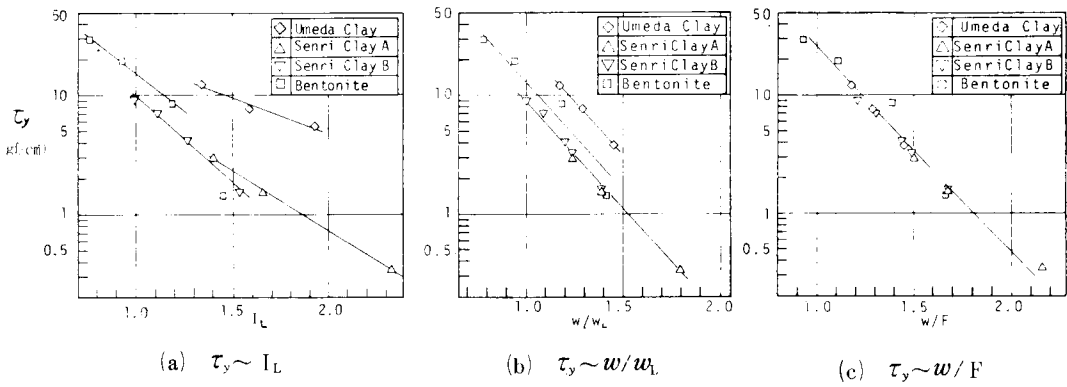


図4-7 粘性状態土のせん断強さと含水量¹³⁾

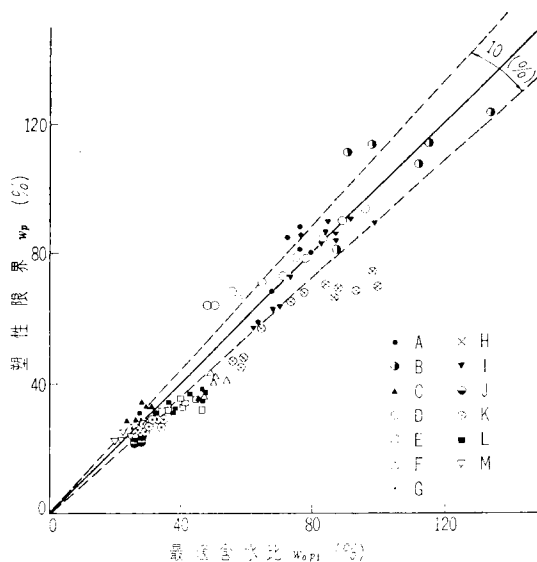
I_L , 図4-7(b)は τ_y と w/w_L (w ; せん断試験時の含水比), 図4-7(c)は τ_y と w/F (F ; ファイネナンバー, せん断強度が約 20 gf/cm^2 の時の含水比)である。いずれも w の増加と共に τ_y が片対数紙上で直線的に低下していることが認められる。

4.2.3 塑性体・半固体・固体の状態土

塑性体はLL～PLまでの含水状態にある土、半固体はPL～SLまでの含水状態にある土、固体はSL以下の含水状態にある土を想定している。須藤らのレオロジー的状态区分ではLL以下の含水状態にある土を半固体としてバークス体でモデル化しているが、土工を考えた場合PLの値は大きな意味を持っているので、PLの点を1つの区分点とした。すなわち箭内・風間(1970)¹⁴⁾、三木・斉藤(1976)¹⁵⁾などによっても指摘されているように土の締固め時の最適含水比はほぼPLに等しいという事実がある。図4-8は種々の土の最適含水比と塑性限界の関係を箭内・風間によって示されたものである。したがって土工作業を考えた場合を想定してPLを状態区分点として用いることにした。

この状態における土は固一液系の液相に観点を置いての一律な工学的性質を論ずることは、現段階では困難であると考えている。なんととなれば、土の種類、土の構造、堆積環境、更に飽和度などによって大巾に工学的性質が変動している。特に透水性や圧縮性に関してはこの傾向が強くみられる。他方第3章においても考察したように本論文の主たる目的である土質安定の対象となることも少ない(礫質や砂質地盤の止水を目的とした場合は例外であるが)。

工学的性質の中で力学的性質の1要素である土の内部摩擦角 ϕ とPI、 I_c の関係を、 $I_c = 0 \sim 1.3$ までについて相関性を求めた例があるので引用する。図4-9はBlack(1962)¹⁶⁾がGibson(1953)¹⁷⁾、Bjerrum(1954)¹⁸⁾のデータを参考にして作成したPIと ϕ_r (Gib-



凡例

試料記号	採取地	特徴	比重	自然含水比 (%)	均等係数	三角座標分類
A	山梨県御坂峠	ローム	2.64	93.7	16	砂質ローム
B	蕪崎市穂坂町	パーミス	2.65	185	--	シルト質ローム
C	山梨県三富村	マサ土	2.70	28.6	18	砂質ローム
D	茅野市槻の木	八ツ岳ローム	2.72	92.3	17	ローム
E	東京都五反田	黒色の粘性土	2.71	71.3	4.4	シルト質ローム
F	東京都芝白金	青色の貝泥り	2.68	78.2	3.0	"
G	"	カッ色の粘性土	2.68	48.5	15	ローム
H	枚方市高田	暗灰色	2.70	28.1	11	シルト質ローム
I	山梨県長坂町	八ツ岳ローム	2.74	104	32	ローム
J	名古屋市鳴海町	カオリン	2.66	16.0	--	粘土
K	山梨県上野原町	関東ローム	2.80	127	--	"
L	甲府市愛宕山	粘性の強い粘土	2.77	44.7	--	"
M	出雲市	海底土	2.66	44.4	36	砂質ローム

図4-8 締固め最適含水比と塑性限界¹⁴⁾

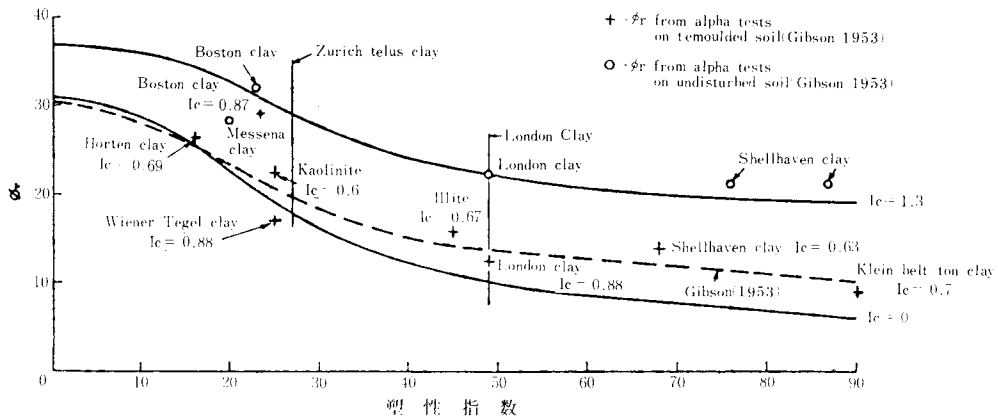


図4-9 塑性指数，コンシステンシー指数と土の摩擦角の相関¹⁶⁾

sonのいう真の摩擦角)とIcの関係を示したものである。Icが0~1.3までの間の例を示しているが、この場合SLが126程度とされているので、ほぼ塑性体~半固体の力学的性質の1つを示したものと考えてよい。同じPIを持つ土に関して考えるとIcが大きい程φrが大きくなっていることが明らかであり、またPIの小さい土ほどφrが大きくなっていることがうかがえる。したがって前述のように塑性体の1部、半固体、固体の状態土は特殊な場合を除いて土質安定の対象となることは少ないが、Icによって力学的性質がある程度把握しえるといえる。図4-10は同じくBlack

によって示された乱されないBr-
itish Clayについて求められたIcとPIとpFの関係であるが、IcとpFの間に一連の関係が、塑性体~半固体の土にも認められ、第3章で述べた状態区分にIcとpFを用いることの妥当性が間接的に示されたデータといえる。

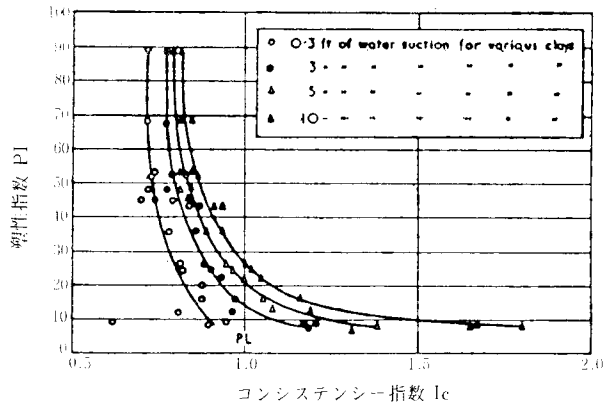


図4-10 Ic, PIとpFの相関¹⁶⁾

4.3 土の状態の人為的

調整と土質安定

4.3.1 土の状態と土工

「土工」とは従来、土に関する掘削、積込み、運搬、盛土、捨土などの作業を総称していた。し

かし作業工種や建設技術の多様化に伴ってその意味する内容も広がって来ている。例えば Sowers and Sowers (1970) の著書は 11 章からなっており、その中の 1 章に Earth Construction (土工) の章を設け、その内容は Excavation (掘削), Placement (土の敷均し), Compaction (締固め), Hydraulic Fill (水締め盛土), Soil Stabilization (土質安定・地盤改良), Grouting (注入), Subgrades and Pavement (路盤と舗装) となっている。

そこで「土工」を広義にとらえることを試みてみると、地盤や土に関する建設行為すべてを指すということができ、その具体的内容は基礎構築であり、土構造物や岩盤構造物構築であり、更に防災・災害復旧であるといえるだろう。これらを表示したものが表 4-3 である。²⁰⁾

次のこの土工と土の状態の相関性を考察し、土質安定との関連を把握する。

(1) 液性体の状態土と土工

液性体の状態土を材料として積極的に土工へ利用している例は連続地下壁構築時の掘削溝安定のための泥水安定液であろう。また泥水加圧式シールドトンネル掘削のための泥水もこの例である。特に後者では掘削土砂の搬出のためにこの泥水を用いてスラリー輸送を行っている。これらの場合、本来の目的を達した後に液性体の状態を維持したままでは、処理・処分・投棄などを考えると、何らかの形で固液分離を行うことが望ましい。この固液分離の技術が土質安定に結びついている。ポンプ浚渫による埋立地造成などもこの関連である。これらの固液分離については第 5 章において述べる。

水締め盛土 (Hydraulic Fill), または水締め工法は水流式水締め工と沈殿式水締め工とに分けられる。²¹⁾ 前者は砂質材料土に高速度水流を作用させ砂質材料土を液性体化し、砂質材料土がある範囲の含水量で持つ見かけの粘着力を除去し、より高い密度の地盤を得ようとするものである。後者はポンプ浚渫による埋立地造成と類似するところもあるが、材料土の掘削箇所において均等なスラリー (液性体) が発達するまで水を加え、このスラリーをパイプ流送し所定の位置で固液分離し、盛土や裏込めを行おうとするものである。これなども液性体状態土の土工への積極的な利用例である。

(2) 粘性体の状態土と土工

粘性体の状態土に人為的に調整して土工に利用しようという例はあまりない。むしろほとんどが自然の堆積土として存在することが多く、この状態の土は 4.2.2 でも考察したように力学的強さが低く、圧縮性が大きい。したがって本論文の主題である土質安定の主たる対象となるといえる。これらについては第 5 章、第 6 章で論及するので、ここでは省略する。

(3) 塑性体・半固体・固体の状態土と土工

この状態の土と土工の関連を考えてみると、我々が通常接する自然界の土の多くはこの状態 (特

に塑性体、半固体)にあるので、多種多様なかわりあいを持っている。特に盛土材としての利用は図4-8でも例示したように締固め最適含水比がPLにほぼ等しいことから、この状態土は土工材料としての代表的な例としてあげられる。この場合もし最適含水比で転圧を行っても十分な所定強さなどが得られない時、はじめて土質安定の対象となる。

塑性体状態土の一部(第3章参照, $I_c \leq 0.5$)は本論でとりあげている土質安定の対象となっている。しかし液相がそれ以下の固-液系状態土では積極的に液相を処理して土質安定を図ることより、例えば自然斜面の侵食防護のように与えられた固-液系への液相の増加を防止する方策などが土質安定の分野と関連している。

自然斜面や盛土斜面、切取斜面の液相増加からの防護には表4-3に示すように植生・吹付けなどの表層被覆が多用されている。中でも植生工は安価で施工速度が速く、施工しやすいという利点を持っている。地表面が植物で被覆されていると雨滴は植物体でうけ止められ(クッション作用)、更に根茎は土粒子を結束してその分散を抑制する。植生のない斜面に播種が行われるが、この場合種子吹付け後発芽成長するまで高分子系合成樹脂で種子固定と表面防護を行おうとする例(この場合アクリル酸エステルエマルジョンを使用)²²⁾もある。

粗粒な土粒子でなる地盤では粘性体の状態が存在せず液性体から塑性体・半固体となることは前述したが、粗粒地盤でルースな軟弱地盤とみなせるものに対する土質安定には振動力による高密度化が効果的であることは広く認められているが、例えば現行の工法ではサンドコンパクションバイル工法、パイプロフローテーション工法²³⁾、最近施工例の増加して来ている動圧密工法²⁴⁾などがあげられるであろう。これらは特に液相に観点を置いた土質安定とは直接結びつかないが、振動力などによって固相が充填された量だけ液相が分離されたとみなすこともできる。

4.3.2 土の状態の人為的調整

土の状態が液相によって区分できることは既に第3章で述べたが、液相の存在や増加は土の工学的特性に影響をあたえる。例えば、①液相の存在は土粒子間の引力を減少させる、②間隙水は作用応力を支えその結果土の挙動を支配する、などがあげられよう。

表4-4は掘松(1972)²⁵⁾によってまとめられた土構造物の弱点と土の性質の相関を引用したものであるが、土を固-液系でとらえると液相の存在が如何に土構造物に影響を与えているかをうかがうことができる。

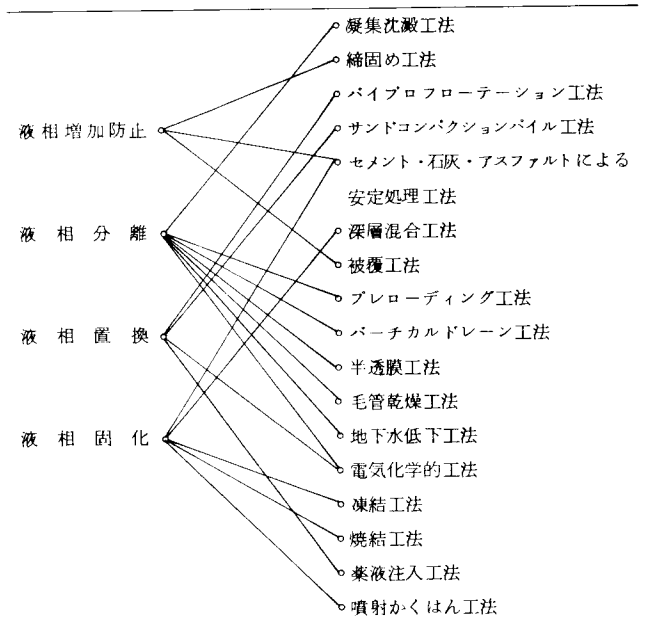
以上の観点に立脚して考察してみると、ある与えられた固-液系の土の液相を人為的に調節することは土の工学的性質を変化させることに大きな意味をもっているといえる。この液相の人為的調節、すなわち液相の処理は土の工学的性質を改善させることであると考えてよいだろう。いいかえれば液相を処理することによって土の工学的性質を改善することが主要な土質安定処理のための原

則であるということになる。

液相の処理には次の4つの方法が考えられる。①液相の増加を防ぐこと、②液相を分離・除去すること、③液相を他の材料で置換すること、④液相を固化すること、である。

表4-5は既存の土質安定工法（工法名については松尾新一郎編「土質安定工法便覧」日刊工業新聞・1972，および中堀和英編「地盤改良の調査・設計から施工まで」土質工学会・1978を参考にしている）の中で液相処理に関連のあるものを、その処理手段と工法の相関性で示したものである。液相の処理が如何に土質安定と結びついているかが明らかであろう。無論、液相処理が他の土質安定のための効果とも結びついて、はじめてその機能を発揮しうることは当然である。例えば液相の分離は

表4-5 土の液相処理と土質安定処理



圧密促進となり土の高密度化をもたらすとか、液相の置換や固化が土粒子の接着効果をも増加するなどの効果が複合された形で土質安定となるということである。

表4-6 土の分類・状態区分と液相処理型式

土の状態 土の分類 液相の処理	液性体		粘性体		塑性体		半固体		固体				
	F	G F S	G S	F	G F S	G S	F	G F S	G S	F	G F S	G S	
液相の増加防止							○	○	○	○	○	○	○
液相の分離	○	○	○	○	○		○	○	○				
液相の置換					○			○	○				
液相の固化	○			○	○		○	○					

表4-6は以上の考察を踏まえ、更に図3-36を参考に土の分類・状態と液相の処理型式の相関を示したものである。

これをもとに土質安定を液相の分離でとらえた研究成果を第5章で、液相の置換・固化でとらえた研究成果を第6章で論及する。

4.4 結 論

本章では土の分類・区分とその工学的特性の把握に努め、その工学的性質が液相処理という手段で変えうることを明らかにし、土質安定における液相処理の位置づけを行った。

第1節では第3章での土の状態区分に対する考察をもとに、土の分類と状態区分による分類表を作成した。土の分類は日本統一土質分類法に従がい、状態区分は液相の多い方から少ない方に液性体、粘性体、塑性体、半固体、固体とした。そしてこの分類表が土質安定処理手段と有機的に結びつく可能性を論じた。

第2節では第1節で区分した状態にある土の一般的な工学的性質について考察した。特に液性体・粘性体の力学的強さや圧縮性について詳細に示し、力学的強さが小さく、圧縮性が大きいこと由来して多くの場合土質安定処理の対象になることを明らかにした。

第3節では第2節での考察を踏まえ、各状態土の土工との関連の把握に努めた。まず「土工」を広義でとらえた場合の意義を示し、次いで液性体状態土の利用や土工における役割を考察し、土質安定処理の対象となる局面を具体例で示した。粘性体状態土では一見地盤のような様相をとるが、その工学的性質は不安定で、この場合ほとんどが土質安定処理の対象となることを論じた。

塑性体・半固体・固体の状態土は塑性体状態土の一部が土質安定の対象となるが、半固体・固体の状態土ではむしろ液相の増加防止といった方向での要求があることを具体例で示した。また粗粒土については粘性体の状態を経ず、塑性体・半固体となることが一般的であるから細粒土とは異った観点で土質安定ということを考える立場を明示した。

更に液相の存在が土の工学的性質に与える影響を踏まえ、土の状態を人為的に調節することが土質安定となることを示し、その調節には、①液相の増加防止、②液相の分離、③液相の置換、④液相の固化が考えられることを指摘し、土の分類・状態区分と液相の処理型式の相関表を提案した。

以上の結果に基づき、第5章では液相の分離が土質安定にはたす機能、第6章では液相の置換・固化の土質安定における機能を具体例を通じて考察するものである。

参 考 文 献

- 1) 久保輝一郎，神保元二，水渡英二，高橋浩，早川完八郎編（1979）；粉体——理論と応用（改訂二版）；東京，丸善，P566.
- 2) 例えば小野木重治（1957）；レオロジー要論；東京，棋書店，P14.
- 3) 松井保（1975）；粘土の流動機構に関する基礎的および応用的研究；大阪大学学位請求論文.
- 4) 須藤清次，安富六郎（1965）；土壌コロイドの粘弾性 — 土のレオロジー的構造（I）；農業土木学会論文集14，PP16～20.

- 5) 例えば奈須紀幸(1976); 海洋地質— 海洋学講座第5巻; 東京, 東京大学出版会, P28.
- 6) 参考文献5)のP29.
- 7) 松尾新一郎(1977); 超軟弱地盤研究委員会活動の総括と展望; 超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, PP1~6.
- 8) 嘉門雅史, 中沢重一(1977); 超軟弱地盤改良への二・三の試み; 超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, PP99~102.
- 9) Peynircioglu, A.H.(1973); Performance of Very Soft Muds under Very Light Loads and Consolidation of a Muddy Bottom under a Wide Sand Fill; Proc. of 8th Int. Conf. on SMFE, Vol.2-2, PP159~163.
- 10) 嘉門雅史(1979); 超軟弱粘土の工学的性質とその安定処理に関する研究; 京都大学学位請求論文, P35.
- 11) 参考文献10)のP36.
- 12) 参考文献10)のP37.
- 13) 松井保(1977); 超軟弱地盤の流動・変形機構; 超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, PP25~34.
- 14) 箭内寛治, 風間秀彦(1970); 土の締固めにおける水分の働きについて; 土と基礎, 18-5, PP21~28.
- 15) 三木五三郎, 齊藤孝夫(1976); 土の種類による締固め特性の変化; 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, 第3部, PP47~48.
- 16) Black, W. P. M.(1962); A Method of Estimating the California Bearing Ratio of Cohesive Soils from Plasticity Data; Geotechnique, Vol. 12, PP271~282.
- 17) Gibson, R. E.(1953); Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Friction in Clays; Proc. 3rd Int. Conf. of SMFE, Vol. 1, PP126~130.
- 18) Bjerrum, L.(1954); Theoretical and Experimental Investigation on the Shear Strength of Soils; Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon, No. 5. Oslo.
- 19) Sowers, G. B. and Sowers, G.F.(1970); Introductory Soil Mechanics and Foundations; New York, Macmillan Publishing.
- 20) 中沢重一(1981); 地盤改良工法の使用場所; 松尾新一郎編「特許よりみた地盤安定工法・基礎工法」の第4章, 東京, 鹿島出版会, pp 69~91.

- 21) 中沢重一(1972);水締め工法;松尾新一郎編「土質安定工法便覧」のⅡ編4章,東京,日刊工業新聞,PP77~80.
- 22) 川崎健次,中沢重一,榎本治泰(1971);高分子材料を用いた法面防護工法の研究;昭和46年度土木学会関西支部年次学術講演会,講演概要,PPⅢ-36-1~Ⅲ-36-4.
- 23) 中沢重一,藤崎忠俊(1972);パイプフローテーション工法;松尾新一郎編「土質安定工法便覧」のⅡ編7章,東京,日刊工業新聞,PP113~131.
- 24) 川崎健次,中沢重一(1977);土の動力学と基礎工学への応用—国際土質基礎工学会議の話題を拾う;基礎工,Vol.5, No.11, PP20~29.
- 25) 堀松和夫(1972);現場技術者のための土構造物;東京,理工図書,PP42~43.

5. 液相分離と土質安定

5.1 土質安定を目的とした液相分離

土を固一液系として取り扱うことの利点は前述したが、更に土質安定を考えた場合液相を対象にその処理とすると系統的に土質安定がとらえられることを第4章で述べた。本章は液相の分離を主にした土質安定について研究した結果に関するものである。

液相の分離、すなわち脱水とは「懸濁状態や充てん状態、堆積状態にある固一液系に重力、遠心力、通気、振動などの機械的操作力や電気浸透のような電気化学的操作力を作用させて、液相を分離・除去することである。ここでは固相粒子内に存在する液相の除去については対象としていない」ということになる。液相の分離に伴う固一液系の工学的性質の変化については次節5.2に詳述するが、一般に力学的性質が改良され、すなわち土の強度や耐久性が増大し、土の圧縮変形性が低下する。更に透水性の減少などの水理学的性質が変化する。また土質安定効果を一時的なものと恒久的なものに分けて考えると、液相分離に伴う効果はほとんど恒久的とみなしてもよい。

化学工業などの工業技術の面での固液分離（ろ過・沈降）の手段による分類を示すと表5-1¹⁾である。表5-1を参考にして特に土質安定を目的とした土木工事に必要とされる固液分離手段を分離によって生ずる現象に基づいて分類したものを表5-2に示す。これを第3章で述べた固一液系の各状態表示との関連でとりまとめると図5-1となる。

表5-1 工業的ろ過の分類¹⁾

機械的分離	沈 降	動力式	{ 干 渉 自 由
		遠心式	
		静電式	
	磁気式		
ろ 過	動力式	{ 水圧式 機械式	
	真空式		
	圧力式		
	遠心式		

表5-2 土木工事に必要とする固液分離

土木工事に必要とする固液分離	{	液性体よりの固液分離	—— 沈 降	{ 重 力 遠心力
		粘性体・塑性体・半固体よりの固液分離	—— 圧縮を伴う 脱水	{ 重 力 吸 引 圧 力 遠心力 通 電
		固体状よりの固液分離	—— 圧縮を伴わない脱水	{ 重 力 吸 引 遠心力 通 気 加 熱

土質安定を考えた場合懸濁液の状態から半固体の状態までの液相分離を対象とすることが多く、特に第4章で考察したように過去の実施例でも与えられた含水量がLL近傍のものを $pF = 3.0$ 程度に処理しようという要求が多い。すなわち固液分離の形態としては堆積状態の固一液系の圧縮を伴う液相処理といえる。

一般的に用いられている液相分離手段と土質安定工法〔工法名は松尾(1972)²⁾を参考にしている〕との相関を表5-3に示す。遠心力を利用した液相分離は手段・手法としては図5-1に示すように汎用に富むものであるが、土質安定のほとんどが自然地盤を対象としているので用いられることはない。この原理は材料土からの液相分離や泥濁水の脱水の脱水機などに多用されている。

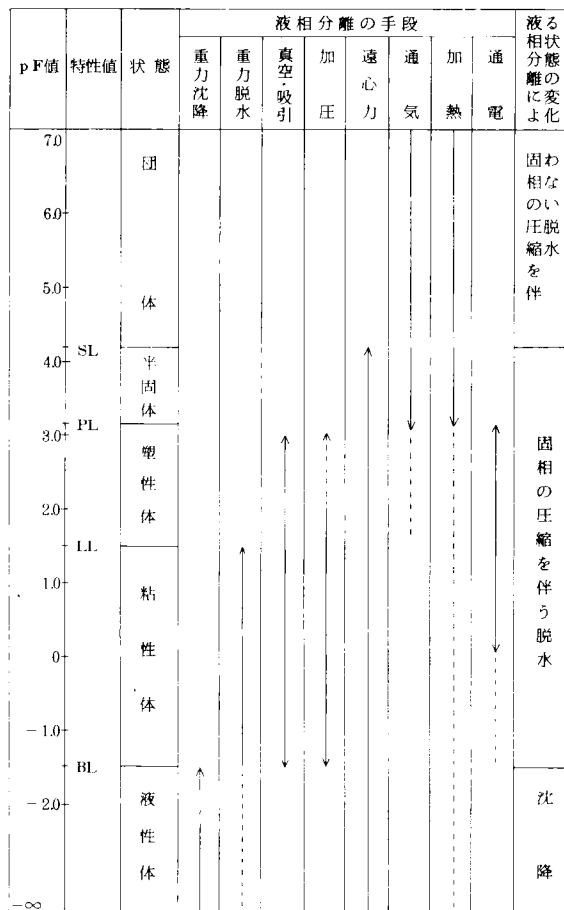
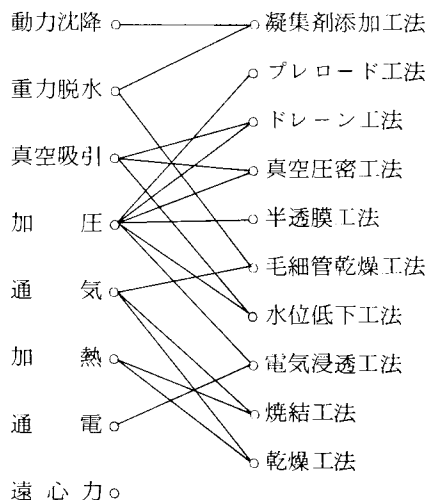


図5-1 土の状態と液相分離の手段

表5-3 液相分離手段と土質安定処理(手段)



本章では固一液系の液相分離のメカニズムとその利点を中心に、土の固一液系状態の広い範囲での要求を満たして実施されている泥濁水の処理(懸濁液から半固体まで)と、真空吸引と加圧を液相分離の手段としている真空圧密による土質安定についての研究成果を述べることによって液相分離の全容に対する得られた知見を示そうとするものである。すなわち前者では乱された系での液相分離、後者は自然地盤のような乱されない系での液相分離を代表させることにする。

本論に入る前に他の原理を利用した筆者の行った数例の土質安定を概述しておく。

(1) 凝集剤添加による埋立地の造成^{3), 4)}

重力沈降の促進手段として凝集剤の添加が行われているが、特に現在は後述する廃泥水処理に多く用いられている技術である。ここではスラリー輸送を伴う浚渫埋立地の造成に凝集剤を添加して固液分離を行った例を述べる。

懸濁液に無機質または有機質の凝集剤を添加すると重力沈降が促進され、固液分離が容易になることの原理を海浜などでの浚渫埋立による土地造成に利用し、土質安定を意図した結果によるものである。すなわち浚渫埋立用の土砂をスラリー状で管内を輸送するわけであるが、この送泥中に凝集剤を添加し、土地造成予定区域内で吐出された懸濁液からの固相部分を急速に堆積させようとするものである。このことによって埋立材料土の有効量を増加させ、かつ粗細土粒子の混合した均一な地盤（通常の多くの場合、粗粒子の堆積しがちな場所と細粒子の堆積しがちな場所とに分離し極端に不均一な地盤となる）となり、更には浚渫埋立工事に付随した周辺海域などの汚染が防止できることを目的としている。

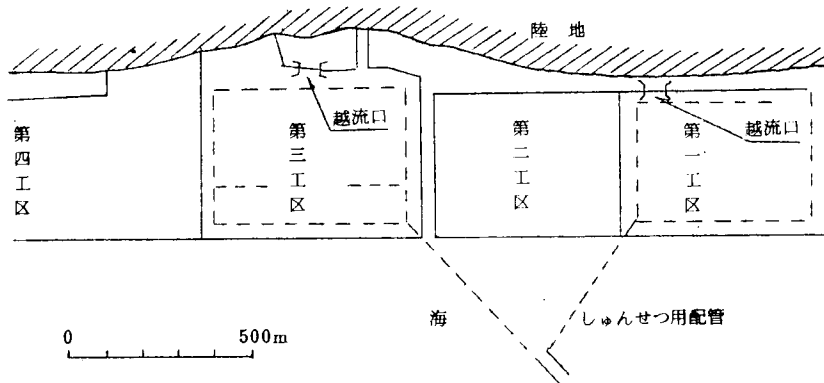


図5-2 埋立造成地の平面配置

図5-2に示すような埋立地を造成するにあたって、図中の第1工区には凝集剤添加、第3工区は無添加で浚渫埋立をした。各々の面積および埋立土量は第1工区で20万 m^2 、130万 m^3 、第3工区で25万 m^2 、100万 m^3 である。使用した凝集剤は有機系凝集性界面活性剤（アクリルアミドをグラフト重合させたカルボキシルメチルセルローズ）であり凝集剤の添加は送泥管で行っている。図5-3は埋立材料土の現地土質と予め室内試験によって決定した対象懸濁液1 m^3 当りの界面活性剤添加量である。図5-4はサンドポンプ船の運転時間と累加浚渫土量を示したものであるが、第1工区の効率のよさは明らかである。

表5-4は工事期間中の施工実績を揚土量、吐出口含泥率、溢流水含泥率、流亡率、歩溜り、界面活性剤添加量を示したものであるが、歩溜り95%以上、溢流水含泥率1%と良好な結果がうかがえる。図5-5は溢流口より流出する含泥率を測定して界面活性剤添加のコントロールを行った

深さ A.P.	No.1		No.2	
-2.00m	粘土 2%	シルト 30	粘土 4%	シルト 19
	砂 64	礫 4	砂 77	礫 0
	p.f. 0.3kg		p.f. 0.23kg	
-4.00	3.40		4.20	
	粘土 4	シルト 36	粘土 6	シルト 24
	砂 48	礫 12	砂 68	礫 2
	p.f. 0.3kg		p.f. 0.23kg	
-6.00	6.10		6.00	
	粘土 3	シルト 7	粘土 11	シルト 51
	砂 72	礫 18	砂 38	礫 0
	p.f. 0.23kg		p.f. 1.13kg	
-8.00	7.70		8.40	
	粘土 0	シルト 5	粘土 4	シルト 14
	砂 94	礫 1	砂 76	礫 6
	p.f. 0.15kg		p.f. 0.23kg	
-10.00	11.24		10.10	
			粘土 0	シルト 13
			砂 87	礫 0
			p.f. 0.23kg	
-12.00			11.24	

注 p.f.はスラリー1m³当りの界面活性剤添加量

図5-3 浚渫用土の土質と界面活性剤添加量

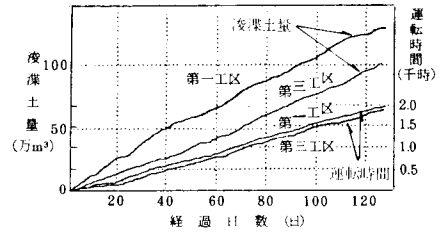
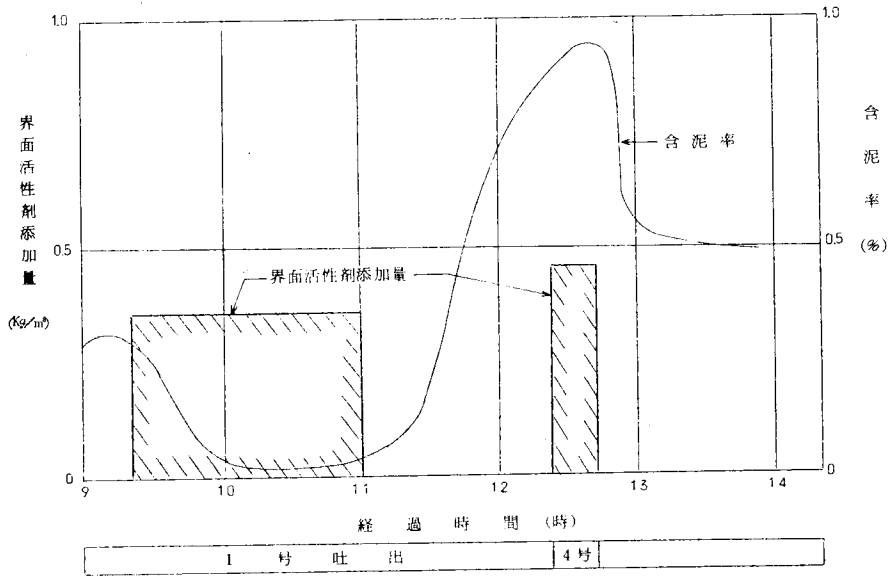


図5-4 埋立作業の実績

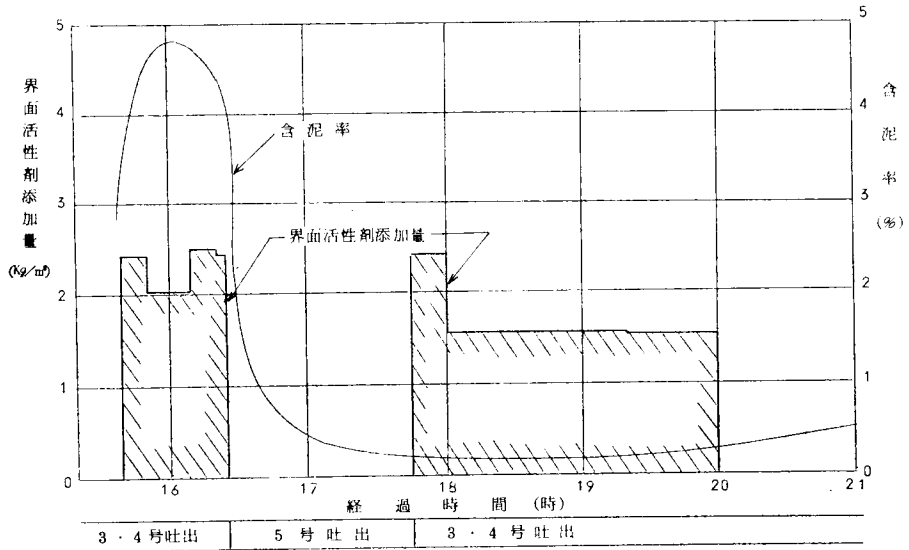
結果を示している。図5-5(a)は溢流口から遠距離の所で排砂が行われた場合、図5-5(b)は近距離の所で行われた一例を示しているが、界面活性剤による固液分離の効果が現れている。

表5-4 埋立土量と管理実績

月 日	揚土量 2(m ³ /hr)	吐出し含泥率 3(2)/6400%	溢流水含泥率 4%	流亡率 5(4)/(6)%	歩留り 6 100-(5) (%)	薬液注入量 7(kg/m ³)
4 9	952	14.90	2.15	14.50	85.50	0.21
12	1,004	15.65	1.48	9.45	90.55	0.60
13	995	15.55	2.37	15.20	84.80	0.24
14	983	15.38	1.86	12.10	87.90	0.45
18	816	12.75	1.91	14.95	85.05	0.52
23	620	9.70	0.30	3.09	96.91	0.05
24	540	8.45	0.24	2.84	97.16	0.38
27	980	15.35	0.25	1.63	98.57	0.34
30	551	8.60	0.29	3.40	96.60	0.18
5 4	975	15.25	0.38	2.49	97.51	0.28
7	567	8.85	0.21	2.37	97.23	0.48
8	582	9.10	0.15	1.65	98.35	0.41
9	930	14.55	0.98	6.73	93.27	0.18
10	820	12.82	1.94	15.15	84.85	0.08
12	910	14.20	0.60	2.37	97.63	0.05
15	703	11.00	1.37	12.45	87.55	0.14
20	555	8.67	1.07	11.90	88.10	0.20
21	480	7.50	0.31	4.13	95.87	0.45
23	532	8.30	0.48	5.82	94.18	0.62
26	554	8.66	0.52	9.38	90.62	0.55
28	858	13.40	1.10	8.20	91.80	0.23
6 1	717	11.20	1.17	10.45	89.55	0.59
5	807	12.60	1.24	9.85	90.15	0.57



(a) 溢流口より遠距離の所で排砂が行われた場合

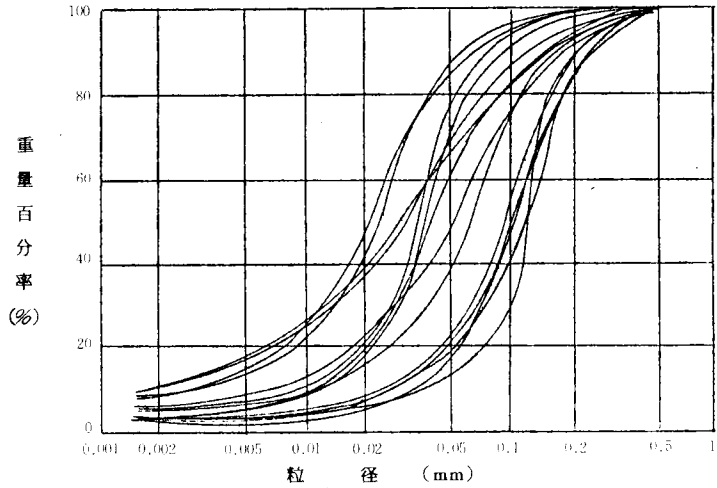


(b) 溢流口に近距離の所で排砂が行われた場合

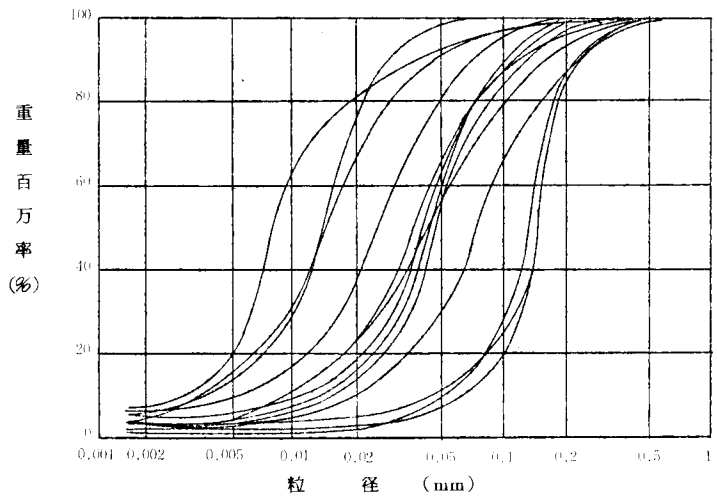
図5-5 界面活性剤の添加と溢流水の含泥率

埋立造成終了後土試料の採取、土質試験、現地での貫入試験した結果を示すと図5-6～図5-8となる。

図5-6は粒度分析結果であり、図5-6(a)は第1工区、図5-6(b)は第3工区のものである。採取深度GL-1mとGL-2mのものであるが、第3工区の方は粗粒土と細粒土に片寄っているのに反し、第1工区の方は粗細が混合し、地盤の均一化の傾向がみられる。全粒度曲線中の最も粗粒側にある、ある通過量の粒径と最も細粒側にある同じ通過量の粒径の比を仮にバラツキ度と呼ぶことにすると、その比が1ならば同一曲線で比の値が大きいはほどバラツキが大きいということになる。60%径と10%径についての比を求めると以下となる。



(a) 界面活性剤添加造成地



(b) 界面活性剤無添造成地

図5-6 埋立造成地盤の土の粒度分布比較

第1工区

$$D_{60} : \frac{0.14}{0.026} = 5.38 \dots\dots\dots (5.1)$$

$$D_{10} : \frac{0.036}{0.0016} = 2.25 \dots\dots\dots (5.2)$$

第3工区

$$D_{60} : \frac{0.145}{0.0097} = 14.95 \dots\dots\dots (5.3)$$

$$D_{10} : \frac{0.065}{0.0029} = 22.41 \dots\dots\dots (5.4)$$

D₆₀についてもD₁₀についても第1工区の方が小さな値を示しており、バラツキが少ないといえる。

図5-7はコンシステンシー試験結果を塑性図上に示したものである。第1工区の方がML, CLに集中しておるのに反し、第3工区ではCH, MHの方までバラツキがみられ第1工区の地盤の均一化がうかがえる。

図5-8はスウェーデン式貫入試験結果を集計したものであるが、第3工区での軟弱部が多いことが明らかである。

○ 添加土
× 無添加土

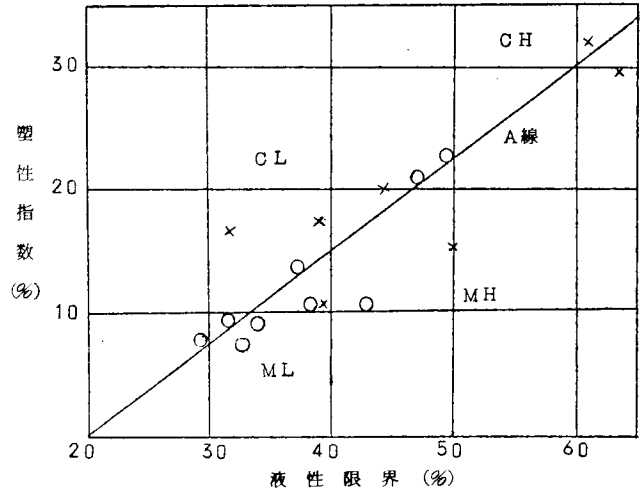
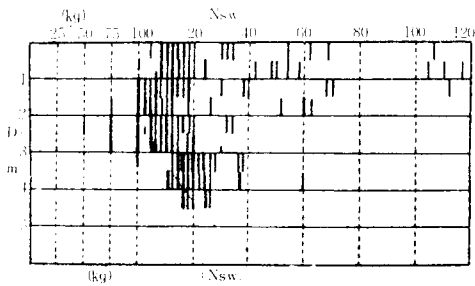
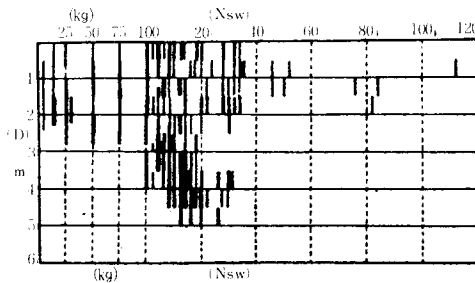


図5-7 埋立造成地盤の土の塑性図上の比較



(a) 界面活性剤添加造成地



(b) 界面活性剤無添加造成地

図5-8 埋立造成地盤のスウェーデン式貫入試験結果の比較

以上凝集剤添加による固液分離で埋立地を造成することの利点を示した。

(2) 毛細管体による液相分離^{5), 6)}

毛細管現象を有する物体を水中に直立すれば水は毛細管体を上昇することは自明であるが、もし毛細管体を上昇している水を蒸発させ毛細管体から除去するとその除去分がさらに下方より補給される。図5-9は毛細管体からの水の

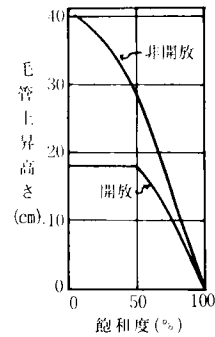


図5-9 表面開放・非開放による毛管水上昇高さ

蒸発を許さない非開放型と蒸発を可能にした開放型の毛細管体（ポリビニルアルコールを主成分とする高分子化合物繊維よりなる合成紙）の毛管水上昇高さや飽和度を示したものであるが、非開放型と開放型の上昇高さの差が蒸発に關与していることを物語っている。

この原理を利用して、例えば高含水量を持つ土中に毛細管体を植立しその上端を大氣中に露出させ、太陽とか風のエネルギーを利用し毛細管体に吸引された液相を蒸発散させれば土中の液相分離が促進されることになる。すなわち土中の液相は毛管現象により毛細管体を通じて上昇し、毛細管体の地上露出部より大氣中に蒸発し、蒸発した水量だけ土中より補給され土中の含水量が低下することになり液相分離の目的を達することができる。図5-10はこの原理を模式化した説明図である。

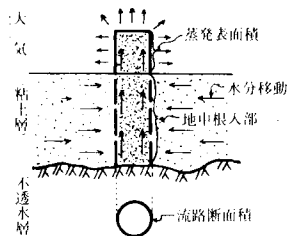


図5-10 毛細管体による地盤脱水の原理

液相分離の原理は自重圧密と水分拡散現象によって行われることが確かめられている。7), 8)

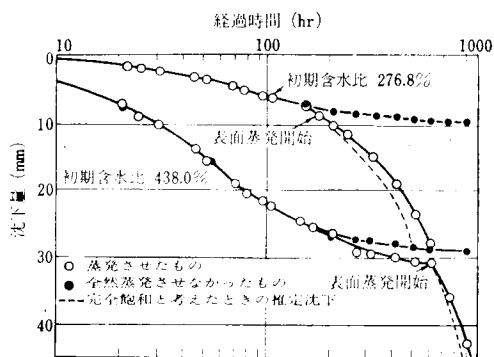


図5-11 土層表面よりの蒸発脱水と表面沈下⁷⁾

量より蒸発量が多くなると時間-沈下曲線に著しい差が認められる。図中の破線は蒸発水分量即沈下量とみなした場合の推定時間-沈下曲線であるが、実測沈下量の方が小さくなっている。これは表面蒸発が開始されると同時に表面付近より不飽和の部分が発達することによるもので、この時の脱水機構は式(5.5)の拡散方程式による。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z} \left(D \frac{\partial \theta}{\partial Z} \right) + \frac{\partial k}{\partial Z} \quad \dots (5.5)$$

図5-11は初期含水比438.0%と276.8%の粘性土を高さ12cm、直径6.8cmのガラス円筒容器に層厚10cmに作成、表面蒸発を可能にしたものと表面蒸発を全くさせないものとにし、30℃の恒温室に入れて粘土層の表面沈下を測定した結果である。いずれも初期には自重圧密が進行しているので両者の時間-沈下曲線が一致している。自重圧密脱水

ここに θ ; 水分濃度 (g/cm^3)

t ; 時間 (s)

Z ; 鉛直座標 (cm)

k ; 毛管伝導度 ($g/cm^2 \cdot s$)

D ; 拡散係数 (cm^2/s)

地中に毛細管体を挿入することはこの自重圧密と乾燥脱水を促進することを意味し、地上への毛細管体の露出は蒸発面の拡大、地中部は集水管ということになる。

現地実験結果を示すと⁸⁾、図5-12でこれは毛細管体植立部と無植立部の経過日数による地盤の含水比の変化を示したものである。植立部の含水比の減少が大きく、深さを増すほどその差は明らかになっている。この場合の毛細管体は5cm × 5cm、長さ1.0mの木材に前述の高分子系合成紙を巻きつけた物を用い、植立深さ70cm、露出長30cm、各毛細管体植立間隔は50cmの三角形配置である(図5-13参照)。

図5-13は植立後101日目を実施したコーン貫入試験結果であるが、植立した区域のコーン支持力 q_c の増加が明らかである。

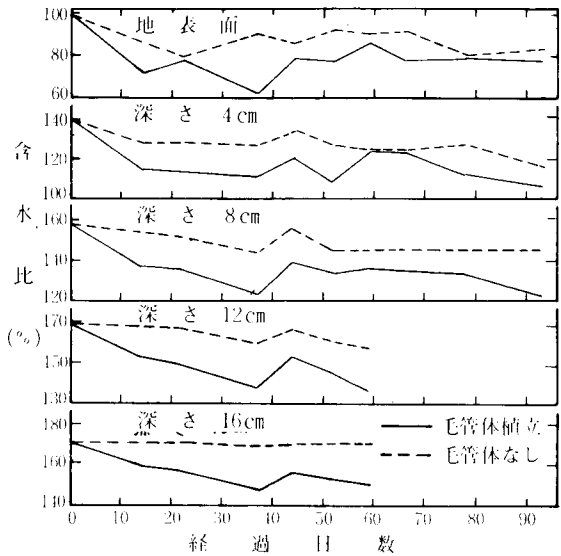


図5-12 毛細管体植立・非植立による含水比の変化比較⁸⁾

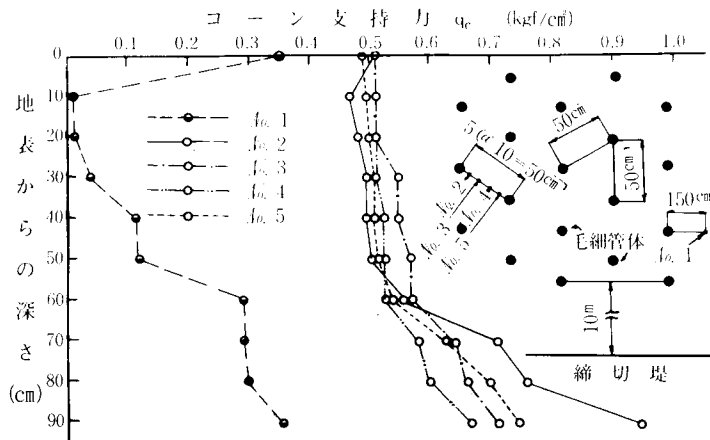


図5-13 毛細管体植立地盤のコーン支持力⁸⁾

この手段による液相分離の効果を上げるためには毛細管体の毛細管性能の向上や、その蒸発面積の増大を図ることである。

図5-14は前述した高分子系合成紙の間隙率を変えて試作した毛細管体を用いての毛管水上昇高さである。単繊維の径が同じであるから間隙率の大きいものは間隙径も大きいと考えることができる。この結果によると当然のことであるが、間隙径の小さい(間隙率が小さい)ものほど大きな毛管水上昇高さが得られる。

露出部の蒸発表面積の増大を図るためには次のような諸点に要約される。

(i) 露出部を傾斜させると水平に近いほど蒸発面積は増大する。図5-15は露出部の傾斜角と毛管水移動距離を示したものであり、この間の事実を示している。

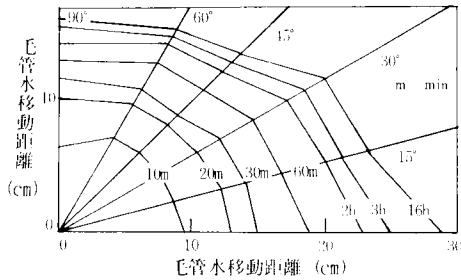


図5-15 毛細管体露出部の傾斜角と毛管水移動距離

る。Aが大きくなれば蒸発表面積Sも増大するが、Sには限界があるのである値以上Aを増加させてもSは増大しなくなる。S/Aの値と蒸発量Qの関係は図5-17(a)に示されるが、最適S/A値

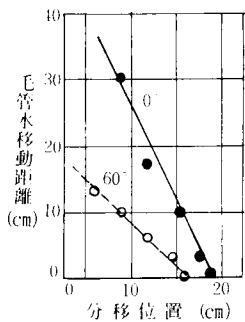
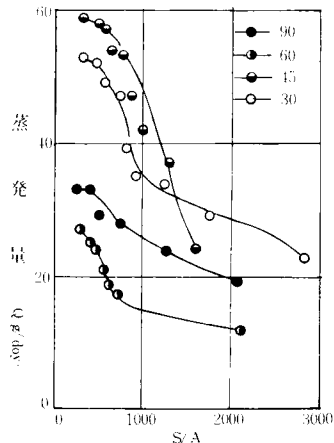
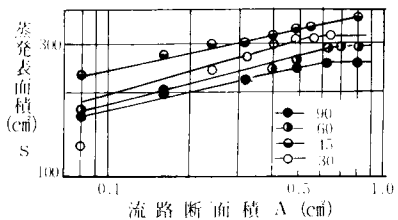


図5-16 毛細管体露出部の分枝位置と毛管水移動距離



(a) S/Aと蒸発量



(b) 流路面積と蒸発表面積

図5-17 毛細管体流路面積と蒸発表面積

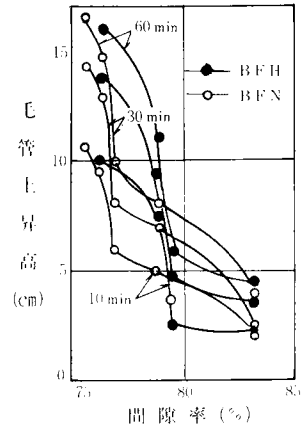


図5-14 合成紙の間隙率の差による毛管水上昇高さ

(ii) 露出部の任意の位置に毛細管体の分枝を設けると、蒸発表面積の増大は分枝位置が低いほど効果がある。図5-16は分枝位置とも毛管水移動距離を示したものであり分枝の角度を水平と60°にしたものである。分枝位置が20cm以上の高さにあると、その効果はほとんどないことになる。

(iii) 蒸発量は毛細管体が同一形状であれば、流路断面積A(植立部の毛細管体断面積)に支配される。

は曲線の勾配が大きくなっている。SとAの関係は図5-17(b)であり、折点まで $S = a A^k$ (ここにa, kは実験定数) という実験式となる。

以上の事実を踏まえれば有効な毛細管体を作成することができ、固液分離の乾燥を手段とした土質安定が可能となる。

5.2 液相分離に伴う土の工学的性質の変化

土構造物や土木構造物の基礎として好ましいと要求される土の工学的性質は一般に土の強さ(せん断強さや圧縮強さ)が大きいこと、土の変形性が少ないこと、土の透水性が目的にそったものであること(遮水性が要求されたり、通水性が要求されたりする)などである。

一般に土の工学的性質に変化を与える要素としては(i)圧力、(ii)時間、(iii)水、(iv)環境、(v)みだれがあげられる。⁹⁾

例えば土に対して圧力を加えると一般にせん断強さが大きくなり、圧縮変形性が小さく、更に透水性が減少する。この逆の圧力の解放は反対の変化を生じるが、その割合は非常に小さいことが通常である。

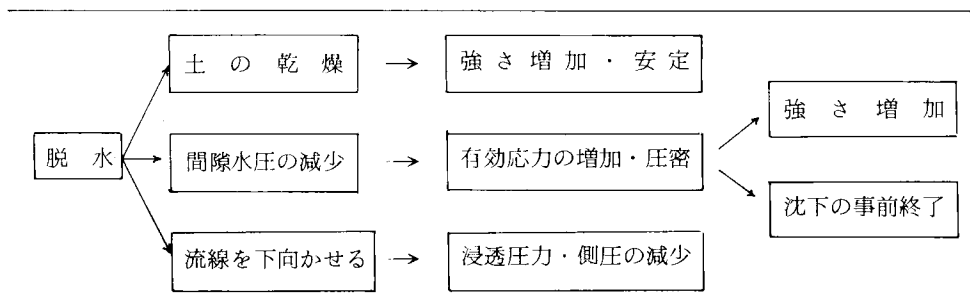
時間の要素が土の工学的性質の変化に及ぼす影響は他の要素(圧力、水、環境)に付随している。

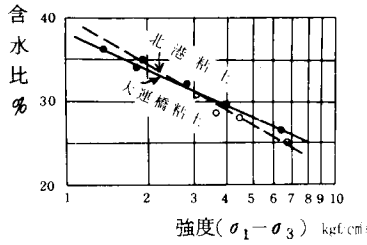
土中水の存在は土粒子間の引力を低下させ、間隙水の存在は有効応力を減少させる。したがって一般に含水量の増加は土の強さを減ずる傾向にある。

環境の要素としては種々考えられるが、その例として間隙水中の化学成分と温度の変化をあげてみると、前者の間隙水中の化学的組成変化の場合海成粘土のリーチング作用によるせん断強さの低下であり、後者の温度変化の場合他の要素が不変(脱水とか蒸発がない)であるならば温度の上昇は土の強さを減少させる。

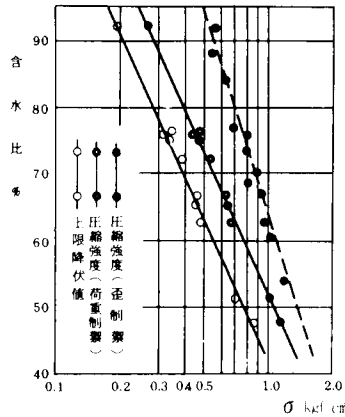
中堀(1979)¹⁰⁾は脱水による軟弱地盤の改良を研究しているが、脱水による地盤改良の目標を分類して表5-5を、その例として図5-18(a)¹¹⁾、(b)¹²⁾をあげて飽和した粘性土の含水量が少なくなるとその強さが増して行くことを示している。

表5-5 脱水に伴う土質安定の内容¹⁰⁾





(a) 土の強さと含水比¹¹⁾



(b) 土の強さと含水比¹²⁾

図5-18 含水量の低下と土の強さの発現¹⁰⁾

土の工学的性質に及ぼす圧力-時間-水の相互関係の説明例として飽和粘土の圧密とそれに伴う土の工学的性質の変化について概念的に示してみよう。¹³⁾

飽和した正規圧密粘土層に荷重が加わると過剰間隙水圧が発生し、この過剰間隙水圧の消散と共に圧密が生じる。この時水分量は時間と共に徐々に排出(すなわち液相分離)され間隙比は小さくなる。図5-19(a)のa点で圧密圧力が Δp 増加し時間と共に液相分離が進み圧密が終了した時点

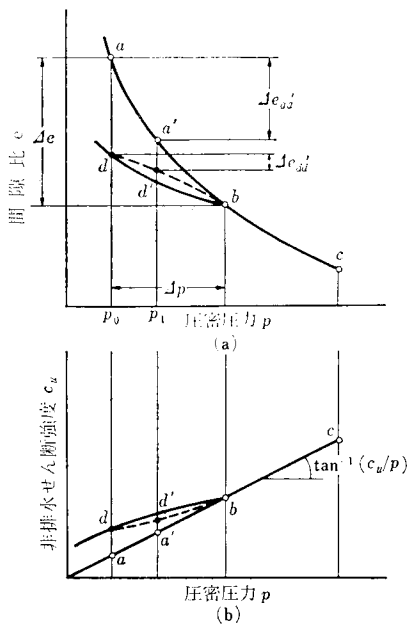


図5-19 圧密による液相分離と体積減少、強さの発現¹³⁾

ではb点となり、間隙比が Δe だけ減少する。この時非排水せん断強度 c_u は図5-19(b)に示すように圧密圧力 p に比例してa点からb点に増加する。逆に図5-19(a)のb点で圧密圧力を Δp 減少すると膨脹してd点になるが、ほとんどの場合a点にはもどらない。非排水せん断強度についても同様のことがいえる。これらの事実を概念図として示してあるものが図5-20¹⁴⁾である。含水量が一定なら有効応力が大きいほど大きな非排水せん断強さとなり、一定の有効応力に対しては含水量が低いほど強さは増加する。圧密のような場合、応力の増加に伴って含水量が低下するので、その土は最大のせん断強さを発揮することになる。

次に土の状態の懸濁液状からの土の強さと水分量の関係についての例を示しておく。

図5-21はRodine and Johnson(1976)¹⁵⁾が水にカオリナイト質粘土を加え、その含水量と見掛けの粘着力を測定した結果である。この結果を用いて、カオリナイト質粘土の重量比含水量30%のものに種々の粒径のガラスビーズを混入して、その混合体積率の変化によって見かけの摩擦や見かけの粘着力がどのように発現するかを検討して、図5-22を示した。これを逆の観点で液相の分離として考えてみるのもよいであろう。すなわち固-液の比率が変化——液相が少くなるにつれて土としての強さの発現があるということがうかがえる。

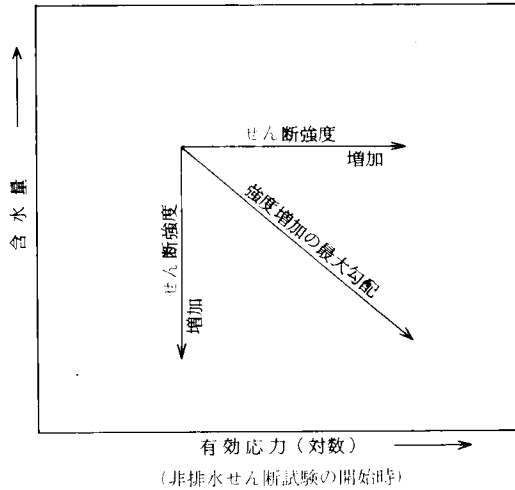


図5-20 含水量、有効応力と強さの発現機構¹⁴⁾

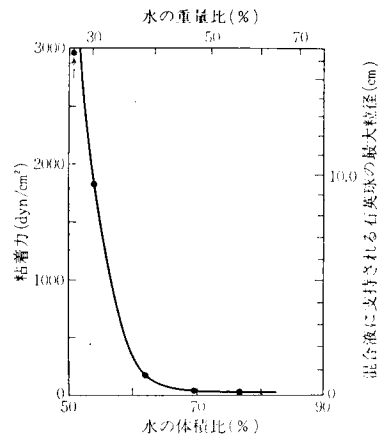


図5-21 含水量とみかけの粘着力¹⁵⁾

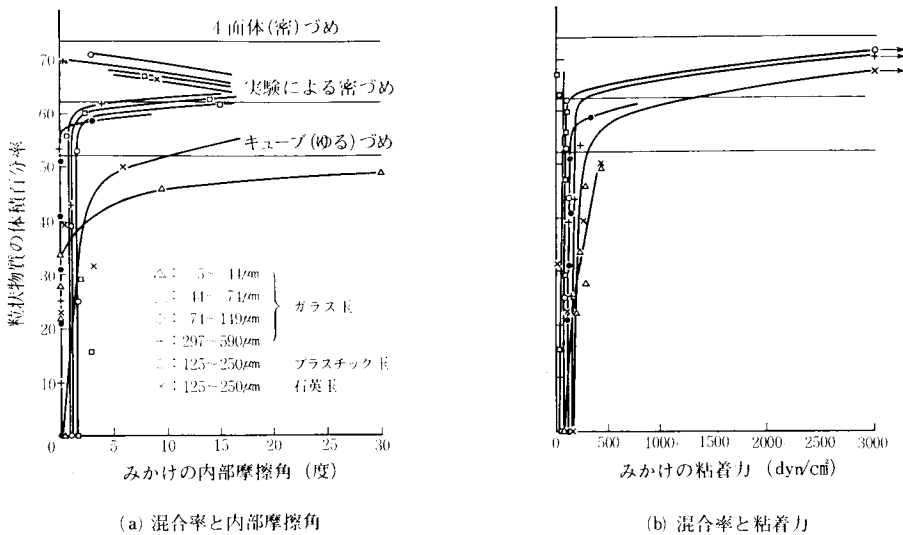


図5-22 固相の混合率と内部摩擦角，粘着力

液相分離による土の強さの発現について、他に2, 3の具体例をあげよう。

伊藤・松井(1975)¹⁶⁾は粘土の流動機構にrate process理論を適用し、粘土粒子接合点の物理化学的な機構を検討した時図5-23を示した。図5-23(a)は粘土ペーストのせん断強さと含水比(含水比 w をファイネスナンバー F で除した値 w/F で示されている)の関係を示したものであり、図5-23(b)のようにこの含水比と結合数が片対数紙上でリニアな関係が認められることから、図5-23(c)の結合数とせん断強さの関係を求めている。

図5-24は長期・佐藤(1975)¹⁷⁾が干拓地ヘドロの乾燥に伴う土性変化の一例として示したものであるが、 pF とコーン指数の関係である。これによっても pF の増加(含水量の低下)は土の強さの増加となっていることが明らかである。

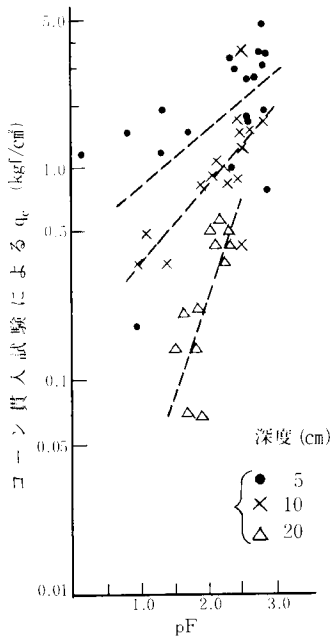
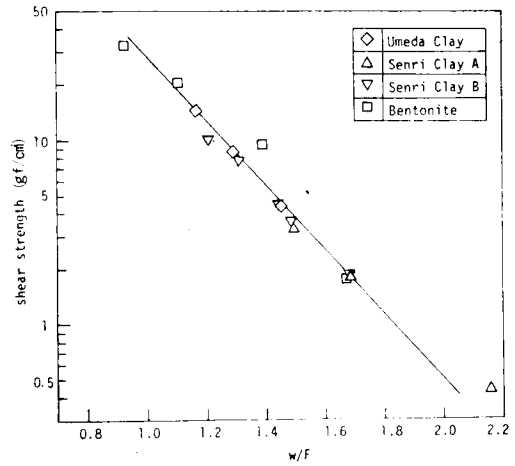
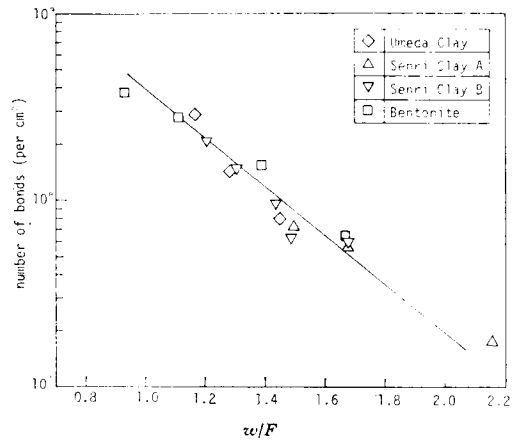


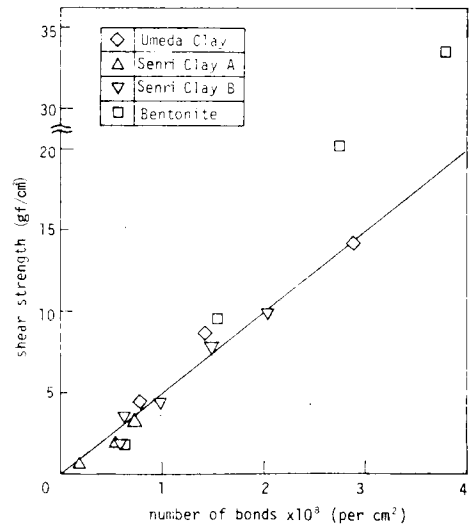
図5-24 pF とコーン貫入抵抗値¹⁷⁾



(a) 粘土ペーストのせん断強さと含水比の関係



b: 粘土ペーストの結合数と含水比の関係



(c) 粘土ペーストのせん断強さと結合数の関係

図5-23 含水量と粘土ペーストのせん断強さ¹⁶⁾

地盤の変形性を示すものとしての変形係数の大小と土の含水量との相関性について報告されたものは見当たらないが、同じ粒度構成をもつ土であれば密度が高く含水量の少ないものほど変形係数が大きくなることは観念的に理解できる。

図5-25は粘土の乾燥過程における収縮の状況を示したものであるが(Fox 1964)¹⁸⁾、一次元的収縮と三次元的収縮がある時点で生じ、いずれにしても含水量の低下が土の体積変化を生じ、乾燥密度の増加になっていることが認められる。

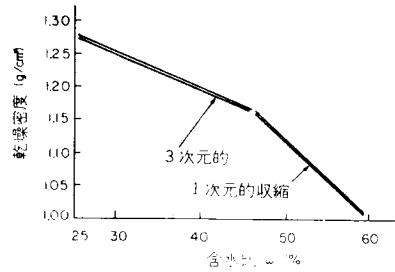


図5-25 含水比と土の収縮性¹⁸⁾

含水量が一定で、飽和しておれば土の透水性は一定であるが、含水量が低下し不飽和になって来ると透水性が減少して来ることはよく知られている(この場合土の体積には変化がないことが条件である)。その様子を示したものが図5-26¹⁹⁾である。

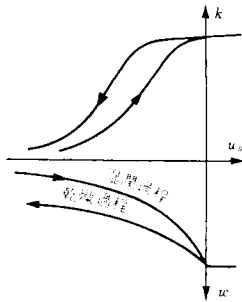
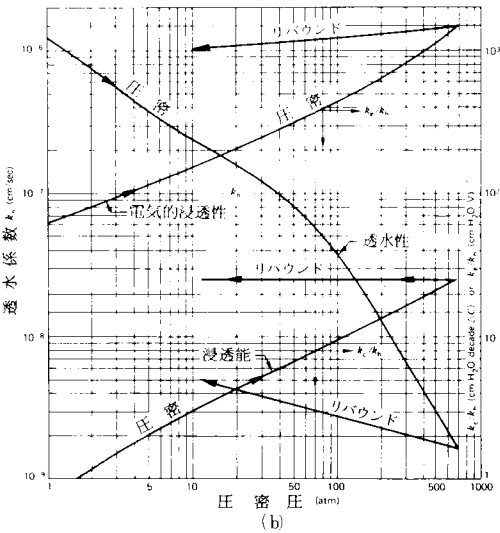
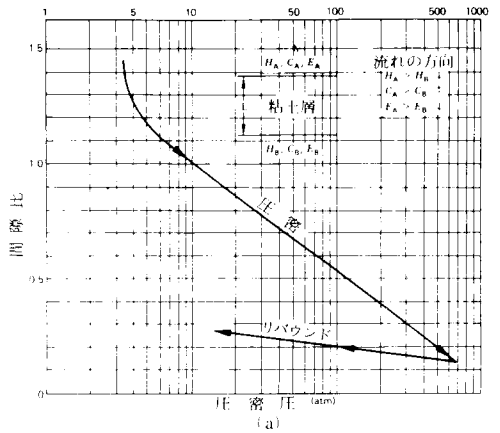


図5-26 飽和度・含水比と透水係数¹⁹⁾

飽和した状態で含水量を低下させれば圧密となって密度が増加し間隙比が小さくなるので、透水係数が小さくなる。図5-27²⁰⁾はその一例を示したものであるが、圧密の進行に従って間隙比が小さくなり、それに対応して透水係数が下り、電気浸透力や浸透能力が大きくなっていることが明らかである。



(a) 圧密曲線 (b) 伝導度の値

図5-27 圧密進行による透水性の変化²⁰⁾

以上の考案をとりまとめてみると液相

の分離に伴って土は強さを増し、変形性が少なくなり、透水性が低下するということが明らかである。

5.3 スラリー状土の固液分離

5.3.1 スラリー状土の発生と固液分離の必要性

土木工事、特に土工に関連して人為的にスラリー状土（土懸濁液）を作成して利用している。また工事に付随して発生するスラリー状土（例えば土砂掘削に伴う濁水など）も存在している。前者の場合は止水用注入材料、削孔用安定液、掘削土砂のスラリー輸送、ポンプ浚渫による埋立などがあり、これらには止水用注入材料としての利用以外、最終的には固液分離を必要とする。すなわち削孔用安定液は削孔時に混入・搬出される土砂を分離、更には使用後に廃棄しなければならないが、廃棄受入れ態勢の問題から現在ではしかるべき時期に固液分離をしなければならない。掘削土砂をスラリー輸送することは輸送機能の面や輸送効率の面で種々の利点が認められるが、輸送後の堆積場においては同様に固液分離の必要が生じて来る。ポンプ浚渫による埋立においても5.1(1)で述べたように固液分離を促進すると土質工学上良好な地盤になる。工事に伴って発生する泥濁水は古くはそのまま周辺の水域などに放流されていたが、環境保全に対する要求から建設工事の作業場内で固液分離し液相のみを放流（場合によっては化学処理して液相中の有害成分を除去する）し、必要に応じて残ったペースト状土を更に固化処理などをして搬出・廃棄・堆積されている。

以上の現状を考察してみると、地盤注入材として利用している粘土スラリーについては特に固液分離を必要としないが、その他についてはいずれも固液分離を必要とすることが明らかである。スラリー状土の固液分離技術が土質安定の一分野とみなせることを第4章で考察したが、以下安定液の使用後の固液分離を中心に研究結果を述べる。

5.3.2 安定液の安定機構

安定液とは一般にベントナイト粘土からなる懸濁液に必要な応じて若干の有機質あるいは無機質の添加剤を加えたもので、地盤を削孔する場合に孔内にこの懸濁液を満たし削孔壁の安定を図ろうとするものである。

従来油田におけるボーリング作業に用いられたもので、掘削スライムの搬出、ビット類の冷却・潤滑化、孔壁の安定などを目的としている。この諸要素の中で特に安定機構を利用して地盤に長方形断面の掘削を行い鉄筋コンクリート壁を築造しようとするものが地下連続壁工法である。またこの安定液をシールドトンネル掘削機に利用する泥水加圧式シールド工法も開発されている。これらに関してはこれまでに多数の成書が出版されている。例えばボーリング用安定液については沖野（1968）²¹⁾、建設工事における安定液については藤井（1966）²²⁾、更に地下連続壁工法につい

では日本建設機械化協会(1975)²³⁾、Xanthakos(1979)²⁴⁾などがその主なる例としてあげられる。

現在用いられている安定液の種類については表5-6²⁵⁾があげられるが、ここでは粘土懸濁液の形態をとっているベントナイト安定液を主に取り扱っている。

ベントナイト

表5-6 安定液の種類²⁵⁾

安定液の種類	主 材 料	一般的な添加剤
ベントナイト安定液	ベントナイト, 水	分散剤, 増粘剤, (逸泥防止剤), (加重剤)
ポリマー安定液	ポリマー, 水	通常は使用しない
CMC 安定液	CMC, 水	ベントナイト
塩水安定液	ベントナイト, 塩水	分散剤, (特殊粘土)
	特殊粘土 (アタパルジャイト, セリサイ) (ト, クロライト, クリソタイル) 塩 水	分散剤, 増粘剤, (逸泥防止剤)

これはこれまで研究されていた掘削壁面の安定に関する諸要素をまとめたものである。

表5-7 ベントナイト安定液の壁面安定に関する諸要素²⁶⁾

主要部分	性 質・機 能	安定に関する要素	安 定 作 用	備 考
フィルターケーキ (泥 壁)	(a) 膜としての機能	(1) 不 透 水 膜 (物理的)	安定液と地下水をしゃ断し, 液圧を地山に作用させる	
		(2) 半 透 膜 (物理化学的)	膜特性と液濃度による起電力で電気浸透類似の作用が生ずる。逆浸透圧の原因となる。	Nash (1963) Verder (1961) Franke (1963) 浅川・吉田 (1967)
	(b) 薄壁としての機能	(1) プラスター効果	壁面の被覆で土粒子の崩落を防ぐ。	Verder (1963)
		(2) 拘束効果	地山の変位を少なくする。壁面強度を増す。	Verder (1963)
安定液	(a) 液 密 度	(1) 安定液自体の密度 (調合時密度)	安定液による静水圧の主因	
		(2) トレンチ内での安定液密度 (掘削中細粒土の混入)	細粒土の混入によって10~20%の密度増加が実測されている。	Morgenstern (1965)
	(b) 受 動 抵 抗	安定液のセン断抵抗に原因する受動抵抗	剛で粗な地山にはさまれた完全塑性体としての安定液が受動抵抗を発揮する。	Morgenstern (1963) Elson (1968)
	(c) 濃 度 差	電気浸透に相当する浸透作用を起こさせる起電力の原因	逆浸透圧発生原因	
地 山	(a) 地 下 水 位	地山からの作用力の主因	地下水の相対水位が安定に大きい影響を与える。	
	(b) 地盤土の強度と密度	地山からの作用力の大きさに関係	主動土圧の大きさを左右する。	
	(c) ア ー チ 作 用	地山からの作用力を軽減	主動土圧の軽減	Piaskowski (1969) Shneeblil (1964)
	(d) ベントナイトの浸入した地山のセン断抵抗	安定液で飽和された地山のセン断抵抗の増加	ダイレイタンスに伴う負圧作用による。	Elson (1968)

Müller-Kirchenbauer (1977)²⁷⁾は図5-28のようにベントナイト安定液と掘削壁面との関係をモデル化している。タイプ1は掘削壁表面にマッドケーキができた場合、タイプ2は掘削壁表面にマッドケーキができず安定液が浸透した場合、タイプ3 aはタイプ1とタイプ2が組合された型式でマッドケーキ部と安定液浸透域とがある場合、タイプ3 bはタイプ3 aの変形でマッドケーキが二層構造になっている場合を各々示している。

タイプ2では土の単粒子や粒子群の脱落が壁面安定をそこのことになり、他のモデルではマッドケーキを介して泥水の水頭圧が作用することになる。タイプ1は掘削壁面が粘性土地盤などの場合に起ると考えられ、安定液のろ過浸透作用よりも化学的作用によって形成される。他のケースは初期のろ過浸透作用が重要な因子となることが明らかである。

Müller-Kirchenbauer は安定液の浸透距離を式(5.6)で示している。

$$\ell = \frac{h}{J_0} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots (5.6)$$

ここに ℓ ; 浸透距離 (cm)

h ; 泥水の水頭 (cm)

J_0 ; 浸透勾配 (無次元)

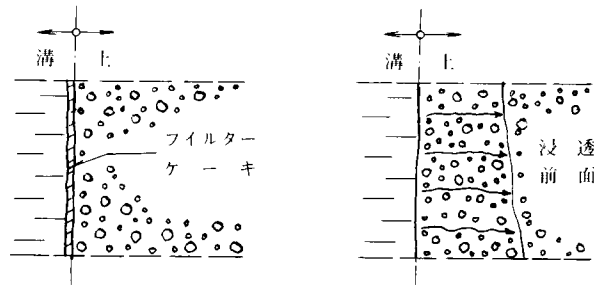
この浸透領域ではマッドケーキを介した安定液圧は作用しないが、体積力が生じそれは式(5.7)となる。

$$S = J_0 \cdot \rho_F = \frac{h}{\ell} \cdot \rho_F \quad \dots\dots (5.7)$$

ここに S ; 体積力

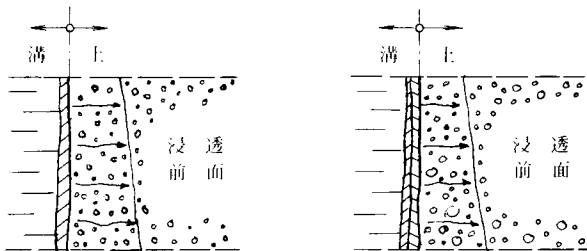
ρ_F ; 泥水の密度

浸透領域で体積力が働いて壁面を保持している状態を示したものが図5-29である。ここにランキン状態を適用すると垂直応力 σ_z とせん断応力 τ_{zx} は次式となる。



タイプ-1 : 細かい間隙をもつ土の真のフィルターケーキの発達懸濁液の固体物が地中壁面でフィルターにかけられる。維持力は膜のように作用する。

タイプ-2 : 表面にフィルターのない粗粒土中の理論的浸透



タイプ-3 (a) : 浸透とろ過作用の組合せ
粗い固体粒子が表面でろ過される

タイプ-3 (b) : 3 (a)と同様なタイプ
しかし、次の段階で、粗いフィルターの前に、はるかに細かいフィルター層が形成される。

図5-28 掘削壁面の安定液による安定機構の型式²⁷⁾

$$\sigma_z = \rho_a \cdot Z \cdot \cos \alpha + J_0 \cdot \rho_F \cdot Z \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

$$\tau_{zx} = \rho_a \cdot Z \cdot \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに ρ_a ; 土の安定液中での密度 ($\rho_a = \rho_s - \rho_F$, ρ_s ; 土の密度)

Z ; 掘削壁面からの距離

α ; 掘削壁面の傾斜角

壁面が安定を保つためには式 (5.10) が成り立たなければならない。

$$\tau_{zx} \leq \sigma_z \cdot \tan \phi \quad \dots\dots (5.10)$$

上式の両辺を Z で除したものが図 5-30 に示される。図中点 A の状態にあった要素が安定液の浸透による体積力で式 (5.8), (5.9) で表わされる点 B に移動したことになる。したがって安定液浸透域が安定を保つためには図 5-30 で示した浸透勾配以上の浸透勾配を持つことが要求される。

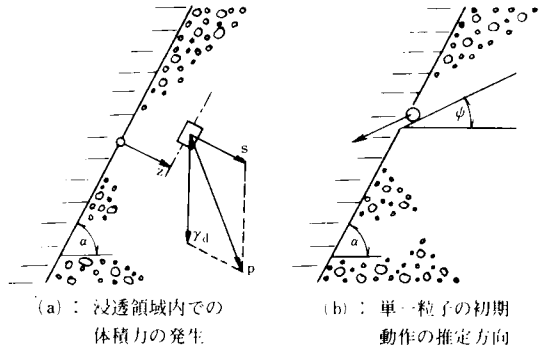


図 5-29 壁面安定機構の概念図²⁷⁾

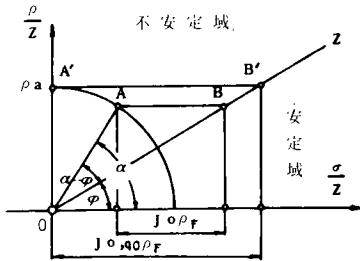


図 5-30 浸透勾配と安定・不安定域

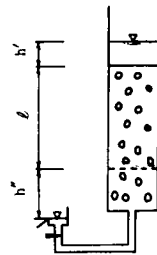


図 5-31 安定液浸透実験装置

図 5-31²⁸⁾ は筆者らが Müller-Kirchenbauer の研究を参考に試作した安定液の浸透勾配を求めるための試験装置である。

透明円筒の中に供試土 (この場合 $\phi 2 \sim 4.76$ mm の礫) を入れ、安定液 ($w_L = 56.5$

%, $w_p = 22.3$ % の陶土の懸濁液) を浸透させ、浸透が終った時点で浸透距離を測定し浸透勾配を式 (5.11) によって求めた。

$$J_0 = \frac{h}{l} = \frac{(h' + l + h'' \rho_w / \rho_F)}{l} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

(ここに各記号は図 5-31 参照)

図 5-32 は測定結果の一例を示したものである。図 5-32 (a) は安定液密度 $\rho_F = 1.20$ の場合、図 5-32 (b) は安定液密度 $\rho_F = 1.15$ の場合を示している。 $\rho_F = 1.15$ の場合は安定液水頭の大小にかかわらず浸透勾配は一定となっていることを示しているが、 $\rho_F = 1.20$ の場合は浸透勾配を最大にす

る安定液圧が 0.2 kgf/cm^2 付近に存在していることを示している。すなわち安定液密度が大きくなると最適な浸透圧が存在し、このことはフィルター作用によって目づまりを起すことを意味し、それ以上の圧力ではこの目づまりが無くなり、更に泥水が浸透していることを表すと考えられる。

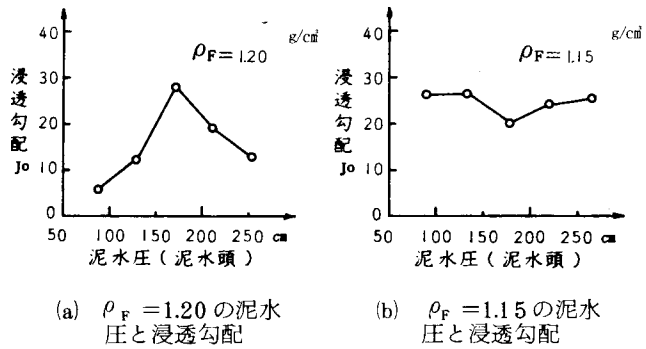


図 5-32 浸透測定結果

以上安定液の利用上の問題を考察したが、この安定液の安定機構とは別に、利用後の処理の問題が本章の主題であるから以下に述べる。

5.3.3 凝集剤による固液分離

前述したように安定液の利用後、スラリー輸送の輸送後、ポンプ浚渫の埋立地、工事濁水の処理などにおいて固液分離の技術が必要とするが、界面活性剤などの凝集剤を添加して固液分離の促進を図ることがその第一段階の手法として一般的である。以下建設工事に付随して発生するスラリー状土（懸濁液）へ凝集剤を添加した場合の固液分離について、5.3.2 で述べた安定液を中心にその特性を検討した結果について述べる。

最初に凝集と分散についての定義²⁹⁾を述べておこう。

一つの相をなす物質内に他の物質が微粒子となって散在する現象が「分散」であり、前者を分散媒、後者を分散相と区別している。「分散」に対応するものが「凝集」であり、コロイド溶液、乳濁液、懸濁液が凝集力（イオン間のクーロン力、電気双極子間の静電引力、水素結合、電荷移動力などの種々の引力）の作用によって集合体を形成することをいっている。分散相と分散媒に親和力があり、分散相互間に反発力があると「分散」し、これと逆の場合「凝集」する。

他の物質を加えてこの分散相の表面の状態を変え、人為的に分散・凝集を行うことがあるが、前者の場合の物質を分散剤、後者の場合の物質を凝集剤と呼んでいる。

(1) 固液分離促進のための凝集剤^{30), 31)}

スラリー状土（懸濁液）中の土粒子（懸濁粒子）の沈降を促進させるために使用される凝集剤には水溶性の無機物と有機物がある。無機物としては硫酸バンド、ポリ塩化アルミニウム、硫酸第二鉄、塩化第二鉄、硫酸第一鉄、塩化カルシウム、水酸化カルシウム、電解アルミニウムなどの低分子塩類が一般的に用いられている。有機物には低分子の界面活性剤と高分子凝集剤とがあるが、一般的

には高分子凝集剤が使用されている。
高分子凝集剤の代表的なものを重合度
ならびにイオン性によって分類したも
のが表5-8である。

凝集剤による凝集機構については必
ずしも体系づけられているとはいえない
が、(i)凝集剤のイオン性によって懸
濁粒子の表面電荷(ζ-電位)を低下
させ凝集を起こさせる、(ii)凝集剤の架

橋吸着によるフロックの形成にあるといわれている。特に高分子凝集剤は後者の架橋吸着を特徴と
しており、イオン性に関係なく接着剂的に固相粒子を凝集させ、また重合度の大きいものほど架橋
吸着作用が大きいといわれている。高分子凝集剤の中でアクリルアミド系はこの吸着作用の大きい
官能基を有する高重合度のものが作り易く凝集効果にすぐれているので、現在使用されている高分
子系凝集剤のほとんどがポリアクリルアミドまたはその変成物といつてよい。

懸濁粒子の粒径と凝集剤の有効性を示すものが表5-9である。例えば凝集剤の中で最も利用率
の高いポリアクリルアミド系でもコロイド粒子の凝集には適さず、コロイド粒子から粗粒子までを
含む可能性をもつ建設工事より発生するスラリー状土の固液分離には十分とはいえない。このよう
な場合にはあらかじめスラリー状土に無機系凝集剤(硫酸バンド、ポリ塩化アルミニウムなど)を
加えて懸濁粒子のζ-電位を低下させ、1次の凝集を起こさせた後にアクリルアミド系の高分子凝
集剤を加えると固液分離が確実となる。1例に両者を併用して清澄水が得られる添加量と懸濁液濃
度を図5-33に示す。このような場合無機系凝集剤を凝集助剤、有機系凝集剤を凝集主剤と便宜的
に呼ばれている。

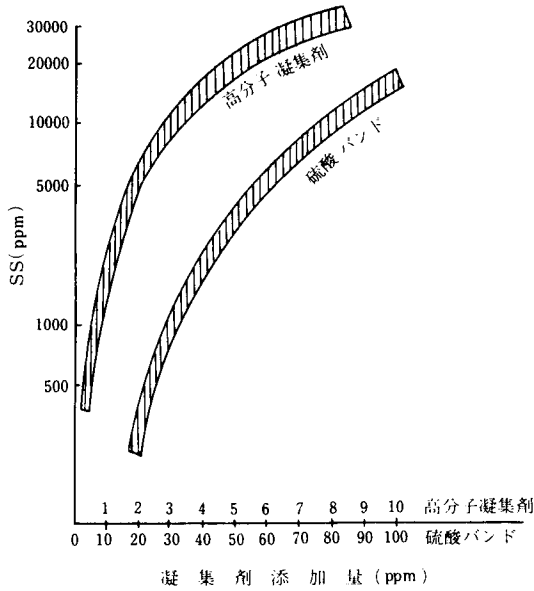
表5-8 高分子凝集剤の種類³⁰⁾

重 合 度	分 類		物 質 名
	イオン性		
低 重 合 度 (分子量約千~数万)	アニオン		カルボキシメチルセルロースナトリウム塩、 アルキル酸ナトリウム、その他
	カチオン		水溶性アニリン樹脂塩酸塩、ポリチオ尿素 酢酸塩、その他
	ノニオン		でんぷん、水溶性尿素樹脂、その他
	両 作		セラチン
高 重 合 度 (分子量約数十万~ 数百万)	アニオン		ポリアクリル酸ナトリウム、ポリアクリル アミド部分加水分解物、その他
	カチオン		ポリエチレンイミン、ポリビニルピリジン 塩酸塩、ポリアクリルアミドカチオン変性 物、その他
	ノニオン		ポリアクリルアミド、ポリエチレンオキシ ド、その他

表5-9 懸濁粒子の粒径と凝集剤の有効性³⁰⁾

懸 濁 物 粒 度	低 分 子			高 分 子			
	無機塩	界 面 活 性 剤		低 重 合 体		高 重 合 体	
		反 対 イオン	反 対 イオン	ノニオン (同イオン)	反 対 イオン	ノニオン (同イオン)	反 対 イオン
粗 粒 (1mm~0.074mm)	×	×	×	△	△	○	○
細 粒 (0.074mm~0.001mm)	×	△	△	○	○	○	⊙
コロイド (0.001mm~0.000001mm)	○	○	×	○	×	○	×

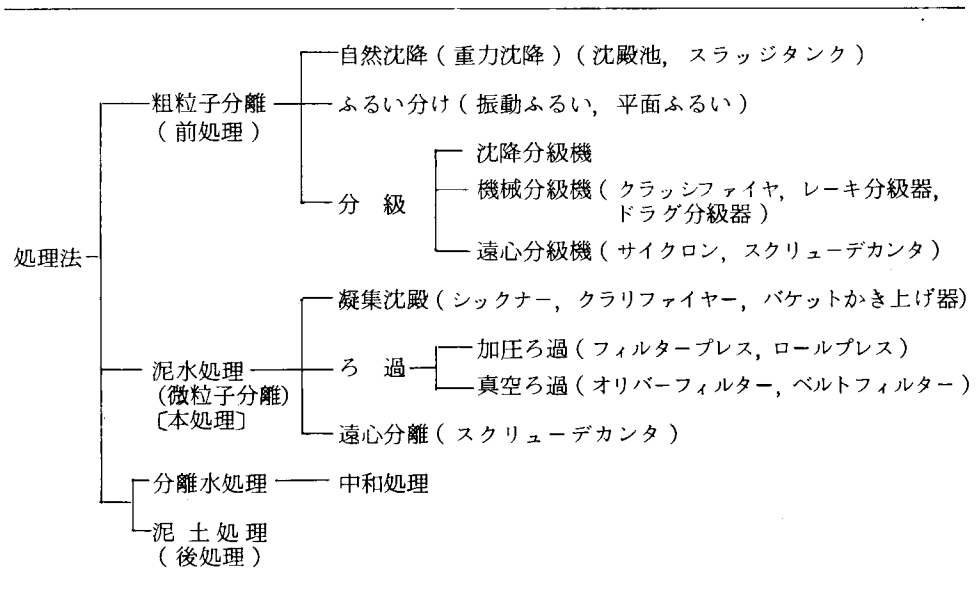
○ 有効 △ 部分的凝集 × 無効



安定液として利用した後の廃棄泥水の現在行われている固液分離の処理方式を表5-10に、また固相の粒径と処理方法との相関を図5-34に示す。図5-34に見られるように粒径の0.074 mm以下のものの固液分離に凝集剤の添加が如何に有効であるかがうかがえる。

図5-33 泥水濃度と凝集剤添加量の関係³⁰⁾

表5-10 泥水の固液分離方式³¹⁾



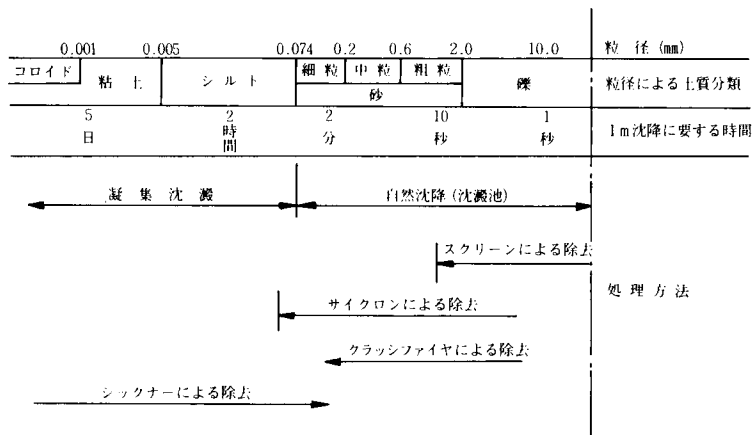


図5-34 固相の粒径と処理方法³¹⁾

(2) 凝集剤添加による沈降特性

懸濁液の回分沈降の状況は図5-35に定性的に示される³²⁾。図中(1)はシリンダー中の濃度均一の懸濁液の状態、図中(2)はシリンダーを静置後比較的短時間の状態で固体粒子のうち粗粒なものが底部に沈降しE層を作り、その上に細粒なものが沈降してD層を形成、液表面には清澄液のA層、A層の下には懸濁状態のB層がある。C層はB-D層境界部で転移層と呼ばれている。更に時間が経過すると図中(3)の状態になりA層・D層が成長、図中(4)になるとほとんどB層はなくなり、次第に図中(5)の状態になり、B・C層は消えてA・DおよびE層のみとなる。次いでD層内では堆積粒子の自重によって脱水圧密が起り、粒子間隙内の液は排除され図中(6)の状態となる。このD層が圧縮域、B層が沈降域と呼ばれている。

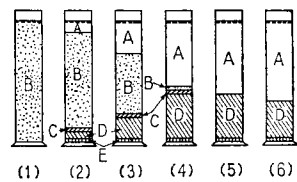


図5-35 懸濁液の回分沈降状態³²⁾

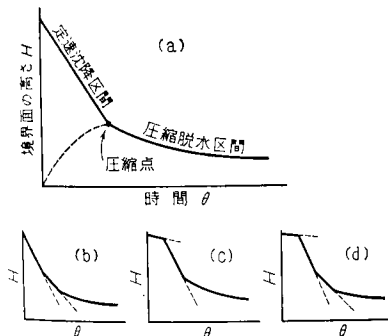


図5-36 懸濁液の回分沈降曲線の例³²⁾

これらの状態変化を清澄液A層と懸濁液B層との界面高さの時間的変化を模式的に示したものが図5-36である。これが回分沈降曲線と呼ばれている。図中(a)はその典型的な例で初期のある時期までA-B層境界面の降下速度(または沈降速度)がほぼ一定、ある時点からこの速度は急激に減少する。この点が図5-35の(5)の状態であり、この点が圧縮点と呼ばれている。圧縮点までの区間を定速沈降区間、圧縮点以降を圧縮脱水区間とっている。図5-36(a)の点線はD層の成長を表しており、圧縮点以降はA-B境界面とD層上界面が一致することを物語

っている。図5-36の(b),(c),(d)は懸濁液の性質によって定速沈降区間に数種のタイプがあることを示している。

高分子系凝集剤による懸濁液の沈降促進(固液分離促進)の一例を示す。³³⁾

懸濁液供試土は図5-37に示す粒度曲線をもつモンモリロナイト系粘土で、これを水と共にミキサーで混合、5%濃度の懸濁液を作成してスラリー状土とした。沈降速度の測定は高さ12cm、直径8.7cmのビーカーに作成した

5%濃度の懸濁液を500ml入れ、パドル形状高さ6cm、巾4.3cm、厚さ0.1cmのものを中央に位置させ、ジャーテスターで回転速度を265rpmとし、1分間混合した後、静置して沈降速度を測定している。凝集剤の添加はジャーテスターの回転開始前である。図5-38は凝集剤の添加しないものの沈降曲線

である。図5-39は高分子系凝

集剤アニオン性ポリアクリルアミド添加量による沈降曲線である。これらの結果より数ppmの凝集剤添加が懸濁液の固液分離に極めて有効であることが明らかであろう。

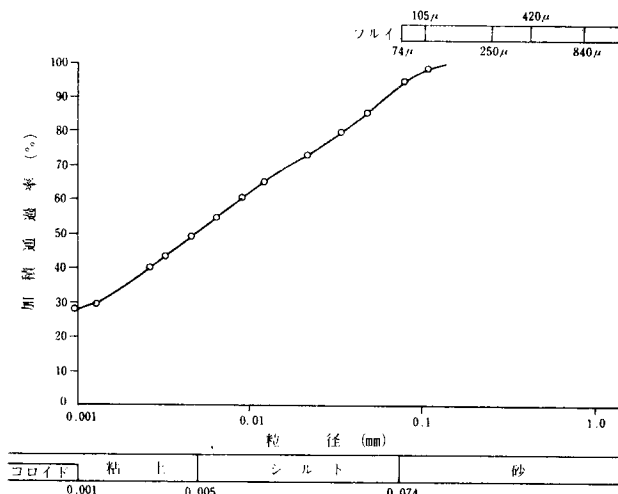


図5-37 供試土の粒径加積曲線³³⁾

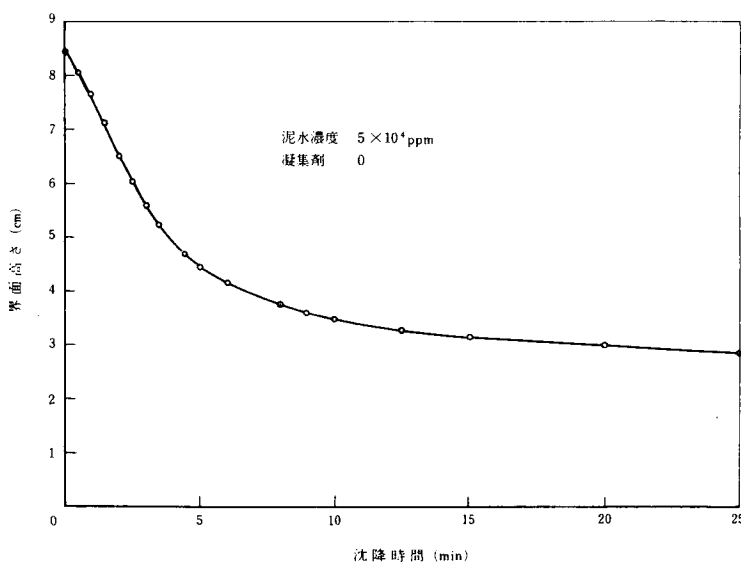


図5-38 凝集剤無添加の沈降曲線³³⁾

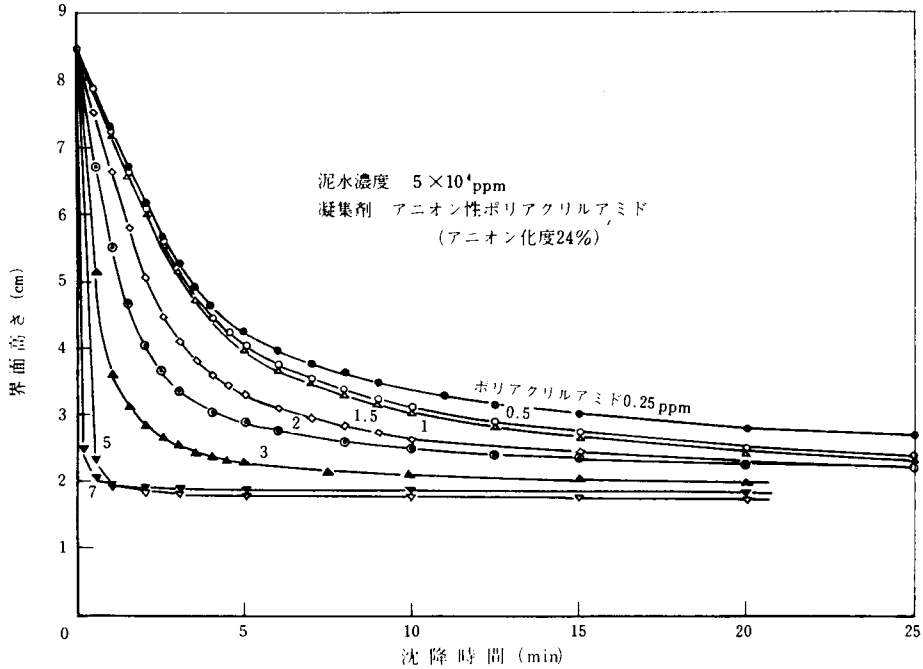


図5-39 凝集剤添加による沈降曲線³³⁾

(3) 凝集剤添加による脱水特性

凝集剤添加によって固液分離が促進された結果として上澄水と含水した堆積物(フロック)になる。このフロックの固液分離について考察する。

Ruth³⁴⁾は化学工学技術上のろ過のメカニズムを詳細に検討してろ過理論を体系づけている。この中でろ過ケーキの圧縮性の大小を問わずろ過圧力が低圧域であれば式(5.12)が成り立つことを結論づけている。

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 p^n \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

ここに α ; ろ過比抵抗

α_0, α_1 ; 実験定数

p ; ろ過圧力

n ; 圧縮性指数

n が 0 の時ろ過速度はろ過圧力に無関係に一定となり非圧縮性ケーキ、 $n > 0$ の時圧縮性ケーキを示し、この場合ろ過比抵抗はろ過圧力とともに増大することを意味している。ろ過比抵抗とろ過圧力を両対数紙上にプロットすると直線関係となり、その勾配が n となる。Ruthの説明によると極めて圧縮性の物質においては $n = 0.8$ となり α_0 は 0 に近づく。圧縮性が減るにつれて n は小さくなるとしている。

服部(1978)³⁵⁾は各種高分子凝集剤を土を懸濁物質とする懸濁液に各々15ppm添加しろ過実験を行い、ろ過比抵抗 α と操作圧力 p の関係を求め図5-40に示している。実験結果の n は、例えばアニオン化度24%ポリアクリルアミドで0.97、無添加で0.55と計算されている。図から明らかなように凝集剤添加のものがよいろ過脱水性、すなわち固液分離の容易さが認められる。

(4) フロックの土質力学的特性

凝集剤添加により団粒化したフロックの脱水性については前述したので、次に問題となるフロックの土質力学的特性について考察する。

Biczók(1976)³⁶⁾は凝集剤添加による団粒化土の工学的特性を検討して以下のような結論を得ている。すなわち(i)凝集剤の添加量が増加すると圧縮沈下量は大きくなる、(ii)フロックの直接せん断試験を行った結果、せん断抵抗角は増加、粘着力は凝集剤の添加量が少ない場合低下する(無添加土の約80%)が、ある程度増加すると大きくなる傾向にある、(iii)せん断応力—ひずみ曲線では凝集剤添加量が少ない場合せん断応力がピークになってからひずみが大きくなってもその応力値は一定であるが、添加量が多くなると最大せん断応力は大きくなり、ピークになってからひずみの増加と共に徐々に低下してある一定値に収れんする。以上の特性の定性的な説明として土粒子の分散度や凝集効果の概念をもって行っている。

5.3.4 堆積フロックの脱水・固化^{37), 38)}

5.3.3で考察したように土を懸濁物質とする懸濁液に凝集剤を添加すると固液分離が促進され、沈降したフロックも脱水ろ過性に富み、土質力学的性質も改善されることが認められる。しかし懸濁状態から沈降し、自重圧密(圧縮沈降)が終了した状態の堆積フロックはまだ高含水量であるため(一般には無添加土より体積が大きくなる事が指摘されている)、例えば安定液の廃棄を考えた場合更に強制脱水・固化を行うことが要求される。

強制脱水の手段には表5-3のようなものがあるが、安定液の廃棄処理を考えた場合は表5-10に示したように真空吸引、加圧脱水、遠心力脱水が一般的である。そこでこの3つの手段による液相分離を凝集剤添加土と無添加土について比較検討した結果について示す。

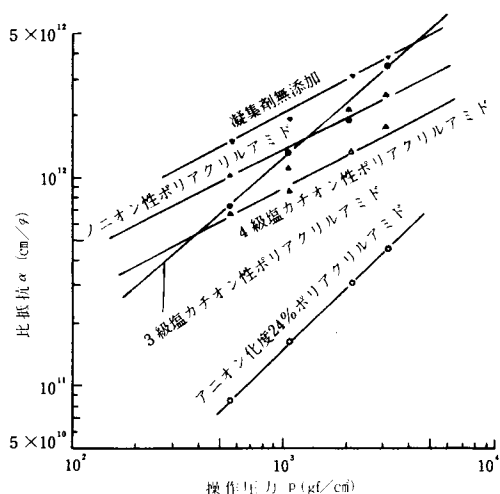


図5-40 ろ過比抵抗と操作圧力³⁵⁾

(1) 真空吸引および加圧による脱水・固化

図5-41は真空吸引脱水と加圧脱水を行うための脱水試験容器である。真空吸引脱水を行う場合は試料の表面をビニールシート製の気密膜でおおい、下部のポーラスストーンを通じて真空吸引した。加圧脱水は片面排水の条件となるように試料表面を同様にシールし、更にその上に載荷板を置き通常の圧密試験のように静荷重をのせ下部より排水させた。また真空吸引と加圧

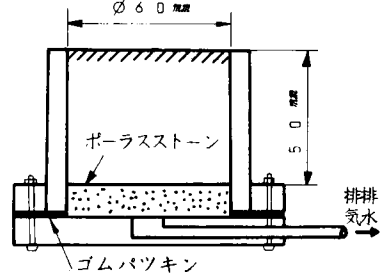


図5-41 真空脱水・加圧脱水用試験容器

脱水を併用する場合には、加圧脱水を行うと同じ状態にセットすると同時に下部排水口を真空源に連結した。供試土は $G_s = 2.70$ 、 $w_L = 75.7\%$ 、 $w_P = 29.4\%$ の大阪南港粘土で、水を加えてミキサーで混合、高分子凝集剤を添加し沈降終了後上澄水を除去し供試土とした。添加した凝集剤は

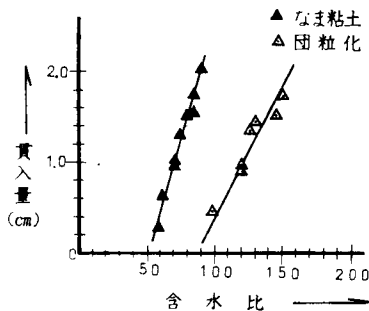


図5-42 団粒化处理土・未処理土のフォールコン貫入値

アニオン性アクリルアミドで、添加量は初期懸濁液重量の0.05%である。無添加土試料は同様に懸濁液を静置して作成した。

脱水試験を実施する前の団粒化粘土と無添加土の含水量の差によるフォールコン貫入量を測定した結果は図5-42に示される。同一含水量比でみると団粒化粘土の方が少ない貫入量を示し、前述したBiczók (1976)³⁶⁾の指摘した土質力学的性質の改善を示すものと解釈される。図5-43は透水試験結果を示したものであるが、凝

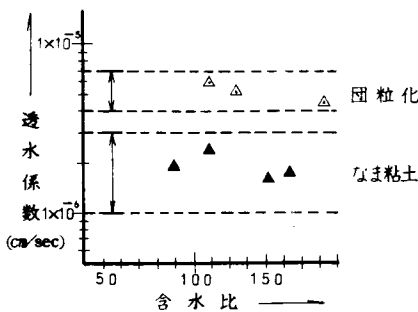


図5-43 団粒化处理土・未処理土の透水係数

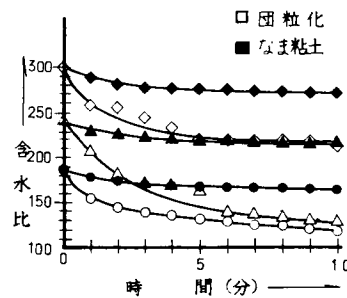


図5-44 団粒化处理土・未処理土の真空脱水による含水比の変化

集剤による団粒化は透水性の改善にも有効であるといえる。

次に初期含水比を同一に調整した団粒化粘土と無添加粘土に真空吸引力を10分間作用させて時間毎の含水比の変化を測定した。その結果が図5-44である。無添加土では30%程度の含水比低下、

団粒化粘土では70～120%の含水比低下が生じており、服部(1978)³⁵⁾の指摘したる過脱水性の良化が真空吸引でも確認されたといえる。

図5-45は団粒化粘土の真空脱水と加圧脱水を30時間行った場合の作用圧力と容器内試料土の最終間隙比を示したものである(ただし真空1 kgf/cm²以上のものは加圧力を併用している。すなわち真空2 kgf/cm²という表示は真空吸引力1 kgf/cm²と載荷圧力1 kgf/cm²を作用させたことを意味している)。この図より明らかなように真空吸引を作用させた(または併用した)脱水の方に最終間隙比が小さくなること、すなわちよく

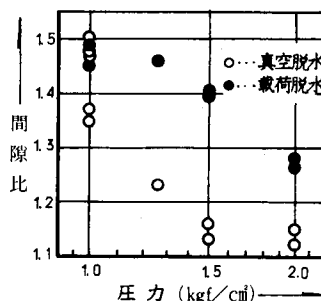


図5-45 団粒化処理土の真空脱水・加圧脱水の比較

脱水・固化されることが認められる。

(2) 遠心力による脱水・固化

前述した土試料を用いて遠心力脱水機による団粒化粘土と無添加粘土の脱水性を検討した。試料土は初期含水比を210～220%($I_c = -2.73 \sim -2.94$)に調整したものをJISA 1207に規定されたゲーチるつばに入れ、遠心力加速度を500 G, 1000 G, 2000 Gを作用させたものの時間-含水比の関係を求めた。その結果が図5-46である。遠心力加速度が500 G, 1000 Gでは脱水時間2時間程度まで団粒化粘土の方の脱水性は良好であるが、2～3時間以上になると無添加粘土の方がよい脱水性を示している。また2000 Gになると団粒化粘土と無添加粘土では差が認められなくなる。これらの事実は凝集剤による団粒化構造の強さの限界を示すものといえるだろう。しかしJISA 1207での遠心含水当量は1000 Gで1時間脱水したものであり、これは $pF = 3$ に相当し、ほぼ塑性限界、締め最適含水比になるとされている。

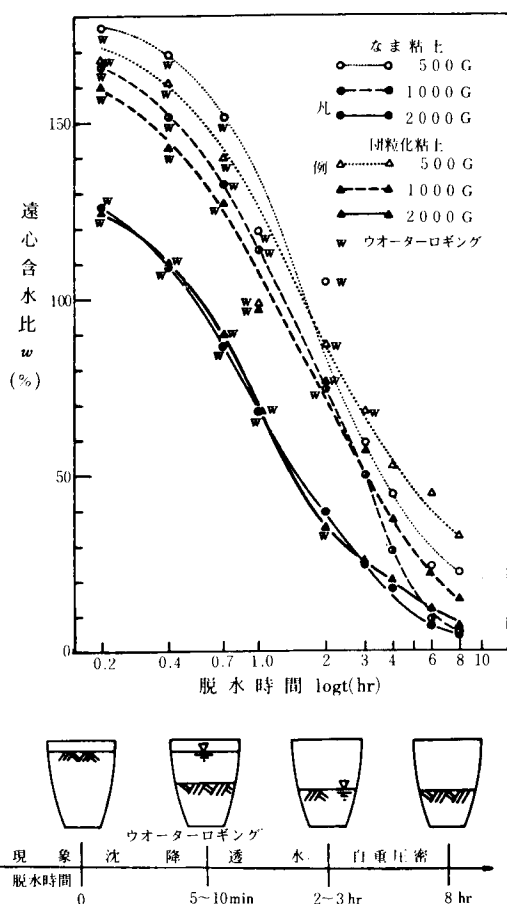


図5-46 団粒化処理土・未処理土の遠心力脱水の比較

るところから、この程度までの液相分離には凝集剤添加処理が土の脱水・固化に有効であることを物語っているといえよう。

5.3.5 適用例

5.3.3, 5.3.4 においてスラリー状土（懸濁液）の凝集剤を利用しての固液分離、脱水・固化特性を述べた。この適用例として泥水加圧式シールドトンネル用安定液の処理例を通じて考察する。

(1) 概要³⁹⁾

本例は大阪市住之江区～港区にかけての水路底下（水面下約30m）にシールドトンネルを掘進する際に行われた廃泥水処理に関するものである。シールド掘進機は泥水加圧式であるために切羽に送り込まれた安定液は掘削土砂を取り込んで後送される。したがって多量の土砂を含有することになり固液分離を行うことによって土砂の投棄、清澄水の放流を必要とする。表5-11にシールドトンネル工の概要、投棄搬出土砂の処理目標値、放流水の管理目標値を表5-12に示す。図5-47は代表的なボーリング柱状図とシールド機の掘進深度を示す。

表5-11 シールドトンネル工の概要

シールド工	延長 619m (渡海部542m)
	仕上り内径 ϕ 2,800 ^{mm}
	シールド中心 -OP 27.5m
	勾配 0.7%
シールド機	泥水加圧式
	外径 ϕ 3,300 ^{mm}
	機長 4,700 ^{mm}
セグメント	RC, 厚 175 ^{mm}
	内径 ϕ 2,800 ^{mm}
	巾 900 ^{mm}
スラリー輸送	輸送管 8B, 6B
	ポンプ 4台
立坑	坑：ニューマチツクケーソン
	発進立坑 11.1m×13.1m×38.1m
	到達立坑 9.1m×9.1m×35.4m

表5-12 投棄搬出土砂の処理目標値

項目	当工事の管理目標値	法令に定める基準値
浮遊物質SS	100ppm以下 日平均50ppm以下	200ppm以下 (a) 日平均150ppm以下
水素イオン 濃度指数 pH	7～8	5.8～8.6 (a)
砂分含水率	20%前後	85%以下 (b)
ケーキ含水率	35%前後	85%以下 (b)

(a)…排水基準を定める総理府令

(b)…廃棄物の処理及び清掃に関する法律の施行令

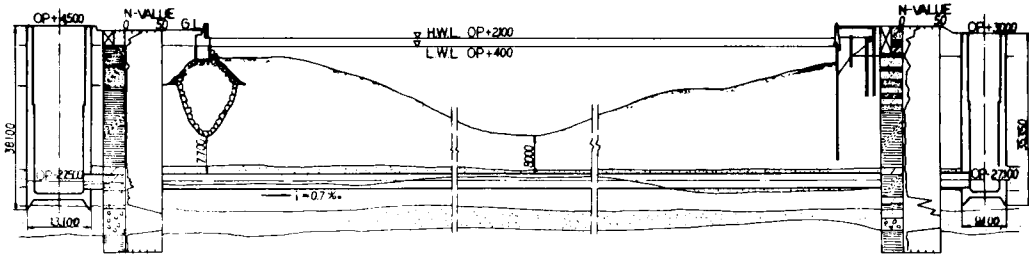


図5-47 工事断面図

(2) 泥水加圧式シールドトンネル工における泥水の役割

5.3.2で主に地下連続壁築造にあたっての掘削壁面の安定を保つための安定液について述べたが、同じ安定液としての泥水であっても泥水加圧式シールドトンネル工に用いる泥水の性質には若干の違いがあるので、以下に箇条書きする。

- (i) 泥水材料は特にベントナイトを使用しないで、掘削過程で取り込まれる細粒土を利用できる。
- (ii) 切羽の安定を保つ目的に、切羽部の泥水室に加圧される。すなわち粘性と圧力で地山の土圧や地下水圧に対抗することになる。
- (iii) 掘削土砂のスラリー輸送による搬出の目的も重要な役割であり、搬出土砂を取り込み運搬するためには粘性の高いことが望ましいが、逆にスラリーの管内における流動抵抗が大きくなる。また掘削土砂の分離性が低下する。したがって適性な粘性・比重が要求される。

(3) 安定液の設定

本例における安定液の材料は現地発生土の細粒分を利用することを条件として出発しているので、図5-48に示す粒度分布を持つものを用いることにした。安定液の比重は5.3.2に示した方法と藤

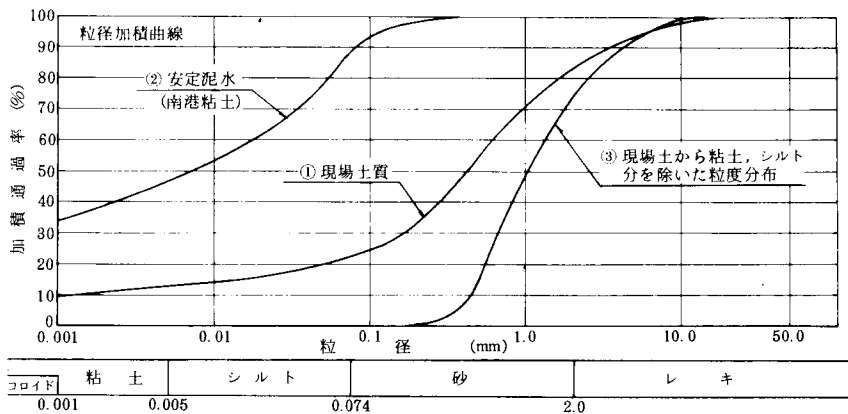


図5-48 発生土、安定泥水の粒度分布

井(1966)²²⁾の提案による引き戸試験装置, 更に取り込み土砂の輸送性・輸送後の土砂分離性を検討して $\rho_1 = 1.20$ と決定した。これらの試験結果の一部を示すと図5-49, 5-50である。図5-49

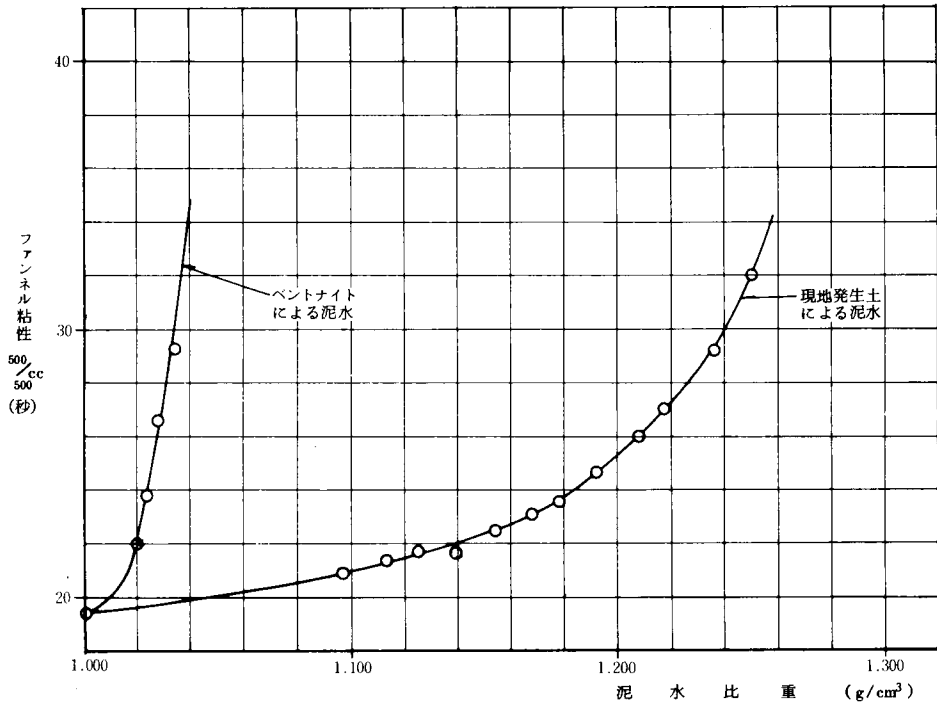


図5-49 泥水比重とファンネル粘性

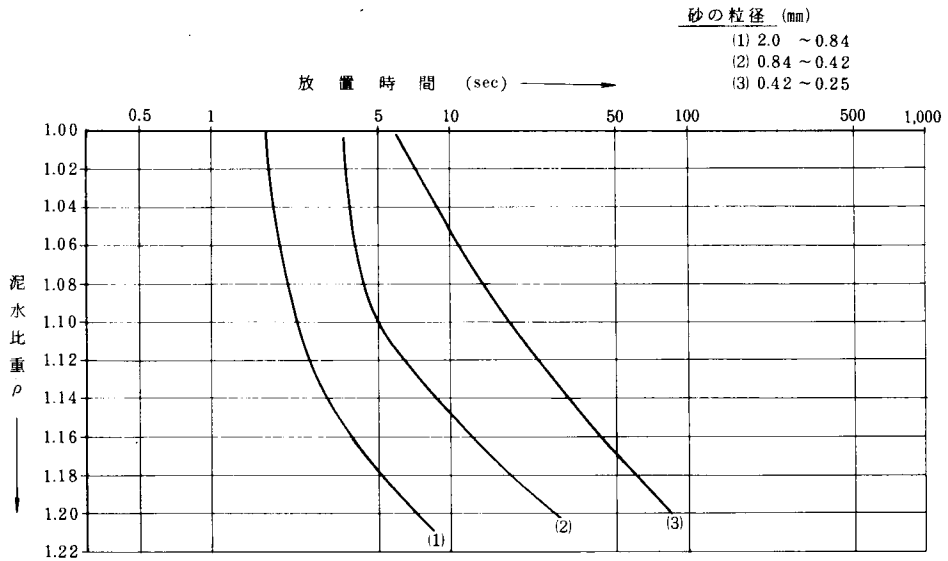


図5-50 泥水比重と砂分90%沈積時間

はベントナイト安定液、現地発生土による安定液の比重とファンネル粘性を示したものである。現地発生土安定液はベントナイト安定液と比較して高比重であるにもかかわらず粘性が小さく、スラリー輸送に支障がないと判断した。

図5-50は現地発生土安定液の比重を調整したものに2.0～0.84 mm, 0.84～0.42 mm, 0.42～0.25 mm の粒径の砂を混入した場合の混入土砂の90%堆積に要する時間を示したものである。液比重1.20の現地発生土安定液における粗粒の懸濁物質の沈降・分離性能にも影響がないと判断され、後述する廃棄泥水の分離システム設定の資料とした。

(4) 廃泥水処理の検討

前掲した図5-48にシールド機通過予定の土層の粒度分布とその土から細粒分(0.074 mm以下)を除去した粗粒分の粒度分布が示されている。廃泥水処理システムの設定にあたっては地山の自然含水比35%、最大粒径20 mmとした。泥水加圧式シールド工事においては前述したように掘削土は安定液に取り込まれ、地上に搬送されるが、この掘削土砂を含んだ懸濁液から粗粒分を除去し所定の比重に調整して、再度安定液として循環使用することになる。この場合安定液は量的に余剰になりがちであるから一部廃棄することが必要で、この廃棄にあたって固相と液相に分離するわけである。液相(分離水)は表5-12のような範囲に処理して放流、固相も同じく表5-12の含水率(この種の水分量の表示は一般に含水率が多用されている)に処理して場外に搬出する。これら一連の操作が廃泥水処理となる。

(4-1) 送泥水・排泥水の算定

① 条件

シールド・トンネル外径	$D_M = 3,300 \text{ mm}$
施工総延長	$L = 631 \text{ m}$
セグメント長さ	$\ell = 900 \text{ mm}$
通常掘進速度	$S = 3 \text{ cm/s}$
最大想定掘進速度	$S_{max} = 5 \text{ cm/s}$
通常掘進時の日施工距離	5.4 m/day (6リング/day)
最大掘進時の日施工距離	10.8 m/day (12リング/day)
安定液(送泥水)の諸元	
懸濁物質	現地発生土(図5-48の粒度)

懸濁物質の真比重 $G_s = 2.69$
 安定液比重 $\rho_1 = 1.20$ (体積濃度 11.8%)

地山の諸元

土粒子の真比重 $G_s = 2.69$
 自然含水比 $w = 35\%$
 (含水率 $w' = 25.9\%$)

地山の湿潤密度 $\rho_t = 1.87 \text{ g/cm}^3$

地山の乾燥密度 $\rho_d = 1.39 \text{ g/cm}^3$

地山の空隙比 $e = 0.942$

土粒子の最大粒径 $d_{\max} = 20 \text{ mm}$

平均粒度組成

礫分 0%, 砂分 44.8%, シルト分 28.8%, 粘土分 26.4%

② 排泥水濃度の算定結果

①で述べた条件で掘削断面積, 掘削土砂量(見かけの), 見かけの掘削土砂中の実土砂量と水量を求め, その結果をもとに排泥水濃度, 排泥水比重, 更にスラリー輸送管路の仕様(管径 6 B を使用)からの制約を加味して表 5-13 のように想定した。すなわち送泥水比重 $\rho_1 = 1.20$ (体積濃度

表 5-13 スラリー輸送管路の仕様

掘進状況 泥水仕様	記号	常用掘進	最大掘進
掘進速度	$\frac{S}{\text{cm/min}}$	3	5
排泥水比重	ρ_2	1.25	1.29
排泥水濃度	$\frac{C_{v2}}{\text{vol}\%}$	15.0	17.0
排泥水流量	$\frac{Q_2}{\text{m}^3/\text{min}}$	3.19	3.27
送泥水比重	ρ_1	1.20	
送泥水濃度	$\frac{C_{v1}}{\text{vol}\%}$	11.8	
送泥水流量	$\frac{Q_1}{\text{m}^3/\text{min}}$	3.00	2.95

度で 11.8%) とし常用掘進時(掘進速度 3 cm/min) に送泥水流量 $Q_1 = 3.00 \text{ m}^3/\text{min}$ とすると排泥水比重 $\rho_2 = 1.25$ (体積濃度 $C_{v2} = 15\%$) となり排泥水流量は $Q_2 = 3.19 \text{ m}^3/\text{min}$ となる。最大掘進時(掘進速度 5 cm/min) は同様に $Q_1 = 2.95 \text{ m}^3/\text{min}$, $\rho_2 = 1.29$ ($C_{v2} = 17\%$), $Q_2 = 3.27 \text{ m}^3/\text{min}$ となる。

③ 掘削土砂の分離土砂量

排泥水中に取り込まれた掘削土砂の砂分(粒径 $D \geq 0.074 \text{ mm}$ 以上)の 90% がサンドコレクター, または振動ふるいなどで分離できるものとする,

地山の平均的砂分量 44.8%, 常用掘進時で掘削土砂量 $0.257 \text{ m}^3/\text{min}$ のうち固相分 $0.357 \text{ t}/\text{min}$ となるので次の値が第 1 次の分離土砂量 g_{n1} となる。

$$\begin{aligned}
 g_{n1} &= 0.357 \times 0.448 \times 0.9 \\
 &= 0.144 \text{ t}/\text{min} \text{ (体積換算量 } g_{m1} = 0.0536 \text{ m}^3/\text{min} \text{)} \dots\dots\dots (5.13)
 \end{aligned}$$

同様に最大掘進時 $g_{n1} = 0.240 \text{ t/min}$ ($g_{m1} = 0.0891 \text{ m}^3/\text{min}$) となる。

(4-2) 廃泥水処理量の算定

排泥水中に取り込まれた掘削土砂の粗粒分はあらかじめ取り除かれるが、比重の大きくなった泥水は送泥水比重 ($\rho_1 = 1.20$) まで希釈・調整されて、再び安定液としてシールドトンネルの切羽に搬送される。この希釈・調整ならびに掘削土中の細粒分・土中水分量のために、所要の安定液量以上の泥水が発生することになる。したがってこの余剰分を廃泥水処理として固液分離しなければならない。処理泥水量は調整後の泥水量から安定液として必要とする送泥水量を差し引いた量となる。

常用掘進時の粗粒分除去後の泥水比重 ρ_3 は

$$\rho_3 = \frac{Q_2 \cdot \rho_2 - g_{n1} \cdot G_s}{Q_2 - g_{m1}} = 1.225 \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

体積濃度で

$$C_v = \frac{\rho_3 - 1}{G_s - 1} = 0.1331 (13.31 \text{ vol} \%) \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

$\rho_3 = 1.225$ を送泥水比重 $\rho_1 = 1.20$ にするための希釈水量 Q_w は

$$Q_w = \frac{(Q_2 - g_{m1})(\rho_3 - \rho_1)}{\rho_1 - \rho_w} = 0.392 \text{ m}^3/\text{min} \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

比重調整後の処理対象泥水量 Q_4 は

$$Q_4 = Q_2 + Q_w - Q_1 - g_{m1} = 0.528 \text{ m}^3/\text{min} \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

となる。

同様に最大掘進時は $\rho_3 = 1.251$, $C_v = 14.58 \text{ vol} \%$, $Q_4 = 0.811 \text{ m}^3/\text{min}$ となる。

(4-3) 廃泥水処理のための凝集剤の量

廃泥水処理のための固液分離には前述の高分子凝集剤(以下A剤という)と無機系凝集剤(以下B剤という)を用いることにした。処理のための凝集剤量の決定は室内試験によって行った。

現地よりの採取土砂に水道水または海水を加えて泥水比重を1.20と1.30になるように懸濁液を作成した。凝集剤は0.1%A剤液と10%B剤液を用いて表5-14に示す組合

表5-14 凝集剤添加量決定試験のための組合せ

組み合わせ No	南港土砂の希釈水	A剤の溶媒	B剤の溶媒	供試泥水の見かけ比重	供試泥水の含土率%
I	真水	真水	真水	1.202	27.30
II				1.303	37.29
III	海水	海水		1.200	26.93
IV				1.301	36.03
V		真水		1.200	26.93
VI				1.301	36.03

せで試験を行った。

試験方法は 250 ml メスシリンダーに供試懸濁液 100 ml (比重 1.80 の場合), 150 ml (比重 1.20 の場合) を計り取り, A 剤の添加量を変えて添加し, シリンダーを転倒混合後静置してフロクの形成, 分離水の清澄度を観察, 分離水の清澄度の悪いと判断されるものに B 剤を添加することにした。この場合, 清澄度の悪いと判断されたものについては再試験することにし, 当初 B 剤添加, 以後 A 剤添加とした。

次にフロクの脱水性を観察するために, 凝集剤によって生成されたフロクを 250 ml メスシリンダーから 1000 ml のディスクップの上においた 80 メッシュのネット上に移し, 24 時間自然脱水させ 24 時間後のフ

ロクの含水率と分離水の濁度を測定することにした。

以上の凝集性, 沈降性, 脱水性の結果より最適凝集剤添加量を決定している。

試験結果を表 5-15 に示す。各懸濁液とも A 剤を適量添加することによりネットによって分離された分離水の濁度は 15 ppm 以下となり, フロクの含水率および分離水量には大差が認められなかったが, 組合せ I, II の場合 (水道水で作成した懸濁液), 分離水が着色されていたので B 剤を必要とする。A 剤の溶解には海水より水道水を用いた方がその使用量が少なくすむ

表 5-15 試験結果

実験 順	組み 合わせ	供試 泥水 [ml]	A 剤 (01%) [ml]	B 剤 (10%) [ml]	フロク の含水率 [%]	処理分離 水の濁度 [ppm]	処理分離 水の着色 の有・無	処理分離 水の量 [ml]	処理分 離水 / 全量 [%]	フロク の形状 の良否
1	I	150	45	-	5.79	17	有	102	52.3	僅かに否
2			50	-	5.83	13	有	103	51.5	良
3			55	-	5.97	8.5	少し有	100	48.8	良
4			70	2	5.98	8.3	無	113	50.9	良
5			70	3	6.27	3.5	無	109	48.9	良
6			70	4	6.16	6.7	無	108	48.2	良
1	II	100	50	-	5.95	28.3	少し有	52	34.7	少し否
2			55	-	5.87	5.4	少し有	-	-	良
3			60	-	5.80	4.7	僅かに有	62	38.8	良
4			80	2	6.15	6.1	無	77	42.3	良
5			80	3	6.09	4.5	無	76	41.5	良
6			80	4	6.06	9.8	無	69	37.5	良
1	III	150	60	-	6.03	39.3	少し有	110	52.4	少し否
2			65	-	5.82	11.2	無	125	58.1	良
3			70	-	5.79	5.3	無	130	59.1	良
4			80	2	5.96	4.7	無	136	58.6	良
5			80	3	6.03	4.6	無	133	57.1	良
6			80	4	6.10	4.5	無	134	56.8	良
1	IV	100	70	-	5.94	8.8	無	69	40.6	僅かに否
2			75	-	6.01	13	無	68	38.9	良
3			80	-	5.84	11	無	79	43.9	良
4			85	5	5.92	14	無	88	46.3	良
5			90	10	5.87	6.2	無	99	49.5	良
1	V	150	55	-	6.15	500以上	無	90	43.9	否
2			60	-	5.95	10.3	無	117	55.7	少し否
3			65	-	6.05	5.3	無	117	54.4	良
4			75	5	6.01	11.2	無	132	57.4	良
5			75	10	6.04	7.4	無	132	56.6	良
1	VI	100	60	-	5.73	31.5	無	62	38.8	僅かに否
2			65	-	5.93	6.5	無	74	44.9	良
3			70	-	5.82	9.3	無	73	41.7	良
4			80	5	6.07	11.5	無	73	39.5	良
5			80	10	5.73	8.8	無	95	50.0	良

という事実から、使用水は水道水を用いることに利点がみられる。

以上 A, B 剤の最適添加量と泥水 1 m³ 当たりの A・B 剤必要量と純分で求めると、表 5-16 となった。

表 5-16 凝集剤最適添加量

組合せ I が該当するとの判断で、
 廃泥水処理用凝集剤は A 剤 467 g
 /泥水 m³, B 剤 2000 g /泥水 m³
 と決定した。追試の脱水試験によ
 ってもフロクの含水率 60 % 土、
 分離水の濁度 15 ppm 以下が確認
 された。

(4-4) 検討結果

以上の検討結果を要約すると表
 5-17 となる。なお同表には掘削
 土砂が粘性土になった場合を想定
 した結果もあげている。

組み合 わせ No.	供試泥水 [mℓ]	A 剤 (0.1%) [mℓ]	B 剤 (10%) [mℓ]	泥水 1 m ³ 当たりの純分	
				A 剤 [g]	B 剤 [g]
I	150	70	3	467	2000
II	100	80	3	800	3000
III	150	70	-	467	-
IV	100	80	-	800	-
V	150	65	-	433	-
VI	100	70	-	700	-

(5) 固液分離装置システム

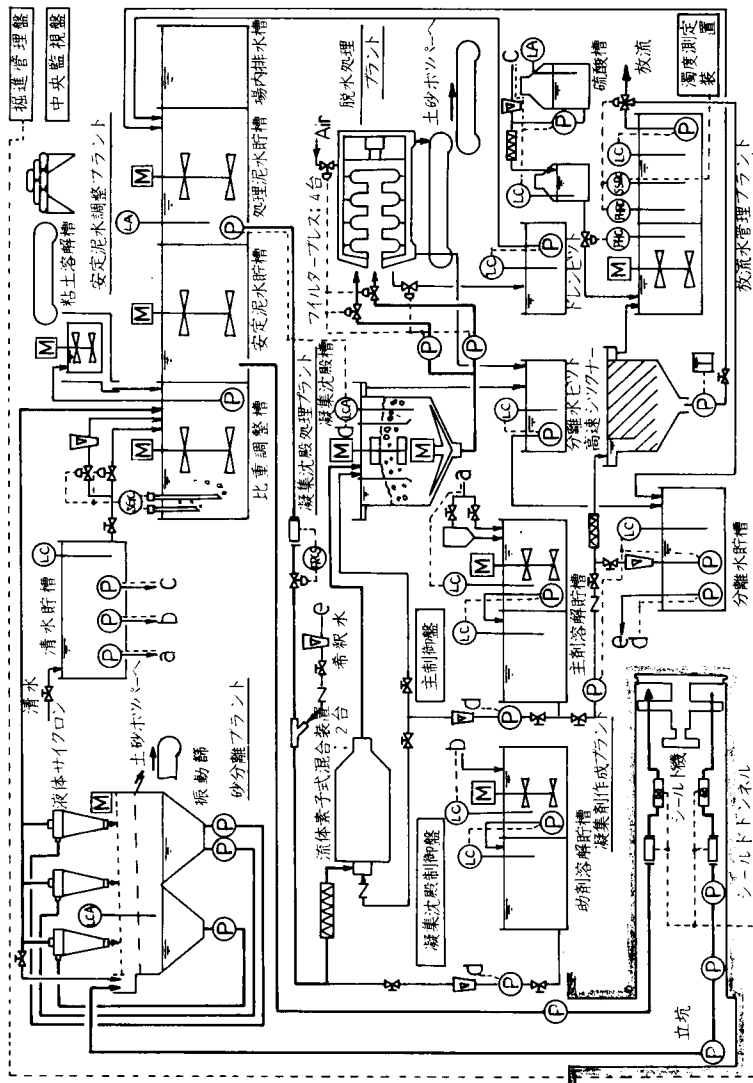
以上の検討結果を用いて、本例では安定液調整と廃泥水の処理を一連のものとして可動するシステムを採用した。図 5-51 は採用システムのフロー図を示している。

すなわち調整した安定液(泥水)を切羽に送り、切羽の安定を保つと共に掘削した土砂をスラリー状にして地上へ搬出、この際送泥水・排出泥水の流量と比重を測定・演算し、掘削土量を指示・積算する。排出泥水は粗粒分を除去し、粗粒分の脱水を図りホッパーに回収して搬出投棄する。粗粒分の除去された泥水は比重コントロール装置で所定の比重に調整されて再び安定液として切羽に送泥される。この調整によって余剰となった泥水は廃泥水処理装置によって固相をフロック化し、脱水機によって所定の含水率まで脱水、脱水ケーキとしてホッパーに回収・搬出投棄する。分離水は pH 調整 (pH = 5.8 ~ 8.6) 後、水量を積算して放流される。主要装置を表 5-18 に示す。廃泥水の固液分離方式はアニオン系高分子凝集剤と無機凝集剤の併用による凝集処理とフィルタープレスによる加圧脱水処理を基本としている。

安定液の仕様とマスバランスを図 5-52 に示す。

表 5-17 泥水シールド工の泥水仕様一覧

項 目	記 号 (単位)	平均的な土質性状		粘性土を主体とした土質性状		
		常用掘進時	最大掘進時	常用掘進時	最大掘進時	
掘 進 速 度	S cm/min	3.0	5.0	3.0	5.0	
施 工 距 離 (施工リング数/日)	m/day	54(6R/day)	10.8(12R/day)	5.4(6R/day)	10.8(12R/day)	
施 工 総 延 長	L m	631				
シ ー ル ド 機 外 径	D_M mm	3300				
セ グ メ ン ト 長 さ	ℓ mm	900				
基 準 泥 水 仕 様	排 泥 水 比 重	ρ_2	1.25	1.29	1.25	1.29
	排 泥 水 流 量	Q_2 m ³ /min	3.19	3.27	3.19	3.27
	送 泥 水 比 重	ρ_1	1.20			
	送 泥 水 流 量	Q_1 m ³ /min	3.00	2.95	3.00	2.95
地 山 の 組 成		礫 分: 0%, シルト分: 28.8% 砂 分: 44.8%, 粘土分: 26.4%		礫 分: 0%, シルト分: 40% 砂 分: 10%, 粘土分: 50%		
土 粒 子 比 重	ρ_s	2.69				
地 山 の 自 然 含 水 比	w %	35 (30~40)				
掘削土砂分離システムに於ける分離可能な 粒子径		$d_s \geq 0.074$ mm				
掘削土砂中の分離可能な土砂分	%	44.8		10		
分 離 効 率	%	90		90		
掘 進 時	掘 削 土 砂 量	Q_3 m ³ /min	0.257	0.428	-	-
	実 掘 削 土 砂 量	ton/min	0.857	0.595	-	-
	掘削土砂分離システムに於ける分離 実土砂量	ton/min	0.144	0.240	-	-
日 平 均	掘 削 土 砂 量	m ³ /day	4.63	9.25	-	-
	実 掘 削 土 砂 量	ton/day	6.43	1.29	-	-
	掘削土砂分離システムに於ける分離 実土砂量	ton/day	2.59	5.18	-	-
	分離土砂の見掛け土砂量 (含水率 $w' = 25.9\%$)	m ³ /day	1.87	3.73	-	-
総 施 工	掘 削 土 砂 量	m ³	5.395	5.395	-	-
	実 掘 削 土 砂 量	ton	7.500	7.500	-	-
	掘削土砂分離システムに於ける分離 実土砂量	ton	3.020	3.020	-	-
	分離土砂の見掛け土砂量 (含水率 $w' = 25.9\%$)	m ³	2.180	2.180	-	-
掘削土砂分離システム後の泥水比重	ρ_3	1.225 ($C_v = 0.1831$)	1.251 ($C_v = 0.1485$)	1.244 ($C_v = 0.1444$)	1.281 ($C_v = 0.1663$)	
希 釈 水 供 給 流 量	m ³ /min	0.392	0.811	0.699	1.32	
泥 水 対 象 掘 削 後 泥 水 の 仕 様	処 理 泥 水 比 重	ρ_4	1.20			
	処 理 泥 水 流 量 (掘進時)	Q_4 m ³ /min	0.528	1.04	0.877	1.62
	処 理 泥 水 流 量 (日平均)	m ³ /day	9.50	2.25	1.58	3.50
	処 理 泥 水 流 量 (総施工)	m ³	11.100	13.100	-	-
日 平 均・処 理 泥 水 流 量 / 10hr 処 理	m ³ /hr	9.5	2.25	1.58	3.50	
日 平 均・処 理 泥 水 流 量 / 20hr 処 理	m ³ /hr	4.75	1.13	7.9	1.75	
泥 水 処 理 後 の 実 土 砂 量 (日平均)	ton/day	3.01	7.13	5.03	1.11	
泥 水 処 理 後 の 見 掛 け 土 砂 量 (日平均) (含水率 $w' = 60\%$)	m ³ /day	5.64	1.33	9.37	2.08	
総 施 工	処 理 泥 水 総 量 (最終残泥水量)	m ³	11,850(750)	13,850(750)	-	-
	A 剤 使 用 予 定 量	ton	5.53	-	-	-
	B 剤 使 用 予 定 量	ton	2.37	-	-	-



- 凡 例
- P; ポンプ
 - M; モーター
 - V; バルブ
 - T; タイマー
 - LA; 液位計
 - LC; 制御液位計
 - LCA; 制御表示付液位計
 - PHC; pHコントローラ装置
 - PHRC; pH記録・調整装置
 - PRC; 流量制御装置
 - SGC; エアバースセット
 - SSRC; 懸濁物質の記録・調整装置

図 5-51 泥水シールド工の泥水関連システム

(6) 処理実績と考察

表5-18 主要装置名称と内容

(6-1) 粗粒土砂の分離・安定液調整装置関係

図5-53は液体サイクロンの分級性能の結果の一例であるが、この液体サイクロンとウェッジバー網式振動ふるいにより細砂の程度まで効率よく捕集、脱水処理（含水率18～26%）できた。またエアパージ式比重測定器による連続的な比重の自動制御は設定値の±5%内におさまる精度を示し、重量平衡式比重計とはば一致した。

装置名称	内容
液体サイクロン	3台、内径φ300mm、ゴムライニング、分級点、74μm、処理量0.3～2.5m ³ /min、渦巻スラリーP.（4B）
砂分離機（振動篩）	ウェッジバー・平織網2段篩、処理量4m ³ /min、網1.2m×3.6m、細砂35t/h加振力16t、振動数1,170rpm
比重調整装置	エアパージ式測定制御器、自動操作弁、流量計、調整槽35m ³ 、攪拌機2台、高比重泥水作成装置併設
凝集沈澱装置	流体素子式混合機2台、助剤ラインミキサー、凝沈槽15m ³ 、フロック界面検出器、処理量調整装置（電磁流量計・外）
フィルタープレス	4台、半自動式、1.15°m×120枚/1台、ケーキ寸法1m ³ ×20mm、常用圧7K渦巻スラリーP.、油圧プランジャーP.、ベルコン（1×10m）、自動打込制御盤
濁度管理装置	高速シクナー（処理量40m ³ /h）、開放液面散乱式濁度測定器、三方切換弁、積算流量計
pH管理装置	プロセスpH調節・記録計、電極2台調整槽12m ³ 、濃硫酸槽1m ³ 、希硫酸自動作成装置、かく拌機、電磁弁

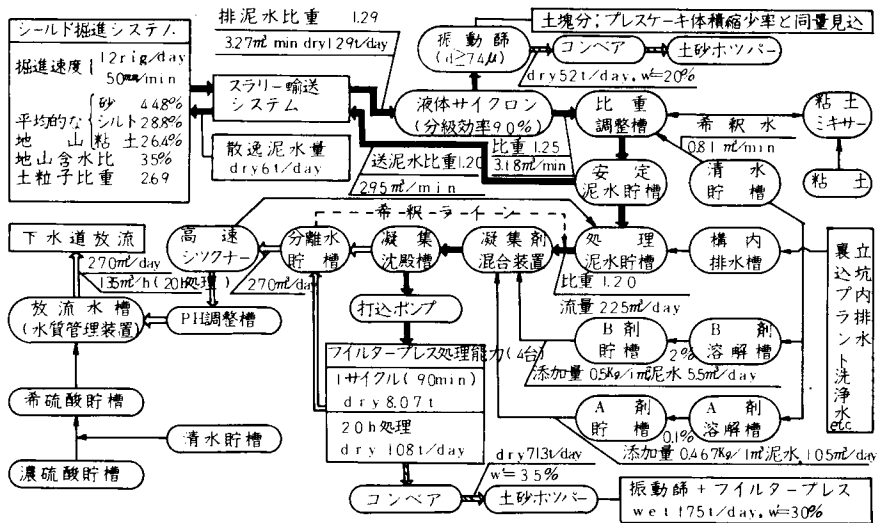


図5-52 泥水仕様とマスバランス

(6-2) フロクの脱水処理装置関係

当該粘性土は著しい難ろ過性を示したが、図5-54に示すプレス給圧方式を採用し、脱水ケーキ厚を薄くした結果、ケーキ含水率28~35%という均一な脱水効果を得ることができた。

(6-3) 放流水管理装置関係

全工事期間にわたる放流水の管理実績はpH=7~8, SS=70~100ppmであった。放流水管理・記録例を図5-55に示す。なおpH調整液としてはローリー搬入の市販希硫酸を用いている。

(6-4) 数量実績

数量的な実績を示すと以下の通りである。なお、掘削土砂の内の粘性土の一部は切削されたものが塊状(φ20~100mm)となって振動ふるいで捕集された。

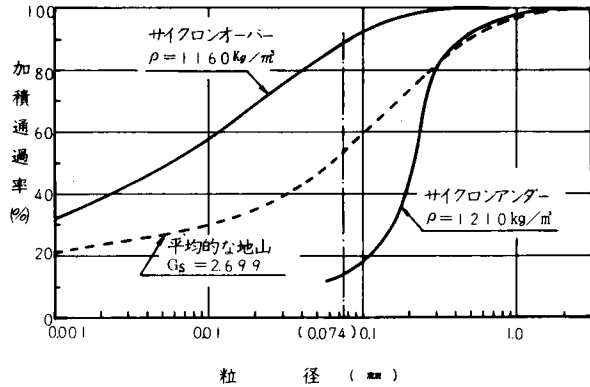


図5-53 液体サイクロンの分級特性

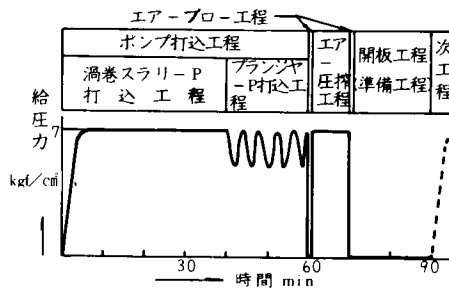


図5-54 フィルタープレスの標準工程

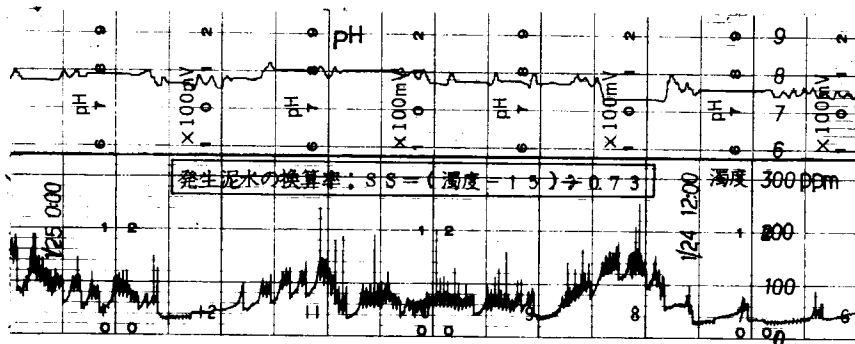


図5-55 放流水管理・記録例(上段; pH, 下段; 濁度)

- ①セグメント1リング当たり平均処理泥水量; 延平均 40.31 m³/Ring
- ②1日当たり平均処理泥水量; 216.90 m³/day
- ③フィルタープレス1回当たり打込み泥水量; 延平均 18.87 m³/回
- ④1日当たり最高処理量(フィルタープレスによる);

14 Ring/day 35回打込み 84m³/day (24時間処理)

⑤フィルタープレスによる脱水ケーキの含水率

最高	26.14 %	} 平均 33.40 %
最低	42.30 %	

⑥工程による処理割合

粗粒分離工程	砂分	20 %	} 計 100 %
	粘土塊	20 %	
加圧脱水処理工程	脱水ケーキ	60 %	

(6 - 5) 考察

計画段階においては1日20時間処理で常用掘進時5.4 m/day (6 Ring/day), 最大掘進時10.8 m/day (12 Ring/day) と想定して設備を設定したが, 24時間処理で14~15 Ring/day の処理が可能であった。特に粘性土が塊状になって一部排出され全体の20%程度が粗粒分離段階で捕集されたことは, この好結果をもたらした一因となろう。

加圧脱水工程における脱水ケーキはフロック中に粗粒分が含有された方が脱水性はよくなるが, 凝集処理によってある程度均一に粗粒分が取り込まれていることも処理能力向上に果たしたと考えられる。

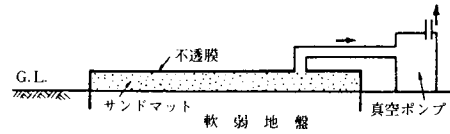
5.4 液性限界付近の地盤における液相分離

5.3において懸濁液状や泥しょう状の固一液系の液相分離についての検討・研究結果を述べた。第3章・第4章で述べたように自然地盤で従来の液相分離(脱水)を主にした土質安定処理工法は対象の地盤が液性限界付近 ($pF=1.5$, $I_c=0$) の所で施工されていることは注目に値するであろう。この場合粘性土を対象を更に限定してみると, 緩速段階盛土工法やバーチカル・ドレーン工法で代表される圧密促進が原理的な主流になっている。バーチカル・ドレーン工法は一般に対象とする自然地盤に鉛直な排水溝を作成して, 多くの場合その地表面に載荷重を施工, 土層に過剰間隙水圧を発生させ, 作成した排水溝でその過剰間隙水圧を早急に消散させて(脱水という現象になる)地盤を圧密させようとするものである。大気圧工法または真空圧密工法と称されるものはこの載荷重に相当するものを地盤表面に真空層を人工的に作成することにより大気の大気圧で代えようとするものである。これは1952年にW. Kjellman (1952)⁴⁰⁾によって提案されたものである。原理的な説明をしてみると図5-56(a)のように液相分離によって圧密を促進しようとする地盤全域に透水性の良好なサンドマットを敷き, これを気密膜で覆い外気と遮断する。それから真空ポンプなどの排気・排水装置によってサンドマット内を減圧状態にするとこれに伴い地盤中の間隙水が排水され, 間隙水圧が低下する。これが地下水位の低下となって現れその量だけ有効応力が増加することにな

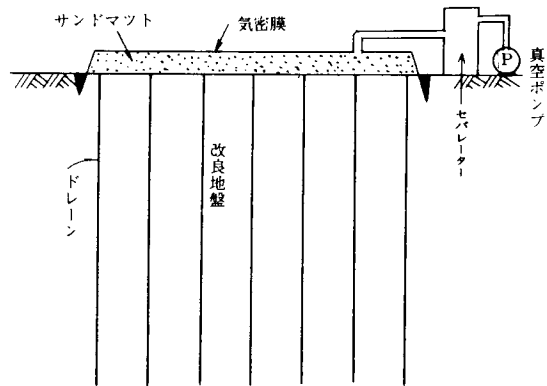
る。このようにして粘性土地盤中の液相分離が促進され、結果として地盤は圧密され土質安定の目的が達成される。この現象を更に促進したいと意図する場合には図5-56(b)のように地盤の深さ方向に排水路を設けることになる。

従来この真空圧密工法は荷重盛土による脱水圧密とその原理・挙動が同一であるとみなされていたが、最近の研究⁴¹⁾によって異なった現象が生じていることが明らかになってきている。

筆者の研究によってもその異同が明らかに認められており、液相分離という観点では有利な性質をもち、また地盤によっては真空作用と荷重の作用を併用するとより有効な液相分離が可能となることが認められた。以下においては真空作用（減圧状態）下における粘性土地盤の液相分離による土質安定について論述する。



(a) 真空圧密工法の一例



(b) 地盤内に排水路を設けた真空圧密工法の例

図5-56 真空圧密工法の原理

5.4.1 真空吸引による液相分離のメカニズム

(1) 真空圧密の原理

真空圧密による液相分離のメカニズムを述べる前に、荷重による液相分離を伴う粘性土地盤の圧密促進について概要を記述しておこう。

土質力学の一般的な教科書に見られるように飽和された粘性土地盤中の応力状態を考えると式(5.18)で表される。

$$\sigma = \sigma' + u \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに σ ; 全応力

σ' ; 有効応力

u ; 間隙水圧

今、増加応力 $\Delta\sigma$ が加わったものとする増加直後は $\Delta\sigma$ に相当する過剰水圧 Δu が発生し、地盤全体では水頭勾配が発生したことになる〔式(5.19)〕。

$$\sigma + \Delta\sigma = \sigma' + u + \Delta u \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

$$(\because \Delta\sigma = \Delta u)$$

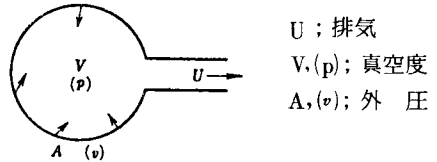
時間の経過と共に水頭勾配の低い方向に過剰水圧は消散しそれから全応力の減少分を差し引いた分だけ有効応力が増加し、⁴²⁾ 有効応力の増加分に見合う量だけ圧密が起る。100%圧密終了時の応力状態は式(5.20)となる。

$$\sigma + \Delta\sigma = \sigma'' + u' \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

ここに σ'' ; $\Delta\sigma$ の増加応力で 100% 圧密した時点の有効応力

u' ; Δu の過剰水圧が消散した時点の間隙水圧

一般に含水状態にある多孔質の固体材料を真空環境下におくと、物質内の水分は固体材料より除去され、この場合材料表面から周囲の気相へと材料内部より表面への水の移動が生じる。また図5-57のような真空容器を考えた場合、大気圧下では容器の内外が1気圧であるが、内部が真空吸引されて完全な真空状態になったとすると容器には外圧1気圧が作用することになる。容器が圧縮性のものであれば外圧に相当する分体積が減少する。



U ; 排気
V, (p) ; 真空度
A, (v) ; 外 圧

図5-57 真空容器の排気と圧力バランス

図5-56に示したように地表面を気密膜で覆い気密膜下を真空吸引した場合、気密膜下の土中水が排除され減圧状態になり、大気の圧力が圧密荷重として地盤に作用することになり圧密が促進される。すなわち土中の中立応力が水分排除に伴う減圧により自然状態より減少し負となる。この減少分を Δu とするとその減少分に見合う有効応力 $\Delta\sigma$ が地盤中に発生し、式(5.19)に相当するものは式(5.21)で表される。

$$\sigma = (\sigma' + \Delta\sigma) + (u - \Delta u) \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

式(5.20)に相当するものは式(5.22)となる。

$$\sigma = \sigma'' + u' \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

したがって左辺の全応力が変化することなしに地盤の液相分離・地盤の圧密が促進されることが可能となる。図5-58は真空吸引前の自然地盤の応力状態と吸引後100%真空に到達した場合のそれを示している。

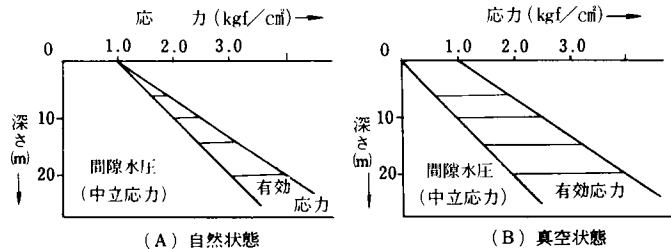


図5-58 自然地盤内の間隙水圧と有効応力

(2) 作用力の違いによる応力状態の比較⁴³⁾

5.4.1 (1) で述べた真空減圧による中立応力の低下が圧密荷重によるものと等価とみなしうるか、更に土層表面のシールの効果の確認を検討するために作用力を変えて室内実験によって土の圧密沈下性状を比較した。

図5-59は三軸圧縮試験用の三軸セルを改造したもので、アクリル樹脂製の圧密リング(直径50mm)を三軸セルの下部排水用台座に取り付け、底面より排気・排水を行った。沈下量の測定は圧密リングの外面にスケールをはりつけ目読した。実験した境界条件は以下の通りである。

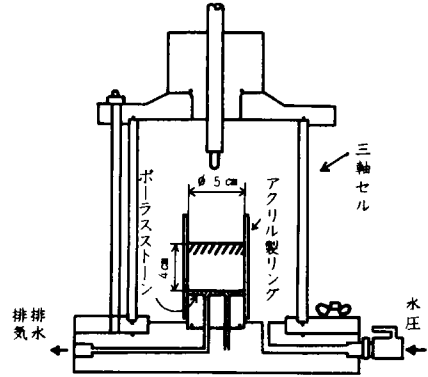


図5-59 三軸セル利用の真空圧密試験機

- (i)セル内に 2 kgf/cm^2 の水圧を与え上層表面をシールせず底面より自然排水する。
- (ii)セル内に 2 kgf/cm^2 の水圧を与え上層表面をシールして自然排水する。
- (iii)セル内に 2 kgf/cm^2 の水圧を与え上層表面をシールして底面より真空吸引する。
- (iv)セル内に 2 kgf/cm^2 の水圧を与え上層表面をシールせず底面より真空吸引する。
- (v)セル内に 3 kgf/cm^2 の水圧を与え上層表面をシールせず底面より自然排水する。

以上の応力状態を図5-60に示す。

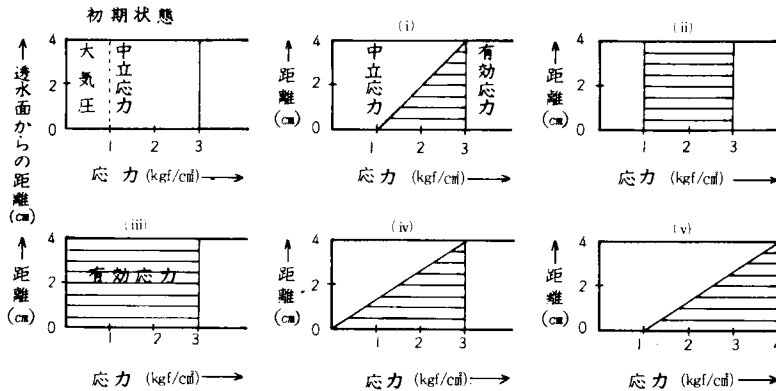


図5-60 想定応力状態

供試土は $G_s = 2.71$, $w_L = 93.1\%$, $I_p = 58.5$ の大阪南港粘土で、これに水を加えミキサーでかく拌し、初期含水比100%前後に調整した。試験を行うに先立って供試土のセット後、下方コックを閉じたまま約12時間所定の水圧の下に置いた。

図5-61は各状態での時間～沈下曲線を示したものである。

水圧 2 kgf/cm^2 の下でのシールの有無は曲線(i)と(ii)で沈下量に大きく差が生じている。真空吸引力を作用された曲線(iii), (iv)でもその違いは明らかである。曲線(v), (v)が全く同一であることは真空吸引による中立応力低下が水圧(載荷圧) 1 kgf/cm^2 と同値と考えられ、中立応力が負になることは有効応力の増加とみなせることを裏付けており、式(5.21)や図5-60の考え方が妥当であることを示したものである。

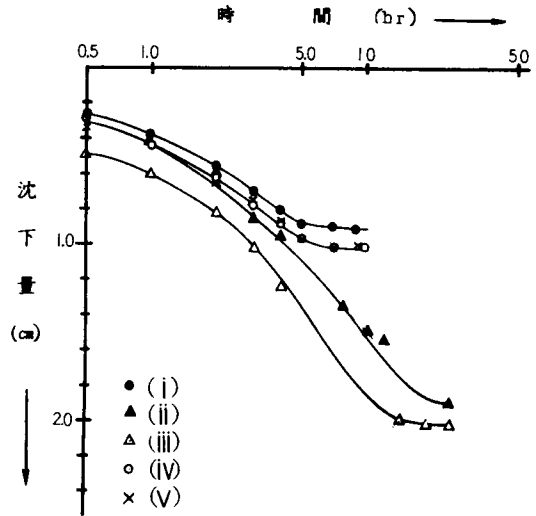


図5-61 時間-沈下量曲線

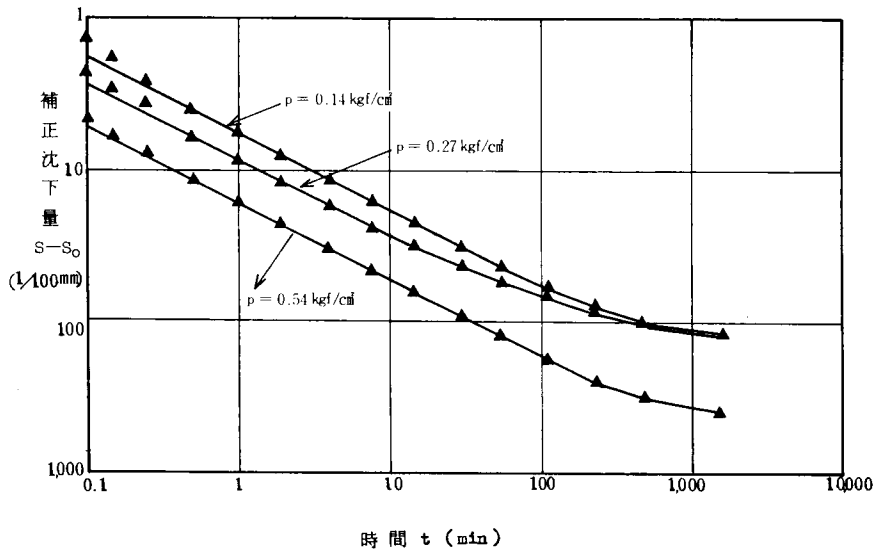
5.4.2 載荷圧密工法との比較

5.4.1において真空圧密の原理について述べたが、具体的に室内実験によってその特性を検討したので以下に示す。

(1) 佐々木伸(1975)の研究⁴¹⁾

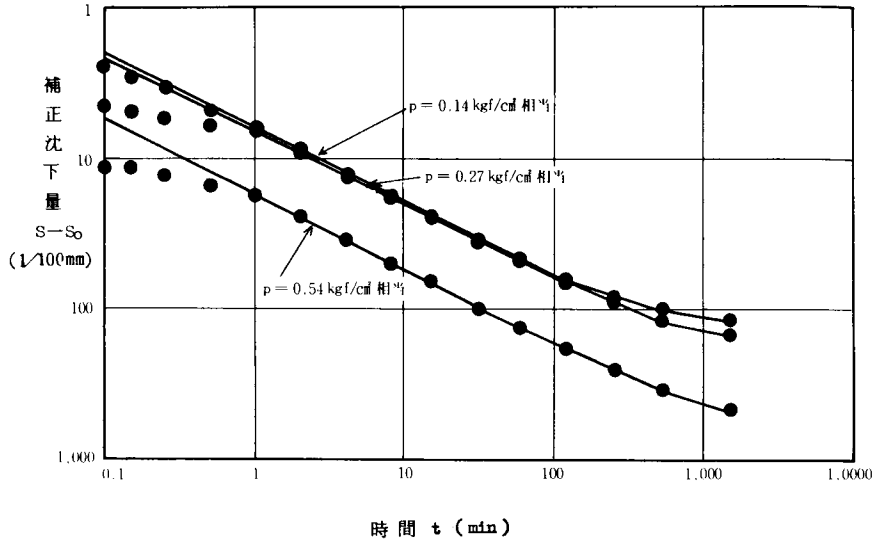
佐々木(1975)は筆者とは別に独自で、また筆者と協同で真空圧密の圧密挙動を研究している。その成果と主張を概述する。

図5-62(a), (b)は一定の圧密荷重下での載荷圧密と真空圧密の沈下-時間の関係を両対数紙上に



(a) 載荷圧密(普通リング)

図5-62 載荷圧密と真空圧密の比較⁴¹⁾
(時間~沈下量曲線)



(b) 真空圧密 (普通リング)

図5-62 載荷圧密と真空圧密の比較⁴¹⁾
(時間～沈下量曲線)

示したものである。試料土は $G_s = 2.66$, $w_L = 58.3\%$, $w_P = 29.4\%$, $I_P = 28.9$, $I_C = -0.06$, C' / H のものを用いている。図5-62の関係は両者とも Fox(1948)⁴⁴⁾ の解析に従う勾配 $1/2$ の直線部が現れているので、両者とも Terzaghi の圧密理論に合った挙動であるとしている。

図5-63は図5-62の圧密試験終了後の各荷重強さに対する最終間隙比を示したものであるが、

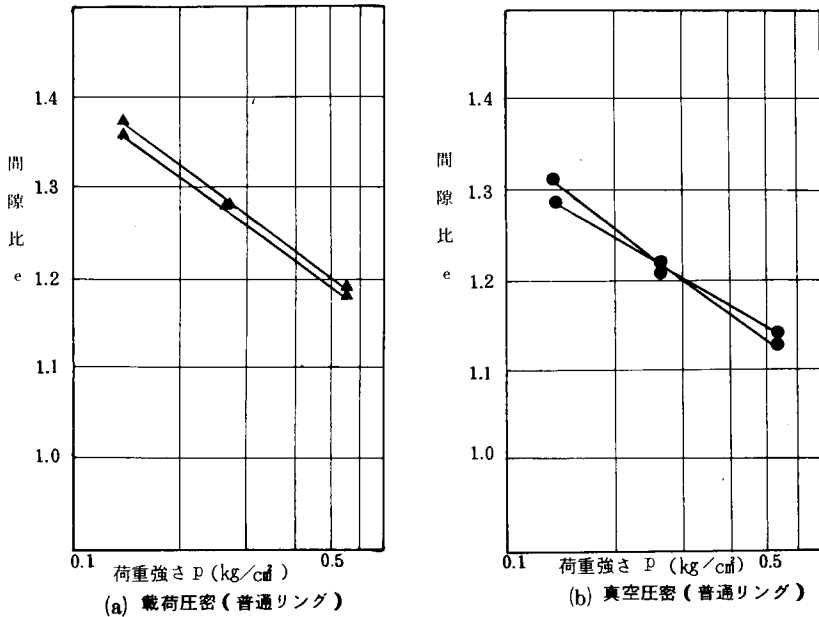


図5-63 載荷圧密と真空圧密の比較⁴¹⁾
($e \sim \log p$ 曲線)

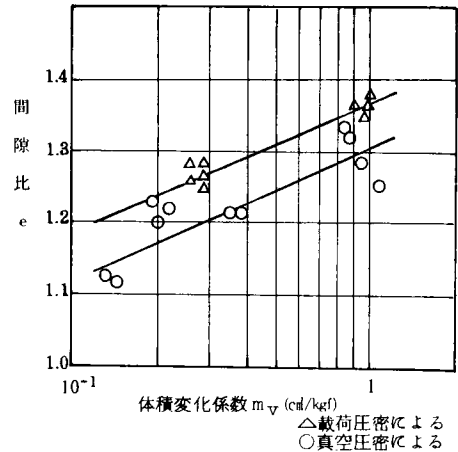
いずれも同一荷重強さに対して真空圧密の方が小さい間隙比を示している。このことは真空圧密の特性であると論じている。

次に両者の圧密試験結果得られた圧密諸係数を間隙比との関係において整理している(図5-64)。すなわち図5-64(a)は間隙比 e -体積圧縮係数 m_v , 図5-64(b)は e -圧密係数 C_v , 図5-64(c)は e -透水係数 k の関係を示したものである。これらの結果より同一間隙比で諸係数を比較すると真空圧密のものの方が載荷圧密のものより m_v で大, C_v で小, k で大という傾向が認められる。同様に両者の二次圧密挙動について検討し、図5-65(a)に荷重強さと二次圧密率(二次圧密領域における沈下量 S_{2nd} と全沈下量の比), 図5-65(b)に荷重強さと二次圧密勾配(二次圧密領域内での間隙比の変化量=沈下量 S_{2nd} とそれに要する時間 $\log t$ の比)を示している。これらより真空圧密と載荷圧密との間には二次圧密挙動に差異があるとしている。

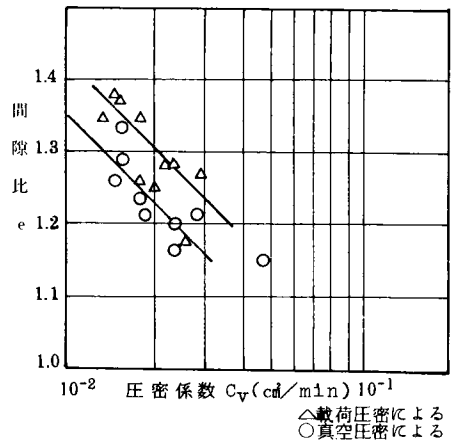
以上の検討結果, これらの異同は土の配向性由来するのではないかとの推論で土構造の変化を量的に表わす手段としてLambe(1958)⁴⁵⁾が用いているKozeny - Carmanの式で整理している。Kozeny - Carmanの式を示すと式(5.23)となる。

$$k = \frac{1}{K_o \cdot S} \cdot \frac{e^3}{1 + e}$$

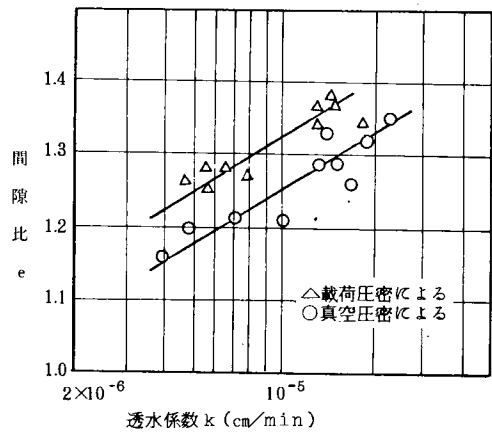
$$= \frac{C_s \rho_w}{\eta T S^2} \cdot \frac{e^3}{1 + e} \dots (5.23)$$



(a) 圧密方法による間隙比-体積圧縮係数関係の変化



(b) 圧密方法による間隙比-圧密係数関係の変化



(c) 圧密方法による間隙比-透水係数の変化

図5-64 載荷圧密と真空圧密の圧密諸係数の比較⁴¹⁾

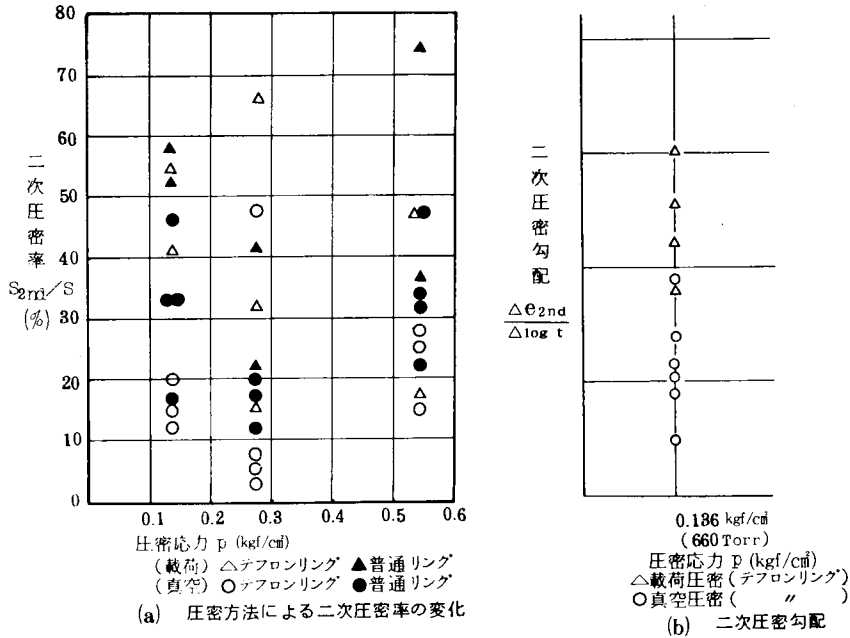


図 5-65 荷重圧密と真空圧密の二次圧密の比較⁴¹⁾

ここに k ; 透水係数

K₀ ; 間隙の形状や水の曲流による常数

$$(K_0 = \eta T^2 / C_s \rho_w)$$

S ; 単位体積あたりの土粒子の表面積

e ; 間隙比

C_s ; 形状係数

$$(球状 = 0.5, 棒状 = 0.33, 標準値 = 0.4)$$

ρ_w ; 水の密度

η ; 水の粘性係数

T ; 流れの屈曲度

$$(有効流路長と見掛けの流路長との比)$$

式 (5.23) を土粒子配向の観点から変形すると式 (5.24) となる。

$$\sqrt{K_0} \cdot S = \sqrt{\frac{1}{k} \cdot \frac{e^3}{1+e}} \dots\dots\dots (5.24)$$

すなわち右辺の k と e が測定されるならば、 $\sqrt{K_0} \cdot S$ が求められることになる。もし同一土、同一間隙比で透水係数値に大小が生じたならば、例えば k が小なる場合は $\sqrt{K_0} \cdot S$ が大となり k が大なるものより配向状態にあるということになる。図5-66は縦軸に $\sqrt{K_0} \cdot S$ 、横軸に e をとり、载荷圧密と真空圧密の場合を示したものである。载荷圧密の方が真空圧密の場合より同一間隙比値に関して大きく、土構造が真空圧密の場合より配向状態にあるとしている。

以上の検討結果を表5-19にまとめている。

以上の確認を目的に図5-67に示す圧密リング(直径60 mm、高さ100 mm)を用いて载荷圧密試験と真空圧密試験を実施した。⁴⁶⁾

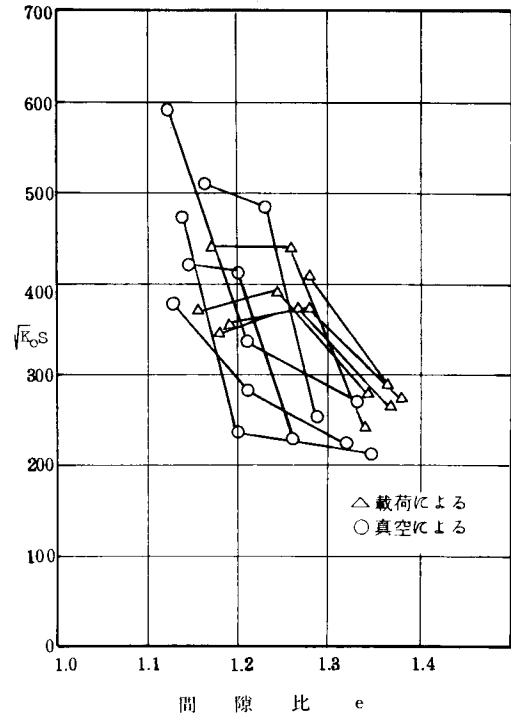


図5-66 载荷圧密と真空圧密の土構造の比較⁴¹⁾

表5-19 载荷圧密と真空圧密の特性比較表⁴¹⁾

	圧密係数 C_v	透水係数 k	体積圧縮 係数 m_v	二次圧密率 S_{2nd}/S	二次圧密の配 $\Delta e_{2nd} / \Delta \log t$	配向性
真空圧密	小	大	大	小	小	小
载荷圧密	大	小	小	大	大	大

载荷圧密は直接荷重 1 kgf/cm^2 を、真空圧密は上層境界面にビニールシートを密着させその上にダイヤルゲージの受け板をセットして全体を更にビニール袋でシールした。排水面は底面よりとした。供試土は、 $G_s = 2.70$ 、 $w_L = 55.7\%$ 、 $w_P = 24.2\%$ の大阪市南港粘土で、水を加えてミキサーでかく拌、初期含水比を 100.7% ($I_c = -1.86$) に作成した。

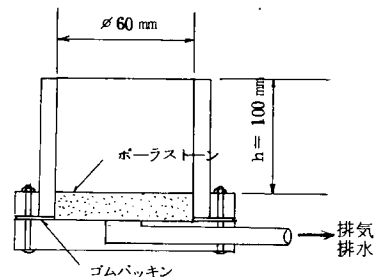


図5-67 圧密試験用容器

圧密時間は載荷圧密試験の方で90%圧密に到達したと観察される時点までとした(この場合約100時間)。図5-68は試験結果の時間-沈下曲線を示したものである。

初期の段階においては両者共ほとんど同一挙動を示しているが、圧密時間50時間以降になると両者に明らかな違いが認められる。標準圧密試験(JISA1217 T)による C_v 、 m_v は次の通りである。

$$C_v = 2.7 \times 10^{-2} \text{ cm/min}$$

$$m_v = 3.9 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{kgf}$$

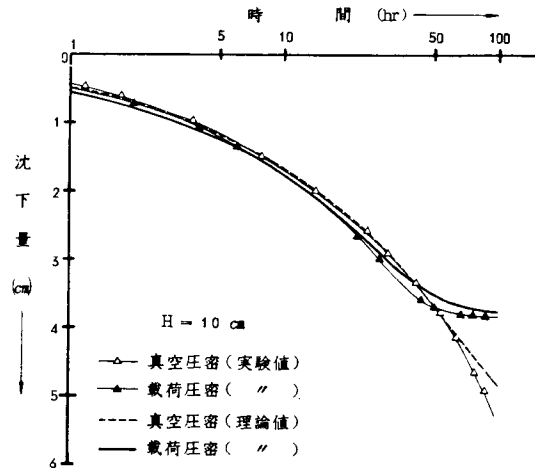


図5-68 時間～沈下量曲線

この値を用いてTerzaghi理論によって計算した時間～沈下曲線が図中の太実線である。載荷圧密の時間～沈下曲線をよくシミュレートしているが、真空圧密のそれに対しては圧密後期の挙動をシミュレートしていない。そこで真空圧密の方の時間-沈下曲線を用いて曲線定規法で C_v 、 m_v を求めたところ、

$$C_v = 1.1 \times 10^{-2} \text{ cm/min}$$

$$m_v = 5.7 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{kgf}$$

となった。この C_v 、 m_v を用いて同様にTerzaghi理論によって求めた時間-沈下曲線が図中の破線である。これは明らかに真空圧密曲線を忠実にシミュレートしている。

すなわち表5-19で指摘された真空圧密と載荷圧密の差異が立証されている。例えば図中の80時間における両者の圧密度を比較してみると、載荷圧密は90%圧密になっているが、真空圧密では沈下量が前者より大きいにもかかわらず70%程度の圧密が終了したにすぎないということになる。

したがって同一条件で液相分離に伴う圧密を考えた場合には真空吸引の方がより有利な条件を備えているといえる。

(2) 真空・加圧併用圧密試験機による比較(47), (48)

(2-1) 目的

5.4.2(1)で認められた真空吸引による圧密は液相分離の観点で通常の載荷圧密より有利な条件を持っているが、真空吸引力が最大限に発揮されたと考えた場合でも等価載荷圧密荷重の 1 kgf/cm^2 までである。それ以上の圧密効果を期待する場合には載荷重を追加するか、真空吸引と同時に載荷をする必要が生じて来る。また海底の地盤処理を考えた場合、海底面を気密膜でシールし、気密

膜下を真空減圧すると真空による減圧効果にプラスして水深による水圧が圧密荷重として作用することになる。このように真空吸引と載荷重を併用した場合でも表5-19の特徴を利用できるかを検討するために行ったものが、この真空・加圧併用圧密試験である。

(2-2) 試験装置および試料

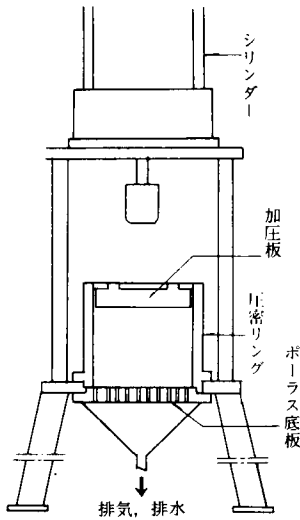


図5-69 真空・加圧併用圧密試験機

図5-69は試作した真空・加圧併用圧密試験機を示している。主なる構成は加圧板、圧密リング、ポラス底板から成っている。圧密リングは内径150mm、高さ135mm、厚さ15mmの砲金製リングである。載荷には上部シリンダーに圧搾空気を送り込み、0～7.0 kgf/cm²の加圧力が得られるようになっている。真空吸引は下部のポラス底板を介して行われ、真空源には真空ポンプ(排気量300ℓ/min)、真空タンク(容量500ℓ)を使用し、真空源と試験機との間には容量3ℓの水トラップを配置した。

この装置を用いて真空吸引作用のみを試料に作用させる場合には、加圧板を取りはずし試料表面をビニールシートの気密膜でシールする。真空吸引作用と載荷圧を作用させる場合には加圧板の上を気密膜でおおった。供試土はG_o = 2.71, w_L = 93.1%, w_p = 34.6%, I_p' = 58.5(分類名CH)の大阪南港埋立て粘土に水を加えてミキサーで混合し含水比100%前後(I_c = -0.12)に調整して圧密リングにセットすることとした。この場合排水(気)の条件はいずれも片面排水となる。

(2-3) 試験内容

[試験1]

圧密試験シリーズ1は表5-20に示すような条件を設定した。すなわち初期試料高さを100mm前後、初期間隙比を2.6～2.7前後程度にセットし、荷重状態は①載荷重1 kgf/cm², ②真空吸引で載荷重1 kgf/cm²相当, ③載荷重2 kgf/cm², ④載荷重1 kgf/cm²と真空吸引1 kgf/cm²で合計載荷重2 kgf/cm²相当、との4ケースについて液相分離圧密試験を行った。

表5-20 試験条件(試験1)

	荷重状態	初期層厚	初期間隙比
1	加圧 p = 1.0 kgf/cm ² のみ	10.18 cm	2.70
2	真空圧 v = 1.0 kgf/cm ² のみ	10.12 cm	2.65
3	加圧 p = 2.0 kgf/cm ² のみ	10.00 cm	2.61
4	加圧 p = 1.0 真空圧 v = 1.0	10.19 cm	2.67

[試験2]

前述の装置を用いての圧密試験シリーズ2は表5-21に示される条件での段階増加荷重型式

である。すなわち⑤載荷重 1 kgf/cm^2 を先行させその後真空吸引 1 kgf/cm^2 相当を増加，⑥真空吸引 1 kgf/cm^2 を先行後載荷重 1 kgf/cm^2 を増加，⑦載荷重 1 kgf/cm^2 を先行後増加荷重も載荷重で 1 kgf/cm^2 ，といずれも最終合計荷重 2 kgf/cm^2 に相当するものとした。試料高さは $65 \sim 69 \text{ mm}$ ，初期間隙比 $2.74 \sim 2.88$ にセ

ットした。この場合の後行の載荷時点は各々先行の荷重での圧密が終了に近いとみなされてからであり，具体的には各々48時間後である。

(2-4) 試験結果とその考察

試験結果を供試土の沈下量から求めた間隙比の変化を縦軸に，圧密時間を横軸に整理したものが図5-70，図5-71である。また初期含水比と最終含水比の変化および I_c の変化を表示したものが表5-22である。

圧密試験シリーズ1の結果を示す図5-70で明らかなように真空吸引力を作用させた場合〔曲線(2)，(4)〕は初期段階においては載荷重を作用させた場合〔曲線(1)，(3)〕とはほぼ同様の挙動を示すが，ある圧密

表5-21 試験条件(試験2)

段階増加荷重の場合

	荷重状態	初期層厚	初期間隙比
5	加圧 $p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 先行 真空圧 $v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を増加	6.85 cm	2.88
6	真空圧 $v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 先行 加圧 $p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を増加	6.73 cm	2.80
7	加圧 $p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 先行 加圧 $p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を増加	6.56 cm	2.74

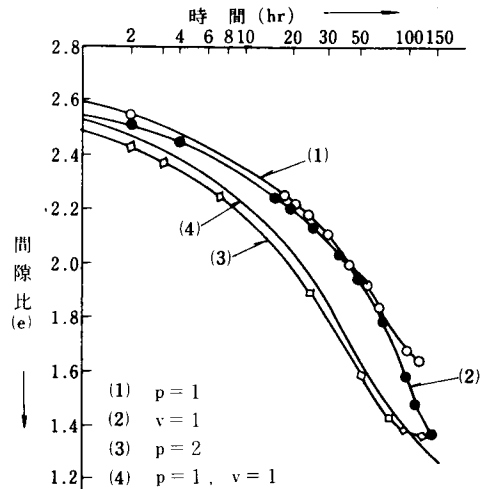


図5-70 時間～間隙比曲線(試験1)

表5-22 載荷・真空併用圧密試験結果

時間項目	初期		次段階載荷時		終了時	
	w(%)	I_c	w(%)	I_c	w(%)	I_c
1	100.0	-0.11			61.0	0.54
2	97.9	-0.08			38.4	0.94
3	97.5	-0.08			53.2	0.68
4	98.4	-0.09			46.4	0.80
5	106.5	-0.22	65.7*	0.47*	52.8	0.70
6	103.4	-0.17	55.4*	0.64*	48.4	0.77
7	101.1	-0.14	63.7*	0.50*	55.9	0.65

(注) *印は完全飽和として間隙比，比重より求めたものである。

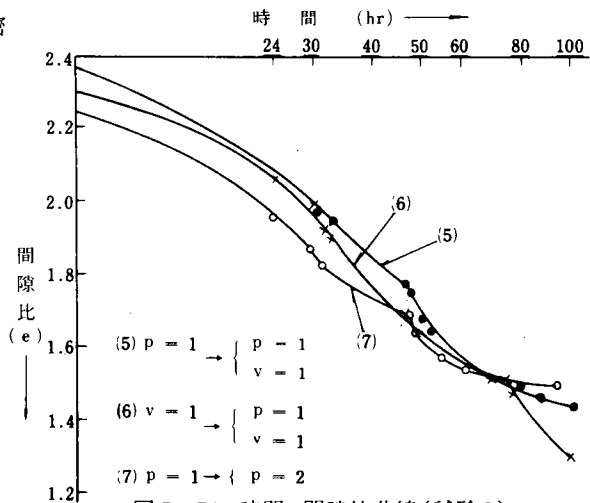


図5-71 時間～間隙比曲線(試験2)

時間を経過すると〔曲線(1), (2)では 60 時間後, 曲線(3), (4)では 100 時間後〕, 各々明瞭に異なった沈下傾向が認められる。

このことは図 5-71 の場合にも指摘され, 特に曲線(6)の場合には真空吸引作用が上層面に到達したと考えられる時点(図上では 74 時間の時点)以降更に荷重が増加されたような挙動が観察される。

以上より合計換算荷重が 2 kgf/cm^2 までではあるが, 表 5-19 の特性は維持されていることが明らかである。またその特性は真空吸引力と載荷重を同時に作用させても, 段階荷重として真空吸引作用が載荷重を作用させる前であっても, 後であっても発揮されているといえる。

(3) 真空圧密工法の適用

液相分離という観点で軟弱地盤処理に真空圧密を適用することの利点については前述した。試験工事にせよ本工事にせよこれまで報告されて来た工事例ではいずれも真空圧密特性を意識しているか否かを問わずサンドドレーン工法や載荷盛土工法と同一に扱われて来ている。それには真空圧密試験機が試作程度のものしかなく, また試験手法に熟練を要することなどで, 真空圧密試験による圧密諸係数(特に C_v, m_v) が得られにくいことが一つの原因であろう。

現実に我々が入手しえる圧密性を評価する情報は JISA1217 T によるデータである。

図 5-72 は巾 500 mm, 奥行 300 mm, 高さ 250 mm の実験土槽を用いて真空圧密した場合の時間一沈下曲線と予測値を示したものである。⁴⁹⁾ 真空吸引には土槽下部にサンドマットを敷き, サンドマットの中に真空源に連結した排気・排水用のポイントを設置した。真空源は(2-2)と同様で

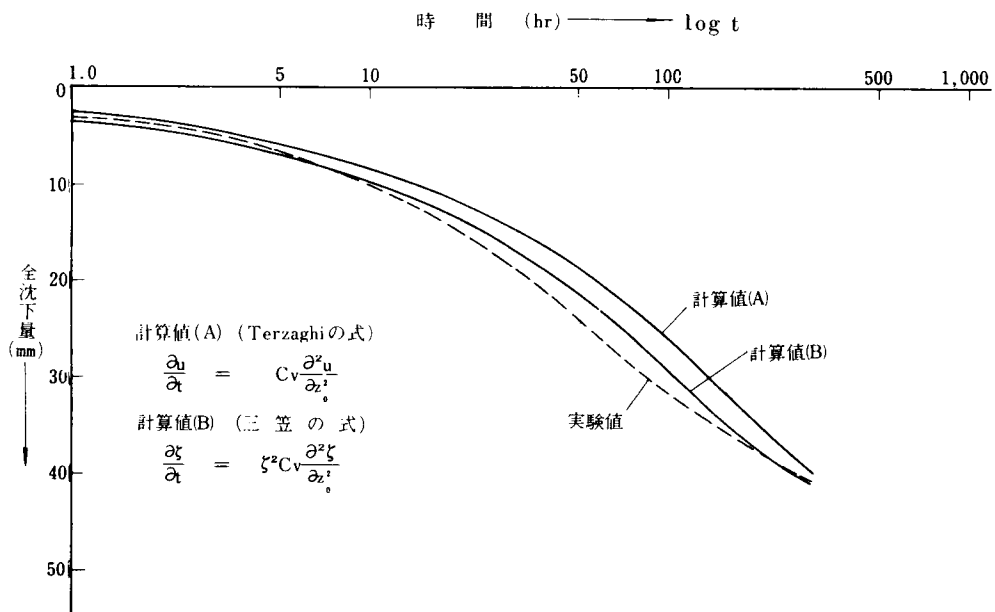


図 5-72 大型土槽による真空圧密実験の時間～沈下量曲線

であるが、土槽と真空発生装置の間には容量 20 ℓ の水トラップを 2 個設置している。沈下量の測定にはダイヤルゲージを用いている。供試土は $G_s = 2.71$, $w_L = 93.1\%$, $w_p = 34.6\%$, $I_p = 585$, CH で初期含水比を 100% 土に調整、土槽のサイドフリクションカットにはグリスの塗布を行っている。真空圧密試験による C_v が得られないものとして、標準圧密試験の C_v を用いることにした。

$$C_v = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/min}$$

計算値(A)は式(5.25)によって求めた時間-沈下曲線、計算値(B)は式(5.26)によって求めたそれである。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \quad (\text{Terzaghi の式}) \dots\dots\dots (5.25)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \zeta}{\partial Z^2} \quad (\text{三笠の式})^{50) \dots\dots\dots (5.26)$$

ここに u ; 過剰水圧

t ; 時 間

Z ; 距 離 (通常は上下方向)

ζ ; 圧 密 比

($\zeta = 1/(1 - \epsilon)$, ϵ ; ひずみ)

式(5.25)は透水係数 k , 体積圧縮係数 m_v などが圧密過程中変化しないとして誘導されたものであるが、式(5.26)は軟弱な粘土では k , m_v が大きく変化し、圧密によって k が変化する時には圧密速度と過剰水圧分布の両方が一致しないはずであるとの論拠に基づいて誘導されたものである。すなわち過剰水圧は熱伝導型に変化せず、圧密速度=圧縮ひずみが熱伝導型の変化をするとの主張である。

図5-72の計算値を求める場合には前述の $C_v = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/min}$ を用いて——いいかえると計算値(A), (B)とも同一 C_v を用いて計算した。計算値(B)の方が実測値をよりよくシミュレートしていることが認められる。

図5-73の(1)のケースは図5-72と同一のものであるが、(2)のケースはさらに土槽を大きくし、(900 mm × 900 mm × 700 mm), 1200時間同一供試土・同一条件で真空吸引したもので時間-沈下の実測値と式(5.26)による計算値を示したものである。土槽を大きくしても図5-72で指摘したことが認められる。

図5-74は大型土槽での真空圧密が終了してから乱さない試料を採取して標準圧密試験結果より得られた圧密諸係数である。(a)体積圧縮係数 m_v , (b)透水係数 k , (c)圧密係数 C_v , (d)圧密降伏荷重 P_y である。当然予想されることではあるが、サンドマット層に近いほど m_v , k は小さくなってい

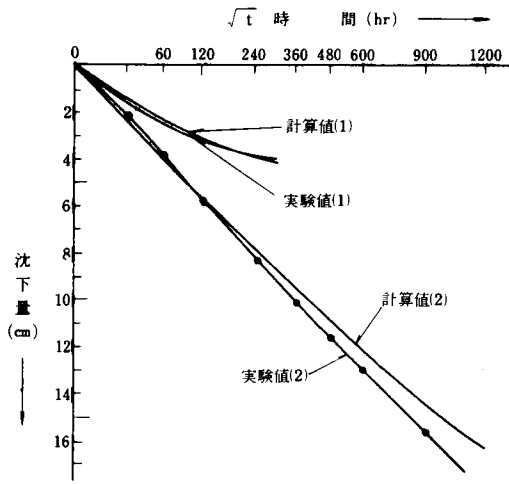


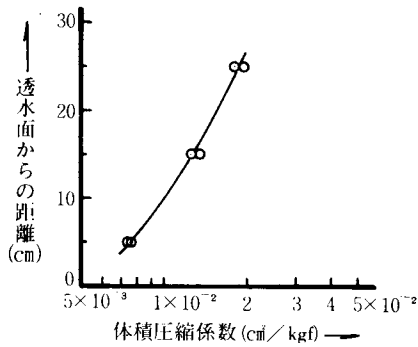
図5-73 真空圧密挙動の予測と実測

これらのデータが得られがたい現状では標準圧密試験のデータを代用し、 C_v 一定として、式(5.26)を用いることで、ある程度の精度で予測が可能である。

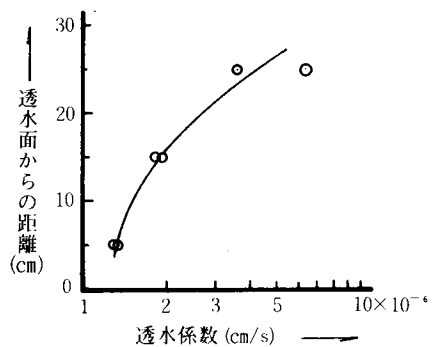
る。 C_v は図5-73(c)に見られるように深さ方向にはほとんど変化していない。これは k と m_v の比に起因するものであるから k/m_v が一定値を示すと考えると C_v は実用上一定として処理しうることを示すものといえる。

P_y に関しては、圧密の進行の程度を表わすとすると圧密の(または応力の)履歴がよく示されている。

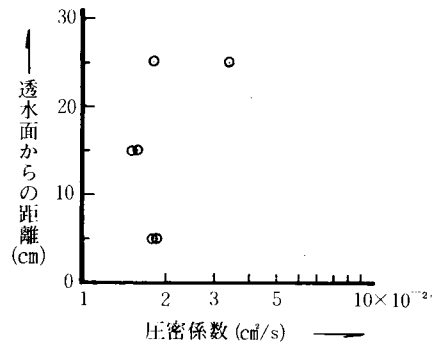
以上の検討結果いえることは真空圧密工法の適用・設計にあたって真空圧密試験による圧密諸係数を用いることが望ましいが、



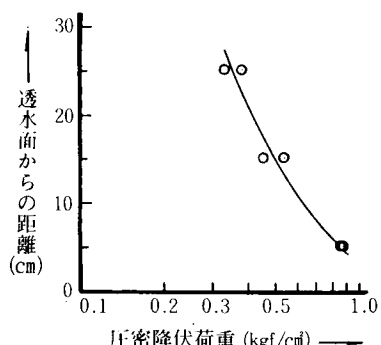
(a) 体積圧縮係数



(b) 透水係数



(c) 圧密係数



(d) 圧密降伏荷重

図5-74 真空圧密後の地盤の圧密諸係数

5.5 結 論

本章は土質安定を土の固一液系の液相分離という観点でとらえた研究成果を述べたものである。まず液相分離に伴う土の工学的性質の変化を考察し、ついで土の固一液系状態をスラリー状土（懸濁液）と自然含水比が液性限界付近にある地盤を想定した土の液相分離特性を検討し実用化のための方策を述べた。得られた結果を個条書きすると以下となる。

- ① 土の液相分離手法は土の固一液系状態によって異なって来る。
- ② 液相分離に伴う土の工学的性質の変化は一般に土の体積を減少させ、力学的強さが増加し、変形性が少くなり、透水性も低下する。
- ③ スラリー状土は建設工事の掘削用安定液として利用されたり、建設工事に伴って発生する泥濁水とがあるが、これを固液分離することは一種の土質安定とみなせる。
- ④ スラリー状土の固液分離の第1段階として凝集剤添加が有効である。
- ⑤ 凝集剤の添加されたスラリー状土は沈降性が良く、堆積ケーキの脱水性にも良化が認められる。
- ⑥ スラリー状土の建設工事への利用と利用後の処理・処分を適用例で考察・検討して上記の事実を確認した。
- ⑦ 自然地盤の液相分離系土質安定処理の考察を行い、特に $I_c = 0$ 近傍の土質安定処理を検討した。
- ⑧ この場合真空吸引作用を地盤に作用させると、一般的な加圧による液相分離より有利な特性が認められる。また真空吸引と加圧を併用してもその特性は失われることはない。
- ⑨ 真空吸引による液相分離を地盤の圧密としてシミュレートするためには Terzaghi 理論で行えるが、そのためには真空圧密試験機という特殊な装置を必要とする。現段階で工事に適用する場合、多くは標準圧密試験結果の利用を考えなければならないが、 C_v 一定とした、ひずみの熱伝導型の解法で十分シミュレートが可能である。

参 考 文 献

- 1) 白戸紋平, 井出哲夫監訳(1979); 固液分離技術 —— 実験からスケールアップまで; 東京, 技報堂, p 4.
〔原著; Purchas, D.B.(1977); Solid/Liquid Separation Equipment Scale-Up; Croydon, Uplands Press LTD. 〕.
- 2) 松尾新一郎編(1972); 土質安定工法便覧; 東京, 日刊工業新聞社.
- 3) 松尾新一郎, 中沢重一, 井上啓司(1965); 界面活性剤による埋立地の土質安定に関する研究 (第3報); 土木学会第20回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp87-1~87-2.
- 4) 日本材料学会(1965); 土質安定剤に関する調査報告書.

- 5) 松尾新一郎, 中沢重一(1965); 毛細管工法に関する研究(第6報) — 特に毛細管体の形状と性能について; 昭和40年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, pp147~148.
- 6) 松尾新一郎, 中沢重一, 加藤圭三(1966); 毛細管工法に関する研究(第7報); 土木学会第21回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp1~2.
- 7) 松尾新一郎, 内藤和章(1963); 軟弱粘土の含水状態と早期脱水工法に関する研究; 第18回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp121~122.
- 8) 松尾新一郎, 藤川寛之, 大林芳久(1964); 含水比の高い粘性土地盤の脱水機構と脱水工法に関する研究; 第19回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp44-1~44-2.
- 9) 例えば Lambe, T.W. and Whitman, R.V.(1979); Soil Mechanics, SI Version; New York, John Wiley and Sons, p74.
- 10) 中堀和夫(1979); 脱水による軟弱地盤の改良に関する研究; 京都大学学位請求論文, pp12~18.
- 11) 赤井浩一(1959); 基礎地盤の圧密度と強度増加の関係; 土木学会論文集, No.60, p49.
- 12) 村山塑郎, 柴田徹(1956); 粘土のレオロジー的特性について; 土木学会論文集, No.40, p20.
- 13) 例えば 地盤改良の調査・設計から施工まで編集委員会(1978); 地盤改良の調査・設計から施工まで; 土質工学会, pp15~18.
- 14) Mitchell, J.K.(1976); Fundamentals of Soil Behavior; New York, John Wiley and Sons, p225.
- 15) Rodine, J.D. and Johnson, A.M.(1976); The Ability of Debris, Heavily Freighted with Coarse Clastic Materials, to Flow on Gentle Slopes; Sedimentology, No.23, pp213~234.
- 16) 伊藤富雄, 松井保(1975); 粘土の流動機構に関する研究; 土木学会論文報告集, No.236, pp109~123.
- 17) 長堀金造, 佐藤晃一(1975); ヘドロの乾燥特性と土層変化 — 笠岡湾干拓干陸ヘドロ地の農地基盤整備に関する基礎的研究(II); 農業土木学会論文集, No.55, pp9~14.
- 18) Fox, W.E.(1964); A Study of Bulk Density and Water in a Swelling Soil; Soil Science, No.98, pp307~316.
- 19) 例えば久保田敬一, 河野伊一郎, 宇野尚雄(1976); 透水 — 設計へのアプローチ; 東京, 鹿島出版会, p20.
- 20) 参考文献14)のp343.
- 21) 沖野文吉(1966); ボーリング用泥水; 東京, 技報堂.
- 22) 藤井清光(1966); 基礎工法における地盤の安定(泥水工法); 東京, 理工図書.

- 23) 日本建設機械化協会編(1975); 地下連続壁工法設計・施工ハンドブック; 東京, 技報堂.
- 24) Xanthakos, P. P.(1979); Slurry Walls ; New York , McGraw-Hill Book .
- 25) 参考文献23)のp110.
- 26) 浅川美利, 吉田泰治(1973); 安定液による壁面安定の機構——非粘性土地盤におけるトレンチ掘削の場合を問題として; 土と基礎, 21-1, pp31~37.
- 27) Müller-Kirchenbauer, H.(1977); Stability of Slurry Trenches in Inhomogeneous Subsoils ; Proc. 11th . ICSMFE, Vol. 2, pp125~132.
- 28) 中沢重一, 新田喜寛, 大北康治, 柚木孝治(1978); 泥水シールド適正泥水の一判定法; 昭和53年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, ppⅢ-32-1~Ⅲ-32-2.
- 29) 例えば松尾新一郎(1976); 分散と凝集——技術手帳; 土と基礎, 24-3, pp39~40.
- 30) 三浦重義(1975); 廃泥水処理と公害問題; 基礎工, Vol . 3, №5, pp11~16.
- 31) 三浦重義(1977); 基礎工事における泥水処理; 土木学会関西支部・日本建設機械化協会関西支部共催, 昭和51年度施工技術報告会講演概要, pp17~26.
- 32) 化学工学協会編(1968); 化学工学便覧; 東京, 丸善, p899.
- 33) 服部博太郎(1978); 建設工事における廃棄泥水処理法に関する研究; 京都大学学位請求論文, pp19~40.
- 34) 例えば白戸紋平, 杉本泰治(1978); 戸過のメカニズム; 東京, 地人書館.
- 35) 参考文献33)のpp58~59.
- 36) Biczók, E.(1976); Effect of a Flocculating Agent on the Physical Behaviour of Soils ; Proc. 5th Conf.on SMFE, Budapest ., pp3~12.
- 37) 榎本治泰, 中沢重一(1976); 団粒化粘土の脱水性について; 第31回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp1~2.
- 38) 中沢重一, 大北康治, 柚木孝治(1977); 粘土の加圧・真空・遠心力脱水について; 第12回土質工学研究発表会, 昭和52年度発表講演集, pp179~182.
- 39) 山下修, 岸信正, 国松勝一, 大橋昭, 吉田清司(1979); 泥水式シールド工事における廃泥水処理の省力化システム例; 昭和54年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, ppV-30-1~V-30-2.
- 40) Kjellman, W.(1952); Consolidation of Clay Soil by means of Atmospheric Pressure ; Proc. of Conf. on Soil Stabilization, M. I. T., Combridge, June 18-19-20.
- 41) 佐々木伸(1975); 中立応力低下による圧密促進に関する研究; 京都大学学位請求論文.

- 42) 赤井浩一(1980); サンドドレーン打設時の地盤の圧密について; 土木学会論文報告集, №302, pp143~146.
- 43) 佐々木伸, 中沢重一, 榎本治泰(1975); 真空作用を利用した軟弱地盤処理に関する研究(その3); 第10回土質工学研究発表会, 昭和50年度発表講演集, pp957~960.
- 44) Fox, E.N.(1948); Mathematical Solution for the Early Stage of Consolidation; Proc. 2nd. Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp41~42.
- 45) Lambe(1958); The Engineering Behavior of Compacted Clay; Jour. of ASCE, Vol. 84, SM2, pp1655-1~1655-35.
- 46) 佐々木伸, 中沢重一, 榎本治泰(1975); 真空圧密挙動について; 第30回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp127~128.
- 47) 佐々木伸, 中沢重一, 榎本治泰(1973); 真空と載荷併用による粘土の圧縮に関する研究; 昭和48年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, ppⅢ-26-1~Ⅲ-26-2.
- 48) 川崎健次, 佐々木伸, 中沢重一, 榎本治泰(1973); 真空作用を利用した軟弱地盤処理に関する研究; 第8回土質工学研究発表会, 昭和48年度発表講演集, pp789~792.
- 49) 佐々木伸, 中沢重一, 榎本治泰(1974); 真空作用を利用した軟弱地盤処理に関する研究(その2); 第9回土質工学研究発表会, 昭和49年度発表講演集, pp897~900.
- 50) 三笠正人(1963); 軟弱粘土の圧密——新圧密理論とその応用; 東京, 鹿島出版会.

6. 液相の置換・固化と土質安定

6.1 土質安定を目的とした液相の置換・固化

土が固-液系で成り立っており、液相に注目して液相を処理することが土質安定に結びつくことは第4章で考察した。第5章では液相の分離による土質安定を述べたが、液相を他の物質におきかえること——すなわち液相の置換や、液相を何らかの手段で固化すること——液相の固化も土質安定のための有力な手段である。本章においてはこの液相の置換・固化処理と土質安定についての研究成果を述べる。

粉状体の結合力は一般に表6-1¹⁾のように考えられている。この分類に従って液相の置換・固化処理による土質安定を考えてみると、非流動物質による付着および凝集ということになる。液相を粘結剤で置き換えて土粒子間の結合力を付与するか、液相をそのまま粘結剤中に取り込んで固化し同様に結合力を付与することが土質安定ということになる。

粉体の粘結剤の種類は表6-2のようにマトリックス型粘結剤、フィルム型粘結剤、反応型粘結剤に分けられている²⁾。

粘結剤を土質安定材料と同義とすると液相の置換・固化に相当する土質安定工法は表6-3に分類できる。ほとんどマトリックス型であるが、フィルム型の1例には第5章で述べた凝集剤沈澱工法などがあてはまるであろう。

表6-2 粘結剤の粘結型式²⁾

名 称	内 容
マトリックス型粘結剤	空隙を充てんし、粒子間を強く結合させる。構造は粘結剤の中に粒子を埋めた型式となる。必要粘結剤量は空隙を満たす量となる。
フィルム型粘結剤	多くの場合液状で、この液状粘結剤の薄膜で粉体の粒子表面を覆い乾燥などの処理でマスとしての強度をあげる。必要粘結剤量は粒子の比表面積に依存する。
反応型粘結剤	粘結剤成分間、または粘結剤と粉体との間の化学反応に基づくものであるが、これにはマトリックス型のものとフィルム型のものが含まれる。

表6-1 粉状体の結合力の種類¹⁾

固体粒子間の結合	分子間力(ファン・デル・ワールス力) 各種の量子効果による結合力 静電荷、磁力による結合力
自由流動液体による付着および凝集	粒子間の架橋液体による表面および毛細管負圧 充満液体による毛細管負圧
非流動物質による付着および凝集	粘結剤による結合力 吸着層による引力
固相の架橋形成による結合	焼結、焼固、溶解 化学反応 溶質物質の再結晶など

一般の浸透型注入工法はセメントミルク・粘土水・各種化学薬材などのグラウトを地盤内に注入用ロッドを用いてポンプ圧力で地盤内に浸透させるのであるが、浸透の際は土中水を押し出さなければ、すなわち土中の間隙水を圧力の高いグラウトが押し出して間隙中にグラウトが水と入れ代らなければ浸透できないので、液相置換型に分類される。

型式としては浸透注入式であるが、ウレタン系グラウトを用いるもので代表される加水反応型注入工法については、イソシアナートが水(間隙水)と反応してゲルを生成するので、液相の固化・反応型とな

り生成されたサンドゲルはマトリックス型となる。

噴射かくはん注入工法は粘結剤（この場合グラウト）を高圧（ポンプ圧力 200 kgf/cm^2 以上）で地中で噴射しながら注入ロッドを回転させることにより地盤を切削し、切削された土とグラウトを混合・固化しようとするものであるが、土中水も取り込んで固化されるので液相固化・マトリックス型となる。機械的深層混合工法は土中に混合翼を押し込み（圧入）、固化剤を送入しながら土と混合・固化するものであるが、原理的には噴射かくはん注入工法と同じものとみなせる。

電気的固結工法は施工例もそれほど多いものではなく、むしろ電気浸透による脱水を目的としたものの方が一般的である。原理的には地盤に直流電気を通し電気的に流動するグラウトや電流によって溶解し粘土鉱物と固化反応する金属を土中に誘導固化するものであるが、液相処理では液相の固化・置換の両方、またマトリックス型と反応型が併存していると考えられる。

凍結工法は前述の4工法とはやや趣を異にして土中水を人為的に固化して土質安定の目的を図るものであり、人工凍結作用によって土中水を凍結・固化し、また土中水が粘結剤となるので液相の固化型、マトリックス型、反応型となる。

以上の土質安定処理の中で液相置換を必要とする浸透型注入工法、液相固化の噴射かくはん注入工法、同じく液相固化型であるが原理的に異なっている凍結工法についての研究成果および適用例を述べることによって土質安定について考察する。

表 6-3 液相の置換・固化と土質安定工法

工 法 名 [※]	液相の処理型式	粘結剤の型式
浸透型注入工法	置 換	マトリックス型
加水反応型注入工法	固 化	マトリックス型 反 応 型
噴射かくはん注入工法 機械的深層混合工法	固 化	マトリックス型
電気的固結工法	固化・置換	マトリックス型 反 応 型
凍 結 工 法	固 化	マトリックス型 反 応 型

※ 工法名は松尾（1972）³⁾、中堀（1978）⁴⁾を参考にして、1部改変して用いている。

6.2 液相の置換・固化に伴う土の工学的性質の変化

6.1において、液相の置換・固化を行うことで土質安定が可能なることを考察した。液相の置換・固化処理が土の工学的性質に与える影響について述べる。

液相の置換・固化された土の工学的性質は一般に圧縮強さが増し、変形性が減少し、透水性が減少する。しかし、例えば薬液注入された土の工学的性質の特性として森（1978）⁵⁾は「薬液注入が止水を目的とするときは明確であるが、強度増加や変形防止を目指す場合には注入範囲の設計は難しい。対象土を砂とするとせん断力を受けたとき排水状態のもとで変形していくのに、薬液注入した場合には砂は非排水状態でせん断を受けるという大きな変化が生ずる。このことが強度や変形特性に不利になることがありうるからである。砂の密度がごくゆるい場合は薬液により非排水状態になるとせん断時に間隙圧が高まり砂の摩擦抵抗が減少し、せん断強さは薬液ゲルの強さが主体と

なる。……………中略……………砂の密度が小さくなければ破壊時にダイレイタンスー現象により膨脹し、非排水状態では間隙圧は負圧となり、せん断強さは排水強さより大きくなるので問題はない。変形特性は排水と非排水の条件の相異によって砂の密度の大小にかかわらず大きな影響がある。砂は密な場合でもせん断初期には体積収縮する傾向があるので、薬液固結砂は変形初期に正の間隙圧を生じ有効応力が減少し、……………」と述べている。この事実は薬液注入処理土にかかわらず、この種の処理土一般に指摘されることであろう。

以下液相置換型の例として浸透注入工法による処理土、液相固化型の例として噴射かくはん注入処理土、同じく液相固化型の特異な形態としての凍結処理土の工学的性質（圧縮強さ、変形性、透水性）を考察する。

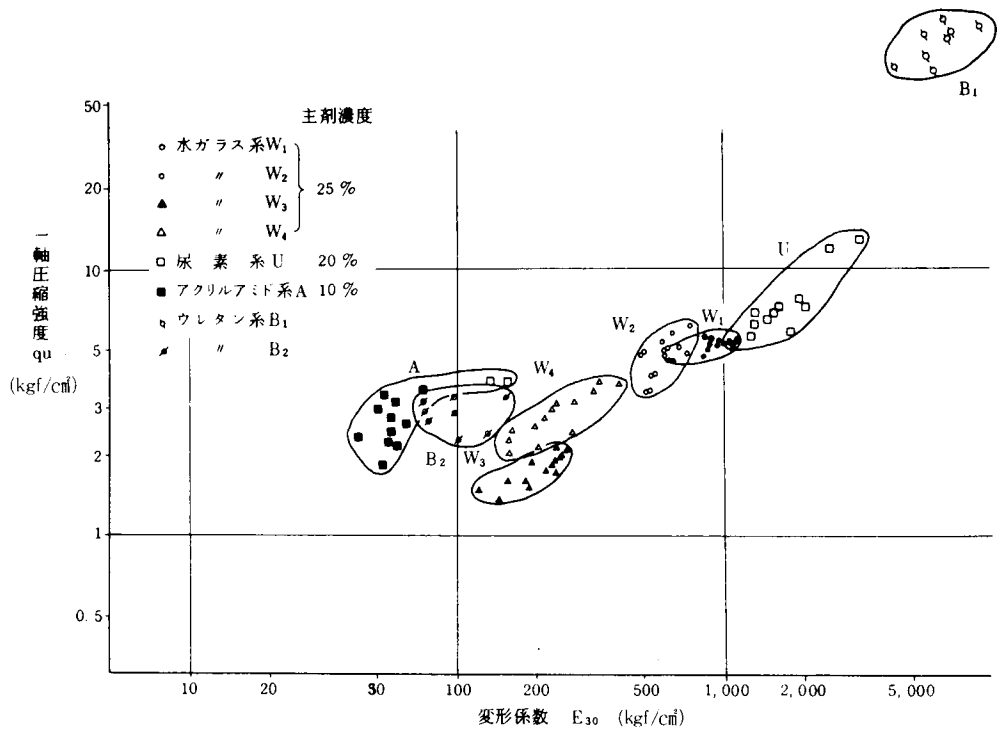
6.2.1 浸透注入による処理土の工学的性質

粘結剤（グラウト）の浸透注入による処理土の工学的性質については従来から数多く発表されているが、短報に類するものであったとか試験法に統一性がないなどで散発的なデータである傾向が強かった。系統的に検討した例としては森・佐藤（1968）⁶⁾、森・伊藤（1969）⁷⁾、三木・斉藤（1978）⁸⁾、などがあげられる。また昭和49年3月に薬液注入工事によると推定された環境汚染問題が発生したことを契機として、建設省では昭和50～55年3月にわたり環境汚染のない新しい注入材料を開発する目的で、建設省総合技術開発プロジェクトを発足させ各種注入材料の追跡調査が行われた⁹⁾。

浸透型注入工法の材料には①粒子グラウト（ポルトランド・セメント・ミルクなど）、②溶液グラウト（水ガラス、塩化カルシウム、各種化学製品）、③粒子溶液グラウト（水ガラス—ポルトランド・セメント懸濁液など）がある¹⁰⁾。①のポルトランド・セメント・ミルクで代表される粒子グラウトは一般に界面張力などの原因で粒子径の10倍程度以上の間隙径をもった地盤にしか浸透せず、それ以下の間隙径の地盤には割裂注入・脈状注入となる。したがって浸透注入の形式をとる地盤は極端に限定され、粒径1.0mm以上の粗砂・礫質地盤ということになるので、以下の考察は溶液グラウトによる処理土を中心にしている。

(1) 処理土の圧縮強さ

図6-1¹¹⁾は数種の溶液グラウトによって固化された処理土の一軸圧縮強さと変形係数の関係を示したものである。供試体は内径50mm、高さ200mmの鋼製2つ割りモールドに間隙比0.7になるように豊浦標準砂を詰め、水で飽和させた後に下部より薬液を浸透させ、上部より余剰水を排出して作成されている。薬液の種類によって圧縮強さや変形係数は異なっているが、圧縮強さが置換された薬液によって付与されていることがわかる。一般に圧縮強さの大きいものほど変形係数も大きいことがうかがえる。図6-2¹²⁾は同じ試験によって得られた代表的な応力—ひずみ曲線



- (注) W_1 ; 水ガラス, 炭酸水素カリウム, 塩化ナトリウム, エチレンカーボネイト
 W_2 ; 水ガラス, リン酸, グリオキサール
 W_3 ; 水ガラス, アルミン酸ナトリウム
 W_4 ; 水ガラス, 炭酸水素ナトリウム, 硫酸マグネシウム
 U ; 尿素, 酸性硫酸ソーダ
 A ; DMAPN, 過硫酸ソーダ, $K_3Fe(CN)_6$
 B_1 ; ウレタン系 (ディイソシアナートの化合物とポリオール) のプレポリマー, トルエン系溶媒
 B_2 ; ウレタン系 (ディイソシアナートの化合物とポリオール) のプレポリマー, ケトン系溶媒

図6-1 各種溶液グラウトによる処理土の一軸圧縮強さと変形係数¹¹⁾

であるが、アクリルアミド系が特異な弾力的挙動を示している他、ほぼ同様な応力-ひずみ曲線のモードが認められる。

三木・斉藤(1975)¹³⁾は尿素系薬液と水ガラス系薬液を用いて固結土(供試土は豊浦標準砂)を作成、一軸圧縮試験とクリープ破壊試験を行い、その結果を整理して注入処理土の強度特性を模式化して図6-3を示した。すなわち

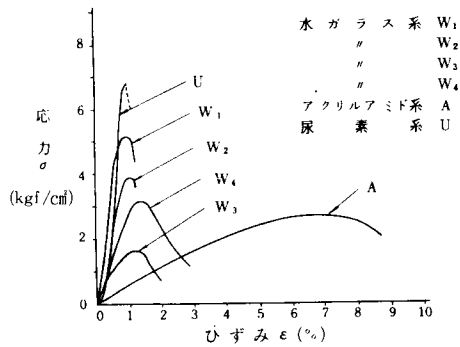


図6-2 各種溶液グラウトによる処理土の応力-ひずみ曲線¹²⁾

応力-ひずみ曲線を直線部分と曲線部分に分け、その境界をひび割れ強さとした。ひび割れ強さより小さい所を「弾性変形とクリープ変形の領域」とし、ひび割れ強さ以上の所を「進行性ひび割れ破壊の領域」と2つの領域に分けた。そしてひび割れ強さより小さいクリープ荷重を加えると供試体は硬化現象を起し、再度の応力増加に対して変形しにくく、水ガラス系薬液処理土の場合は破壊強さの増加も生じることを指摘し、注入処理土の強度特性が基本的には土粒子と注入薬液からなる複合材料の特性の1つとして求められることを述べている。

図6-4は三木(1968)¹⁴⁾が山砂を利用して高分子化合物系グラウトを注入して作成した供試体の三軸圧縮試験結果を示したものである。図から明らかなように未処理土と比較するとせん断抵抗角はあまり変化せず、粘着力が増大していることが認められる。

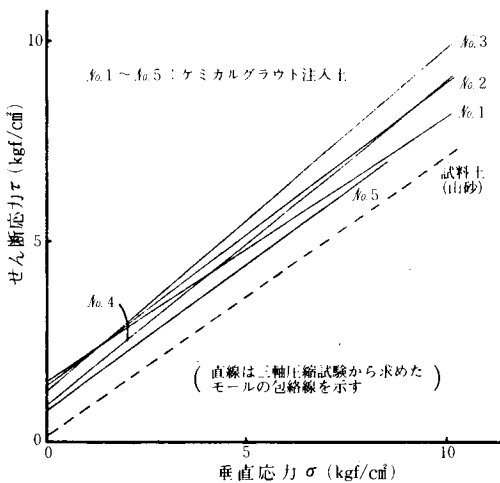


図6-4 注入処理土・未処理土の強さの発現性比較例¹⁴⁾

載荷重を $0.8 \text{ kgf/cm}^2 \sim 51.2 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で段階的に載荷して圧縮試験したものである。結果として載荷重 12.8 kgf/cm^2 を境にして初期間隙比や処理土・未処理土にかかわらず、 12.8 kgf/cm^2 以下では間隙比の減少が直線的で、それ以上では急激な減少が測定されている。そこで図6-5(a)は載荷重 12.8 kgf/cm^2 以下の $e_0 - C_c$ の関係を、 12.8 kgf/cm^2 以上の $e_0 - C_c$ を図6-5(b)にまとめている。傾向としては載荷重が $0.8 \sim 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ に対して処理土

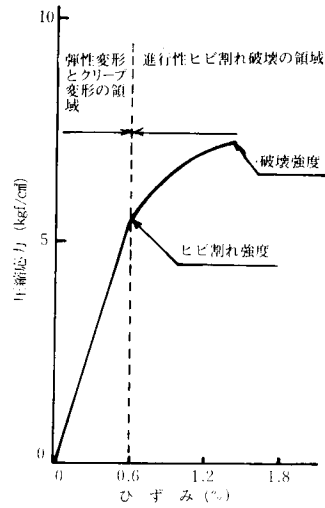


図6-3 注入処理土の破壊特性¹³⁾

(2) 処理土の変形特性

図6-1に示したように浸透注入処理土は変形係数も増加し、せん断応力を受けた場合の変形性が改善されることは明らかである。

処理土が圧密のような長期的な荷重を受けた場合について考察する。

図6-5は佐藤・三木・今村(1972)¹⁵⁾が豊浦標準砂を用いて浸透注入処理した固結土の圧縮特性試験した結果を初期間隙比 e_0 と圧縮指数 C_c の関係で示したものである。豊浦標準砂の初期間隙比を変えた供試土にアクリルアミド系、尿素系、ウレタン系の薬液を浸透注入し固結後、直径 30 mm 、高さ 30 mm の圧密リングにセット、

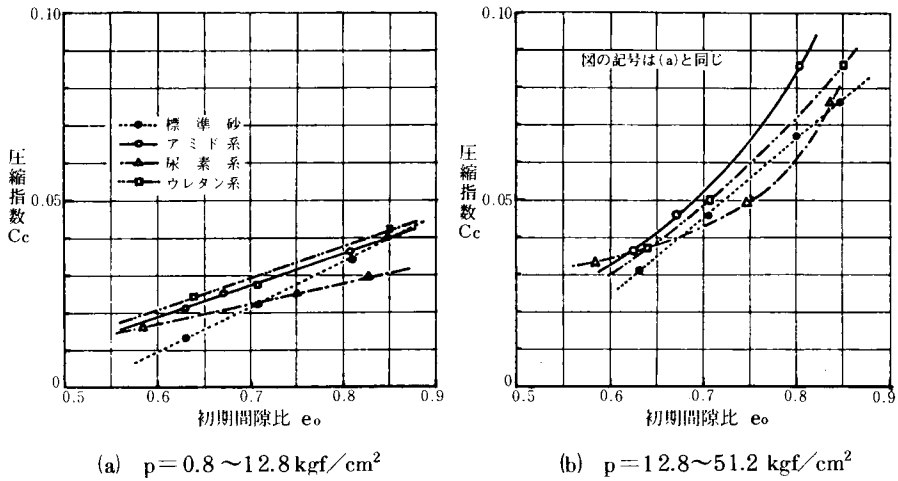


図 6-5 注入処理土の圧縮変形特性¹⁵⁾

の初期間隙比増加による沈下量の増加割合は小さく処理効果が認められるが、それ以上荷重が大きくなると処理土・未処理土の差は認められなくなっている。

図 6-6 は同じ試験によって得られた 1 荷重段階に対する経過時間と圧縮度（当該荷重の最終沈下量に対する経過時間の沈下量の割合を百分率で示した値）の 1 例を示したものである。処理土の方が薬液ゲルで間隙が満されていることによる接着効果と考えられる沈下の遅れが認められる。これらの事実は浸透注入工法が一時的あるいは仮設的な用途においては沈下防止に有効であるが、長期的な目的には必ずしも寄与するとはいえないだろう。

(3) 処理土の透水性

図 6-7 は三木(1972)¹⁶⁾が豊浦標準砂を用いて各種薬液で注入処理した供試体の透水係数と破壊ひずみの関係を示したものである。

試験の条件は内径 150 mm, 高

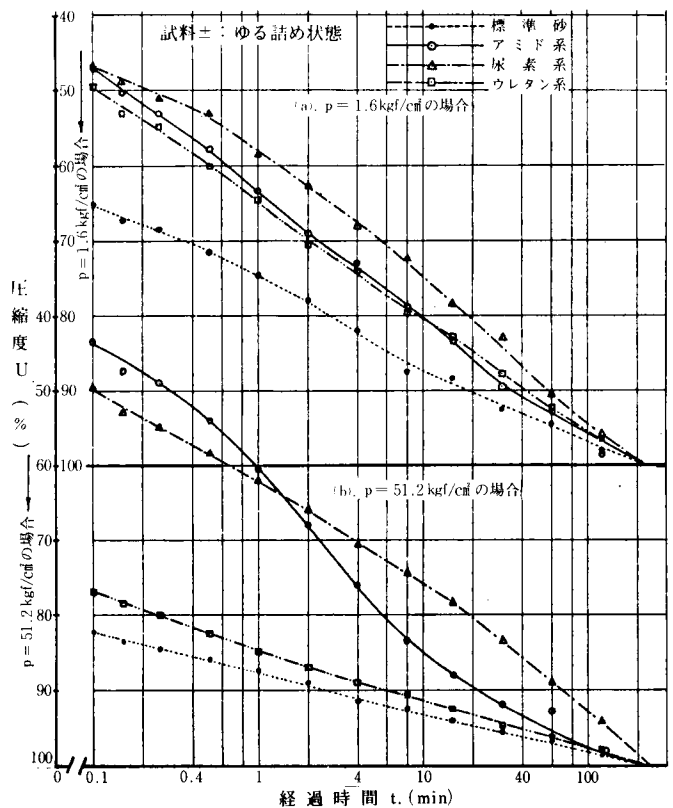


図 6-6 注入処理土の圧縮性～時間関係¹⁵⁾

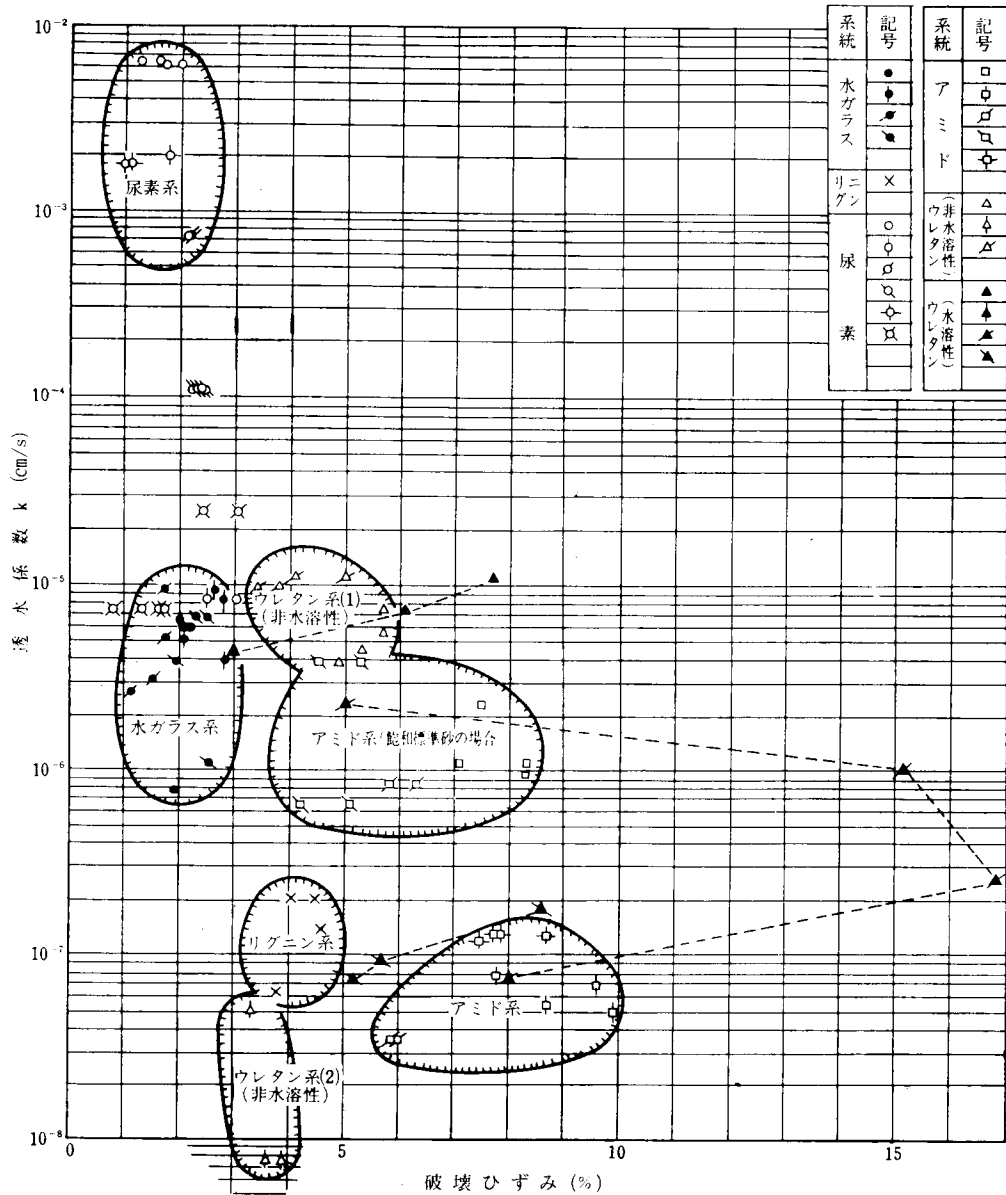


図6-7 各種溶液グラウトによる処理土の透水係数と破壊ひずみ¹⁶⁾

さ175mmの円筒モールドに豊浦標準砂を4,000g入れ、水で飽和させた状態で底板より薬液を0.2 kgf/cm²の圧力で注入させたものである。透水試験はJISA 1217に従って変水位で行われている。未処理の場合の透水係数は10⁻² cm/sのオーダーである。一般に処理土は10⁻⁵ cm/s以下の透水係数を示しており、処理土の止水効果は十分発揮されるものと考えてよいが、尿素系薬液

のみが $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/s のオーダーの透水係数を示し、止水性は大きく期待できないという結果が得られている。

図6-8は柴崎・下田・野上(1977)¹⁷⁾の著書より引用したものであるが、注入処理前の地盤の透水係数と注入処理後のそれを示したものである。これからいえることは止水を目的とした場合、処理前の地盤透水係数にはそれほどその効果が影響されず、薬液の種類によるということである。すなわち透水係数の大きい地盤では薬液と土の液相が十分に置換されて処理効果が大きいが、透水係数の小さい地盤では置換の程度が低くそれほど処理効果はあがらず、結果としてほぼ一定の透水性の地盤になるということである。

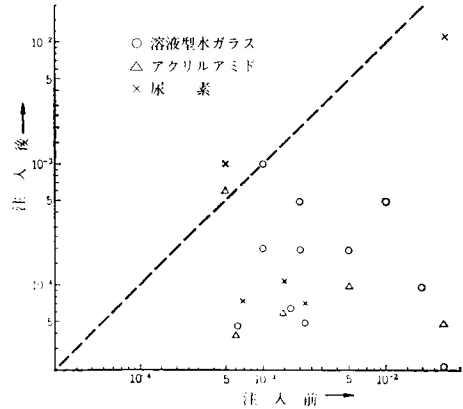


図6-8 注入処理前後の地盤透水係数の比較¹⁷⁾

6.2.2 かくはん注入や混合による固結土の工学的性質

地盤と粘結剤の噴射かくはん注入処理やかくはん翼による深層混合処理は土質安定工法としての歴史は浅く1970年以降のものであるといつてよい。

土質安定として地表面に土質安定用添加剤を散布して、土と混合・転圧する方法はすでに永い歴史を持っているが、例えば噴射かくはん注入工法は従来の液相置換型の浸透注入工法の欠点を改善しようとして開発されたもので、一種の誘導型注入工法ともいえるし、また見方を変えれば場所打の混合杭といえる面もある¹⁸⁾。

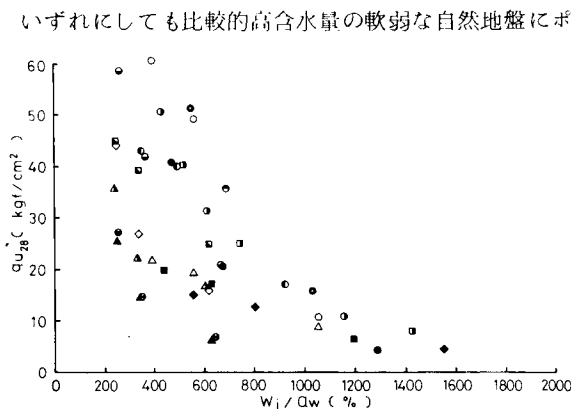


図6-9 地盤の初期含水比—ポルトランド・セメント添加量と一軸圧縮強さの関係¹⁹⁾

いずれにしても比較的高含水量の軟弱な自然地盤にポルトランド・セメントや生石灰・消石灰・石膏などの粘結剤を投入・混合することによって、自然地盤の固相と液相を取り込み一体として固結して土質安定の目的を達そうとするものであり、対象とする地盤は前述の浸透型注入工法が粗粒土であるのに反し、細粒土であることが多い。したがって液相置換型の処理土とは異なった工学的性質が生じることもある。

(1) 固結土の圧縮強さ

この種の固結土は地盤の初期含水比と

粘結剤の添加量によって圧縮強さが異なってくるであろうということは当然予想されることである。図6-9¹⁹⁾は地盤の初期含水比 w_i と処理土の乾燥重量に対するポルトランド・セメント添加量の重量百分率 a_w の比と固結処理土の28日養生の一軸圧縮強さ q_{u28} を示したものである。バラツキは認められるが w_i/a_w が小さいほど圧縮強さが大きくなっている。 w_i で量的に示される液相を概念的に二分し、固結に

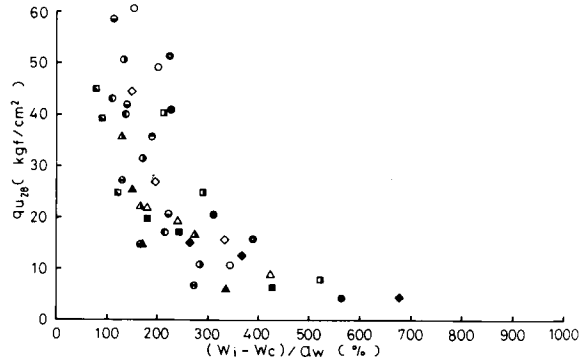


図6-10 有効土中水-ポルトランド・セメント添加量と一軸圧縮強さの関係¹⁹⁾

関係する水量と土粒子表面に吸着されて固結に関係しない水量とにして、遠心含水当量以上の液相を前者と考え、その量を $(w_i - w_c)$ として、 $(w_i - w_c)/a_w$ で整理すると図6-10¹⁹⁾となる(ここに w_c は遠心含水当量)。図6-9に比較してバラツキの少ない相関が得られる。

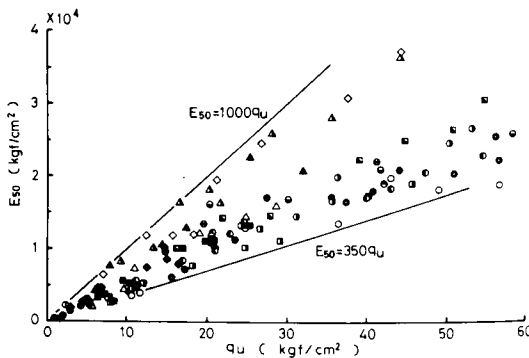


図6-11 セメントによる固結土の一軸圧縮強さと変形係数²⁰⁾

率 $R = 1/32, 1/16, 1/8$ とした場合の固結土の三軸圧縮試験結果を示したものであるが、せん断抵抗角も粘着力も共に増加しており、前述の注入処理土とは異った強度発現が生じていることがうかがえる。

図6-13は三木・斉藤・鈴木・前島(1977)²²⁾がポルトランド・セメントで固結処理した固結土の一軸圧縮クリープ試験の結果を利用して応力-ひずみ関係を模式

図6-11²⁰⁾は同じくポルトランド・セメント系固化剤による固結土の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を示したものであるが、 q_u が 60 kgf/cm^2 以下ではほぼ直線的な $q_u - E_{50}$ の関係が認められる。図6-12²¹⁾は粘性土試料($G_s = 2.61, w_L = 103\%$, $PI = 53, w_{11} = 113.2\%$)に水・セメント比 $1/2$ のセメントペーストを重量混合

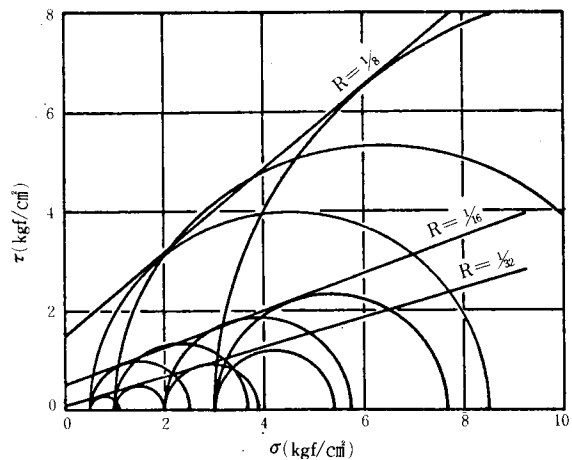


図6-12 セメントによる固結土の三軸圧縮試験結果²¹⁾

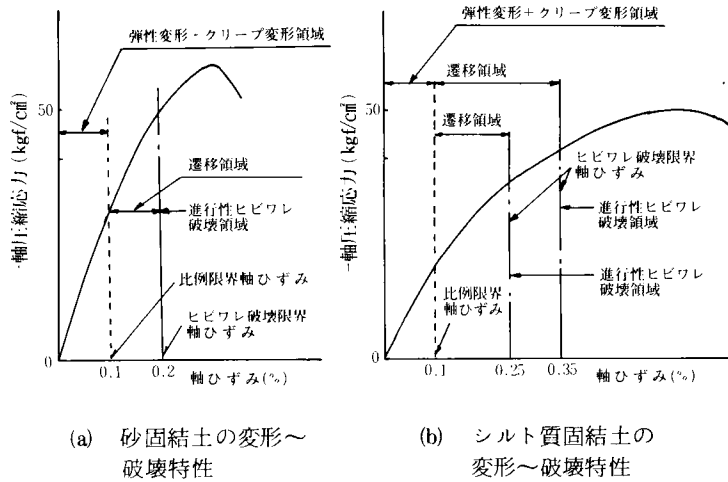


図 6-13 セメントによる固結土の変形～破壊特性²²⁾

的に示したものである。同図よりこの種の固結土の応力-ひずみ関係には弾性変形とクリープ変形の領域としての初期直線部分，それに続く遷移領域，更に進行性ひびわれ破壊の領域に分けられ，各々の境界のひずみが比例限界軸ひずみ，ひびわれ破壊限界軸ひずみと名付けている。

(2) 固結土の変形特性

固結処理による変形係数の増加については前述したが，変形特性の一つである固結土の圧密挙動について述べる。

図 6-14 は奥村・寺師・吉田(1974)²³⁾が石灰を粘結剤として初期含水比 90%，120%の粘性土を用いて固化処理した供試体(石灰混合比 5%)の圧密試験結果を示したものである。未処理土における圧密降伏荷重 p_y は認められないが，処理土の $e - \log p$ 曲線には明瞭な p_y が認められる。また図 6-15 は同じく固結処理土の一軸圧縮強さ q_u と p_y の関係を示したものであるが，直線的な関係が得られ， $p_y = (1.2 \sim 1.3) q_u$ となっている。同試験結果を整理して体積圧縮係数 m_v は約 1/10 となり，圧密速度は 10 倍になることも指摘している。全く同様なことが堆積ヘドロをポルトランド・セメントで固化処理したものに認められることを木次・下田・西尾(1976)²⁴⁾が報告している(この報告では $p_y = 2 \sim 3 q_u$ ， m_v は 4/100 ~ 1/10 になり， c_v は 5 ~ 10 倍になると

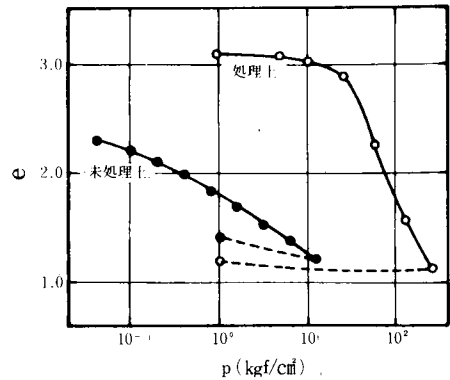


図 6-14 石灰による固結土の $e - \log p$ 曲線²³⁾

している)。

(3) 固結土の透水性

液相固化によって土質安定を意図する対象土は一般に細粒土であるために在来地盤そのものが不透水と評価される場合が多いので、固結土の透水試験結果に関するデータはそれほど多くない。しかし、例えば産業廃棄物処理用護岸の基礎地盤改良などを目的に液相固化型式の土質安定処理が施工された場合、廃棄物から生ずる有害物質の浸出を検討しなければならないことから固結土の透水性の測定が行われた例がある²⁵⁾。

図6-16はその結果を一軸圧縮強さと固結土の透水係数の関係で示されたものである。供試土は砂分1%、シルト分39%、粘土分60%の細粒土で、初期含水比とポルトランド・セメント添加量を変えて固結土が作成されている。図中▽印は未処理土の圧密試験より求められた圧密圧力と透水係数の関係を示すものである。未処理土と処理土の間での透水係数値の差は認められないが、結果的には固結土の含水比やセメント添加量、養生日数に関係なく、その透水係数は一軸圧縮強さ

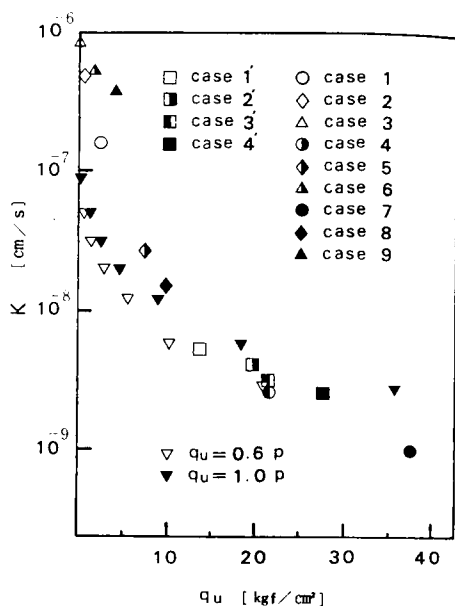


図6-16 セメントによる固結土の一軸圧縮強さと透水係数²⁵⁾

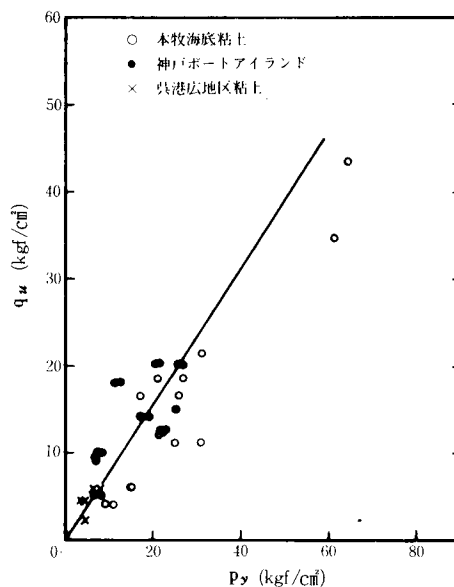


図6-15 石灰による固結土の一軸圧縮強さと圧密降伏応力²³⁾

の増加と共に減少していることが認められる。なお、一定の初期含水比の供試土を用いた場合はポルトランド・セメント添加量の増加と共に透水係数が減少するという指摘もあるが²⁶⁾、この場合一軸圧縮強さも増加するはずであるから、これは前述と矛盾しない。

(4) 固結土の耐久性

液相置換によって土質安定処理されたものはダムの基礎処理に対するセメント・ミルク注入を除くと、多くの場合仮設的な考え方で施工されているので、耐久性についてはそれほど吟味されていない。特に高分子系注入材料については、概念的に数年のオーダーであろうと考えられている程度である。ちなみに土木学会昭和47年制定の「ダ

「基礎岩盤グラウチング施工指針」の注入材料に関する項目を引用すると「岩盤注入に用いるグラウトの主材料はセメントとする。」²⁷⁾とあり、ケミカルグラウトに関しては「ケミカルグラウトはセメントグラウチングがむずかしい地質の場合、または湧水のためのグラウチングに用いる。」としており、同解説には「ケミカルグラウトはセメントグラウトに比べて強度および耐久性が劣り……。」²⁸⁾とされている点からもこの事情が理解される。

宮原・山下・林(1974)²⁹⁾はシラスをダム・コア用土に利用する目的で、シラスを高分子材料で混合・練り固め60日間の透水試験をし、その後洗掘抵抗試験や一軸圧縮試験を行い、水ガラス系、アクリル系、ポリウレタン系では洗掘深が大きくなることを指摘している。

液相固化処理による固結土の耐久性はその処理方法が一般化されてから日の浅いこともあり、まだ明確なデータは少ない。道路などの路床・路盤のセメント処理土や石灰処理土の耐久性は凍結融解試験や長期養生試験によって評価されているが、一般に未処理土に比し耐久性は増加する傾向にある。特にセメント処理土については1年に至っても強度が増加するという報告もある³⁰⁾。

以上より液相固化を目的とした粘結剤として多用されているポルトランド・セメントや石灰類についての耐久性は過去の実績よりはほぼ半永久的なものと考えてよいであろう。しかし例えばポルトランド・セメント単体を固化剤として用いた場合に強さの発現に比較的長時間を要することから、施工上の要求よりセメント系固化剤の早期固化を図ろうとして石膏を利用することを試みた。すなわち早期には石膏による硬化を利用し、その後ポルトランド・セメントの強度発現を利用しようとするものである。このことによってケミカルグラウトのようなゲルタイムの設定とポルトランド・セメントの強度増加と耐久性を得ようとする複合材料の一種を意図したものである。以下液相固化剤としての石膏-セメント系固化剤の耐久性について考察した例を述べる³¹⁾。

表6-4は使用材料と説明上使用している記号を示す。耐久性検討用試料の配合として(a)石膏Gとポルトランド・セメントCの混合は $G/(C+G) = 1.0, 0.75, 0.5, 0.25$ の4ケースで、(b)混水量は $W/(C+G) = 70, 100\%$ の2ケースを組合せて8種類とした。なお石膏GのリターダーRを石膏重量に対して0.2%添加している。

表6-4 石膏・セメントを用いた耐久性試験の使用材料

名 称	記号	材 料
セメント	C	普通ポルトランドセメント
石 膏	G	β型排脱半水石膏
リターダー	R	石膏用凝結遅延剤
水	W	水道水

供試体の作成は上記配合により材料を十分卓上混合した後、直径50mm、高さ100mmの円筒モールドに流し込み24時間室内空気養生した後、脱型した。

養生方法は①密封養生(供試体を市販のビニル袋で包み室内に置く)、②水中養生(養生用プール中に置く)、③土中養生(表面を常時たん水した状態の土中に置く)の三ケースとした。養生室内条件は温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、湿度80~90%である。各養生供試体を28日、91日、6ヶ月、1年に各々一軸圧縮強度試験によって圧縮強さの変化を測定した。各配合、各養生条件における測定結果

を表 6-5 に示す。

表 6-5 石膏・セメント固化剤耐久性試験結果

以上の結果、石膏とポルトランド・セメントの配合割合に注目して考察すると $G/(C+G) \leq 0.5$ の場合、材令 3~6 ヶ月まで強度の増加が認められ、その後はほぼ一定である。 $G/(C+G) \geq 0.75$ では材令 28 日以後、材令とともに強度は低下している。いいかえれば、石膏には耐久性を期待できないが、ポルトランド・セメント量の多いものほど耐久性については安定しているといえる。

土を素材としたものではないが、石灰類によって処理された脱水汚泥埋立地の工学的性質についての経年変化について調査した例を述べる³²⁾。

調査地は臨海埋立地にあり、脱水汚泥を埋立処分している。土層構成は浚渫粘土層の上に約 1.0 m の厚さで脱水汚泥を埋立て、その上を山土にて 30~50 cm の厚さで覆土している。埋立にあたっては汚泥処理時に石灰類を混合された以外、特別な処理や埋立時の転圧などを行っていない。この埋立地の埋立後 1 年経過のもの

と 3 年経過のものについて調査・比較を行った。

表 6-6 石灰処理による脱水汚泥の経年変化

種 別	現 場 汚 泥				即 日 汚 泥			
	1 年 後		3 年 後		処 理 場 A		処 理 場 B	
乾燥履歴	無	有	無	有	無	有	無	有
比 重	1.89	1.88	1.83	1.78	1.65	1.66	1.70	1.62
含 水 比	191.7	—	191.6	—	188.6	—	209.1	—
含 水 率	65.7	—	65.7	—	6.53	—	6.76	—
単位体積重量(g/cm^3)	1.13	—	1.21	—	—	—	—	—
液性限界(%)	228.0	154.7	244.5	160.5	288.5	168.2	261.2	179.0
塑性限界(%)	111.3	9.56	120.0	9.83	114.6	10.54	124.1	10.94
塑性指数(%)	116.7	5.91	124.5	6.22	173.9	6.28	137.1	6.96
強熱減量(%)	45.1	—	47.4	—	6.00	—	5.76	—

乾燥履歴：室内乾燥させることにより約 100% まで含水比を下げた後に、各種の試験を行った。

表 6-6 は処理場より採取した即日汚泥と埋立後 1 年、3 年の汚泥の物理試験結果を示したものである。比重は通常の土に比べて小さいが、時間経過と共に即日汚泥より大きくなっており、これは汚泥中の有機物の腐植分解に起因するものであろう。コンシステンシー特性については特に乾燥履歴を受け

No.	配 合 *		養生条件	一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)				表面変化観察
	W/(C+G)	G/(C+G)		28日	91日	6ヶ月	1年	
1	70%	0.25	密封	47.8	58.0	64.4	66.9	変化なし
2			水中	46.3	60.7	60.1	62.6	〃
3			土中	45.6	57.3	62.7	59.2	〃
4		0.5	密封	54.2	65.6	65.3	69.0	〃
5			水中	49.9	52.1	54.7	52.9	〃
6			土中	55.8	62.0	61.8	48.4	〃
7		0.75	密封	48.0	53.9	50.1	50.0	〃
8			水中	42.2	38.9	*-1 30.5	28.7	*-1 微細なクラック発生以後進行
9			土中	46.3	47.5	41.9	38.1	変化なし
10		1.0	密封	33.0	29.8	27.3	27.0	〃
11			水中	32.3	*-2 —	—	—	*-2 供試体の溶脱が激しく原形をとどめず
12			土中	32.4	*-3 32.0	28.2	25.7	*-3 供試体の表面が残分溶脱し、以後進行
13	100%	0.25	密封	16.8	22.9	23.7	22.1	変化なし
14			水中	16.2	19.0	22.6	18.3	〃
15		0.5	密封	20.7	21.6	23.9	20.8	〃
16			水中	20.5	20.6	20.4	15.2	〃
17			土中	20.2	22.6	23.5	16.5	〃
18		0.75	密封	18.9	17.8	18.1	15.5	〃
19	水中		14.5	*-4 5.8	—	—	*-4 膨脹性クラックにより崩壊	
20	1.0	密封	15.0	14.5	15.1	15.0	変化なし	
21		水中	14.8	*-2 —	—	—	*-2 供試体の溶脱が激しく原形をとどめず	

* R/G = 0.2%

たものに大きな変化が認められるが、1年汚泥と3年汚泥の間には比重と同様に大きな差は認められない。

図6-17は現地でのコーン貫入試験とベンセン断試験結果を示しているが、埋立後3年の方が大きな値を示していることがうかがえる。図6-18は圧密試験結果の代表的な $e-\log p$ 曲線、表6-7はその試験結果による圧密諸係数を示している。埋立後時間の経過と共に C_v は減少、 p_y は増加、 C_c はほぼ同一の値を示している。

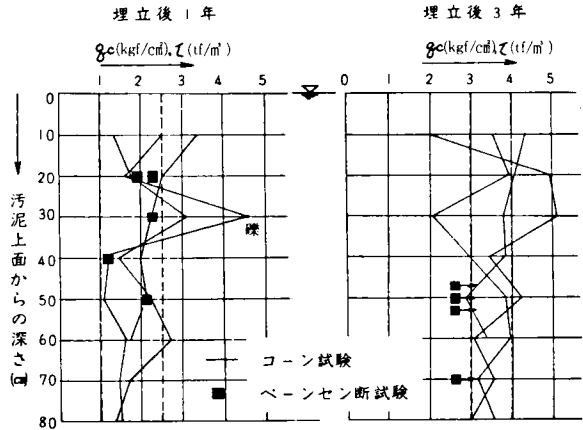


図6-17 石灰処理による脱水汚泥の経年変化(せん断強さ)

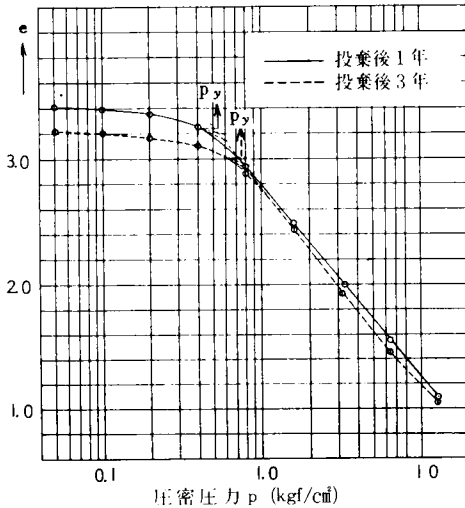


図6-18 石灰処理による脱水汚泥の経年変化($e-\log p$ 曲線)

表6-7 石灰処理による脱水汚泥の圧密諸係数の比較

試験項目	埋立後1年			埋立後3年		
	1	2	3	1	2	3
e_0	342	374	373	342	326	344
C_c	1.54	1.53	1.82	1.68	1.67	1.57
p_y (kgf/cm ²)	0.54	0.24	0.53	0.71	0.75	0.82
C_v (cm/s)	$10 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-1}$			$20 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-1}$		

p_y については土被り荷重より大きくなっているが、これは石灰類の固結作用が働いているためと推定される。

表6-8は三軸圧縮試験結果を示したものである。時間経過による顕著な差は認められないが、工学的には良化の傾向が生じている。

以上の事実をまとめてみると、液相固化による固結土の粘結剤をポルトランド・セメントや石灰類としている場合は耐久性の点で安定しており、環境条件によっては工学的に良化の方向にあるといえる。

表6-8 石灰処理による脱水汚泥の経年変化(三軸圧縮試験結果)

試験項目	経過年	1年後	3年後
		kgf/cm ²	kgf/cm ²
u	c_u	0.05	0.07
	ϕ_{uu}	1.5°	4.0°
c	ϕ'	34°	37°
	u	ϕ_{cu}	21°

6.2.3 凍土の工学的性質

特異な型式の液相固化の手段として人工的に土と土中水を凍結させることがあげられる。土の中にある液相を凍結させること、すなわち凍結された液相は土粒子に対して粘結剤の役割を持つことになる。この手段の特徴は土質にそれほど影響されず、土中にある程度以上液相が存在するならば土質安定としての処理が可能なことであろう。冷熱源を断つことは地盤を旧に復することになるので、仮設的な目的に用いられることがほとんどである。

(1) 凍土の圧縮強さ

土中水を含んだ土が凍るとその圧縮強さは未凍土のその数倍から数十倍、場合によっては100倍程度になることもある。そして凍土の圧縮強さは土質、温度、含水比によって影響されることが従来から指摘されている。

図6-19³³⁾は凍土の一軸圧縮強さと含水比の関係を土質別に示したものである。圧縮強さは土質によって液相に対する応答が異なっていることが認められる。すなわち砂では20%以下の含水比に対して含水比の増加と共に圧縮強さが増加しており、20%以上になると減少する傾向にある。シルトについても同様なことが認められ、含水比44%までは含水比の増加と共に圧縮強さも増加するが、40%以上になるとほぼ

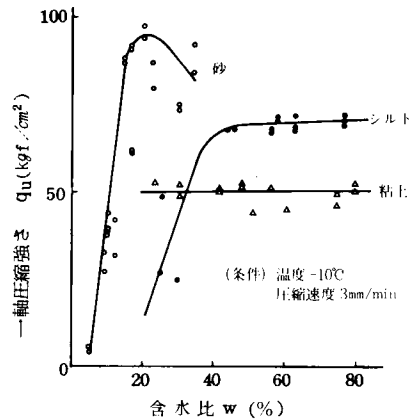


図6-19 凍土の圧縮強さと含水比の関係³³⁾

一定の値となる。それに反し粘土は含水比にそれほど左右されずほぼ一定の値を示している。

図6-20³⁴⁾は供試土の飽和状態における凍土の圧縮強さと温度との関係を示したものである。図中の点線は市販氷の圧縮強さであるが、いずれも凍土の方が氷自身の強さより大きく、温度が低くなるに従って凍土の圧縮強さは大きくなっている。

図6-21³⁵⁾は凍土の変形係数 E_{50} について示したものである。図6-21(a)は一軸圧縮強さと変形係数、図6-21(b)は変形係数と温度の関係を豊浦

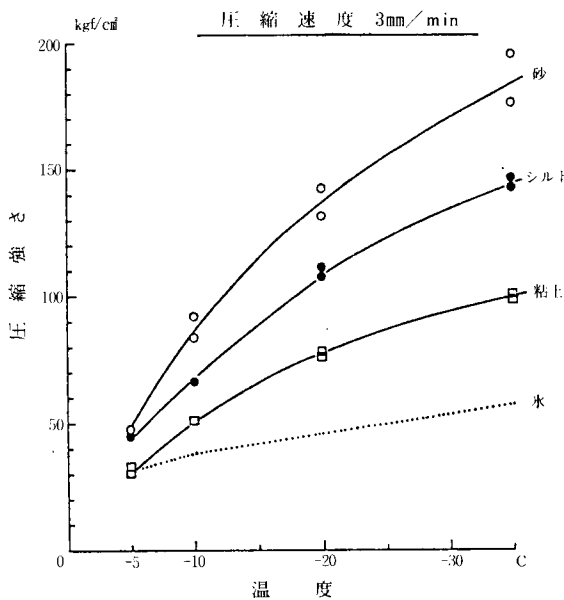
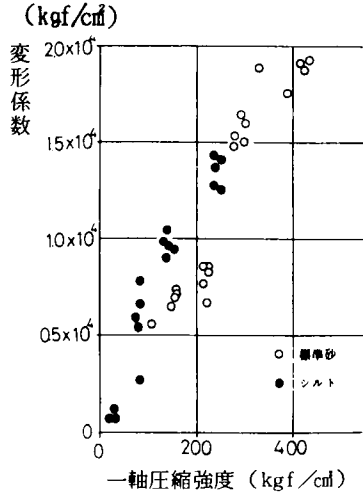
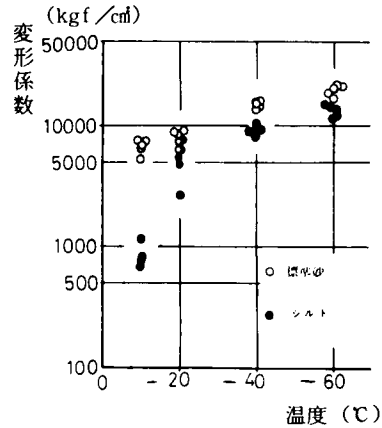


図6-20 凍土の圧縮強さと温度の関係³⁴⁾
(飽和状態)



(a) 変形後数と一軸圧縮強度



(b) 変形係数と温度

図 6-21 凍土の変形係数³⁵⁾

標準砂とシルトについて示している。一軸圧縮強さと変形係数はほぼ一次的な相関にあり、また凍結温度の依存性は温度の低下につれて変形係数が大きくなるが、シルトについては -20°C を境として異った増加割合を示している。

図 6-22³⁶⁾は砂質凍土の三軸圧縮試験結果の1例であるが、せん断抵抗角は 18° でほぼ一定、粘着力成分は温度の低下と共に増加している。未凍土のせん断抵抗角は 41° とあるので、これに関しては減少するといえる。

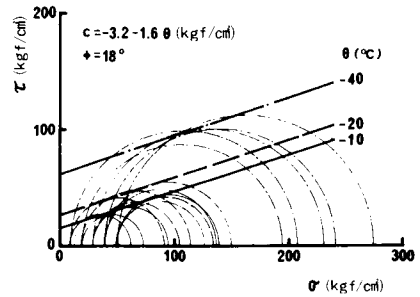


図 6-22 砂質凍土の三軸圧縮試験結果例³⁶⁾

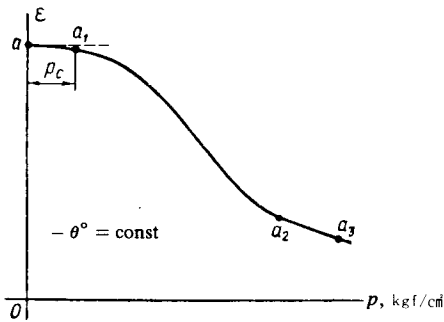


図 6-23 高含水比凍土の圧縮性³⁷⁾
(温度一定の条件下)

(2) 凍土の変形特性

凍土の変形特性のうち変形係数については前述したが、次に凍土の圧縮特性について述べる。

図 6-23 は Tsytyovich (1975)³⁷⁾ が凍土の圧縮特性を模式図で示したものである。図から明らかなように圧縮ひずみ ϵ と圧縮荷重 p との圧縮曲線には aa_1 、 a_1a_2 、 a_2a_3 の 3 つの部分が見られる。 aa_1 は弾性変形部で、点 a_1 の圧力は凍土の構造的強さに関係している。 a_1a_2 は塑性変形で構造的には不可逆な変

表 6-9 各種凍土の圧縮係数³⁸⁾

土 質	物 理 的 性 質			温 度 (°C)	下 記 荷 重 間 (kgf/cm ²) の 圧 縮 係 数 (×10 ⁴ cm ² /kgf)				
	含 水 比 <i>w_d</i> (%)	不 凍 水 量 <i>w_u</i> (%)	密 度		0-1	1-2	2-4	4-6	6-8
	中 粒 砂	21	0.2		1.99	-0.6	12	9	6
同 上	27	0.0	1.87	-4.2	17	13	10	7	5
同 上	27	0.2	1.86	-0.4	32	26	14	8	5
シルト質砂質ローム	25	5.2	1.90	-3.5	6	14	18	22	23
同 上	27	8.0	1.88	-0.4	24	29	26	18	14
シルト質ローム	35	12.3	1.83	-4.0	8	15	26	28	24
同 上	32	17.7	1.84	-0.4	36	42	37	21	14
シルト質ローム	42	11.6	1.71	-3.8	5	10	18	42	32
同 上	38	16.1	-	-0.4	56	59	39	24	16
層 状 ロ ー ム	104	11.6	1.36	-3.6	54	54	59	44	34
同 上	92	16.1	1.43	-0.4	191	137	74	36	18
粘 土	36	12.9	1.84	-3.6	15	22	26	23	19
同 上	34	27.0	1.87	-0.4	32	30	25	20	16

形をし、土粒子や土構造のせん断変形に起因している。 $a_2 a_3$ は凍土の硬化現象をもたらすところで土粒子間距離が短くなり、その間の結合力が増加する部分である。概念的には土の圧密の $e - \log p$ 曲線に類似している。表 6-9³⁸⁾ は同じく Tsytoovich が 0 °C 近傍の凍土で得られた圧縮係数測定例である。ここでの圧縮係数 a_r^Σ は圧密試験の体積圧縮係数 m_v と同一内容で式 (6.1) で定義されている。

$$a_r^\Sigma = \frac{S_\infty}{h p} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに S_∞ ; その荷重における最終圧縮量 (cm)

h ; 凍土の初期厚さ (cm)

p ; 有効圧力 (kgf/cm²)

同表より同一供試土においても凍結温度の数度の差は a_r^Σ の値の現れ方が異なっているという事実を知ることができる。

凍土の圧縮に対する反応を考える上で、骨格部の土粒子は弾性的な特徴を持ち、氷は粘弾性的な特徴、更に凍土中の不凍水は粘性的な特徴を持っているので、この不凍水の存在が凍結温度に依存し、結果として変形特性が変わって来るという指摘がある³⁹⁾。

(3) 凍土の透水性

凍土は前述の固結土と同様、実用上不透水なものと評価でき、また通常の土に対すると同じ透水試験を行った場合浸透水が凍土内で凍結するので、実際的には測定不能である。しかし凍土内に液

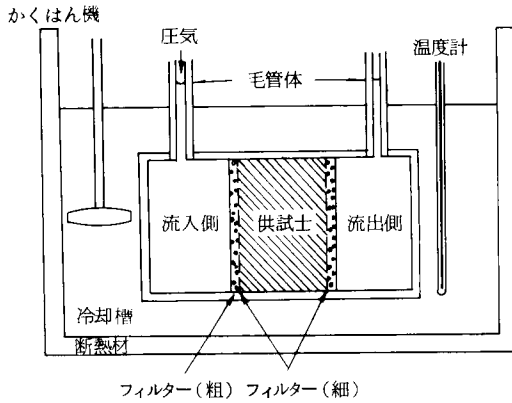


図 6-24 凍土の透水試験装置⁴⁰⁾

体燃料を保存する必要性や凍土現象解明の必要性から、凍土内の液相の浸透性が検討されている。

Burt and Williams (1976)⁴⁰⁾ は図 6-24 に示す装置で不凍液を用い、凍土での液体の浸透性を検討した。図 6-25 はその結果を示したものである。凍結温度の低下と共に透水係数は減少している。

細砂が最も低い透水係数を示し、シルトが比較的大きい透水係数値を示しているが、これは凍土中の不凍水の多少に原因するものであると論じている。

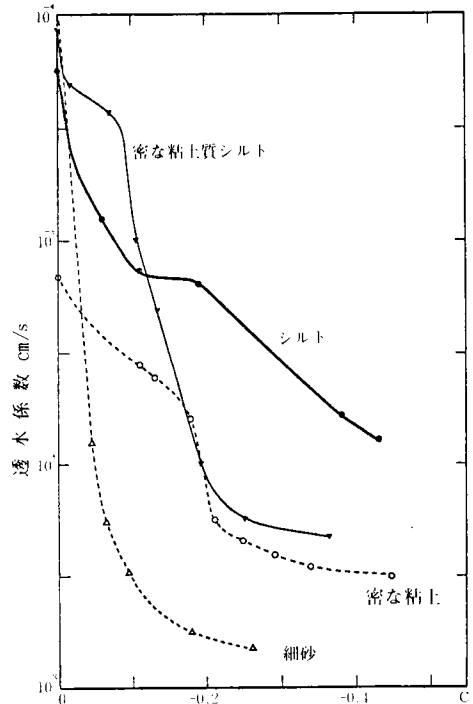


図 6-25 凍土の透水係数測定例⁴⁰⁾

6.3 液相置換および固化型土質安定の適用上の問題点に関する考察

6.3.1 液相置換および固化型土質安定の試験施工による比較⁴¹⁾

(1) 目的および採用手法

液相置換・固化型の土質安定は設計や施工計画の段階で、その効果を過去の実績などをもとにある程度予測しているが、多くの場合試験施工を実施して資料を得ている。

本例はシールド・トンネルの施工に伴って発生することが懸念される切羽の崩壊、地表面の変状、地下埋設物の沈下などを防止する目的で土質安定を図ろうとすることにあたって、シールド・トンネル発進用立坑を利用して行った試験施工に関するものである。シールド・トンネル施工に伴う防護工の詳細な検討例には Tan and Clough (1980)⁴²⁾ などがあげられる。

立坑を利用した試験施工の利点は自然地盤そのものを対象とすることができる、掘削による効果の確認が容易である、その掘削も本工事に対する必要性より実施されるなどを指摘できる。

一般に液相置換および固化型の土質安定はその手法によって表 6-10 のように分類される。注入管として単管を用いる方法は図 6-26 に注入管の先端を示すが、最も単純にグラウトを圧力浸

表 6-10 液相置換・固化型土質安定の分類

液相置換・ 固化型土質安定	液相置換	ロッド注入方式
		シングルストレナー方式
		二重管注入工法 <ul style="list-style-type: none"> 二重管ダブルパッカー注入方式 二重管ロッド注入方式
	液相固化	<ul style="list-style-type: none"> 噴射かくはん工法 <ul style="list-style-type: none"> グラウト噴射方式 グラウト・エア噴射方式 水・エア噴射-グラウト注入方式 深層混合処理工法 オーガー型かくはん工法 凍結工法

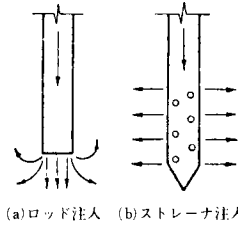


図 6-26 注入処理用先端部の形状

透させて液相と置換を図ろうとするものである。注入ポンプシステムを図 6-27 に示したが、単管注入は 1 液 1 ポンプ方式、2 液 1 ポンプ方式、2 液 2 ポンプ方式 (1.5 ショット方式) を採用している。二重管ダブルパッカー方式の例は図 6-28 に示すが、これは単管注入方式の欠点を解決するために (グラウトの逸出), より確実により広い浸透置換領域を得ることを目的としたもので注入ポンプシステムは前者と原則的には同じである。二重管ロッド注入方式は二重管の内・外管に各々異った薬液を送り込み、ロッドの先端で合流するようになっているもので瞬結性の薬液の使用に用いられ、注入ポンプシステムでは 2 液 2 ポンプ方式 (2 ショット方式) を用いることが多い。

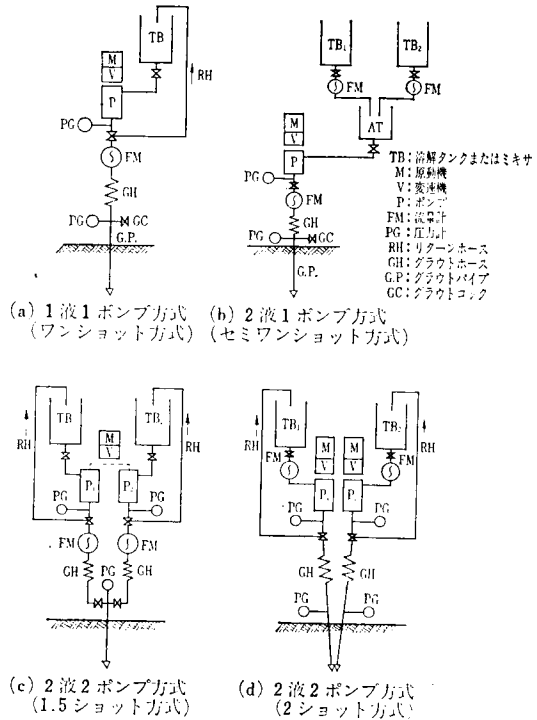


図 6-27 注入ポンプシステム

噴射かくはん工法のうちグラウト噴射方式は図 6-29 に示す。グラウトを高圧 (通常は 200 kgf/cm² 以上の圧力) の液噴流として地盤中でノズルより水平方向に噴射し地盤を切削, ノズルの回転と引上げを同時に行い円柱状の固結体を得ようとするものである。グラウト・エア噴射方式はグラウト噴射方式より地盤の切削範囲を広げるためにグラウト噴流と共に空気噴流をノズル部で合流させて地盤の切削力を高めようとするもので、施工要領とノズル断面を図 6-30 に示す。

水・エア噴射-グラウト方式は三重管を用いておりノズル形状を図 6-31 に示す。最初に水噴流と圧搾空気地盤を切削, 細粒分を排出, その後にポルトランド・セメント・ミルクによって切削部

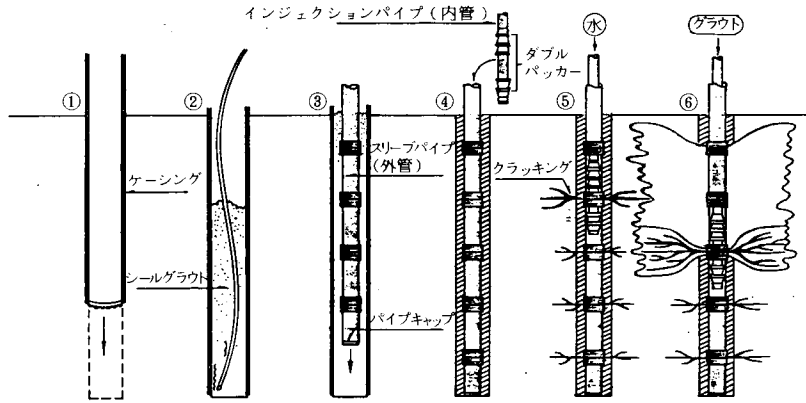
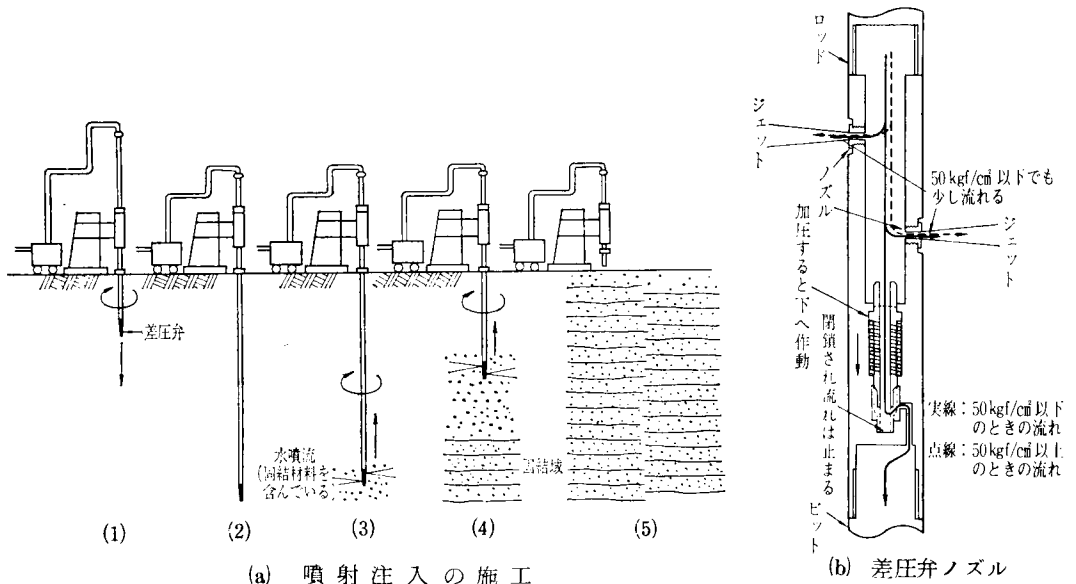


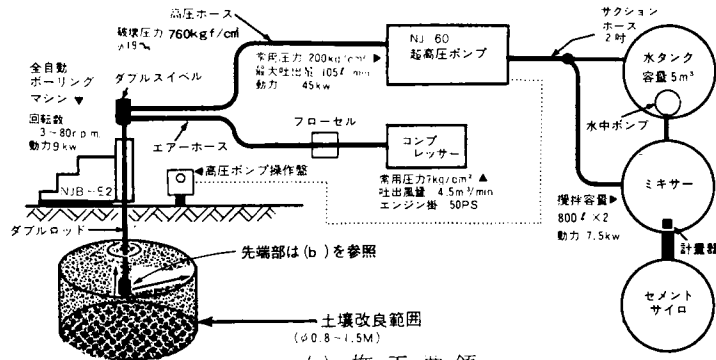
図 6-28 二重管ダブルパッカー方式の 1 例



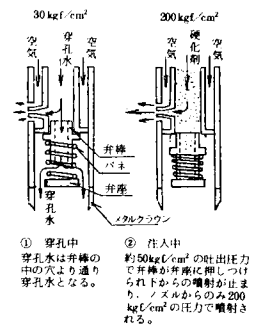
(a) 噴射注入の施工

(b) 差圧弁ノズル

図 6-29 グラウト噴射方式の 1 例



(a) 施工要領



(b) ロッド先端形状

図 6-30 グラウト・エア噴射方式の 1 例

を固化しようとするものである。これは素材そのものを置換しようとしている面もあり、厳密には液相の置換・固化といえないが、やや過剰に存在することになる液相を取り込むことになるので液相固化型とした。

グラウト・エア噴射方式と水・エア噴射－グラウト方式の差異は前者は噴流圧力 200 kgf/cm^2 で二重管使用、後者は圧力 500 kgf/cm^2 で三重管使用、更に前者は現地の土を一種の骨材としての利用、後者は現地の土を排出してできるだけピュアな固結体を造ろうとしている点である⁴³⁾。

深層混合処理工法、オーガー型かくはん工法は土と粘結剤をかくはん翼、またはオーガーで混合固化を、凍結工法は 6.2.3 で述べている。

試験施工した土質安定の処理法の名称、使用材料の配合（標準仕様）とその量、材料圧送圧力については表 6-11 に示す。すなわち液相固化型のグラウト・エア噴射方式（エア併用噴射かくはん）、グラウト噴射方式（噴射かくはん）、二重管ロッド注入方式（溶液型瞬結ロッド注入）、二重管ダブルパッカー方式（溶液型スリーブ注入）である。

(2) 対象地盤

試験施工を行った地盤は京都府南部の河川流域の沖積層で、河川のはん濫によって堆積した粘性土と砂質土の互層より成っており、地下水位は $GL - 1.2 \text{ m}$ である。土質柱状図は図 6-32 に示す。

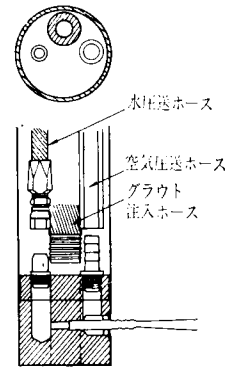


図 6-31 水・エア噴射－グラウト方式の先端部

表 6-11 試験施工の標準仕様

注人工法		土 中 水 固 結 型	
施工示様		エア併用噴射かくはん	噴射かくはん
使用材料 (1 m^3 当り・水以外)	普通ポルトランドセメント 760 kg 混和剤(硫酸カルシウム他)15.2 kg	普通ポルトランドセメント 400 kg 酸化カルシウム・アルミナ } 硫酸カルシウム } 100 kg	
ゲルタイム	—	約 15 分	
注入圧・注入量	$210 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 863 \text{ l/m}$	$210 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 118 \text{ l/m}$	
注人工法		土 中 水 置 換 型	
施工示様		溶液型瞬結ロッド注入	溶液型スリーブ注入
使用材料 (1 m^3 当り・水以外)	珪酸ソーダ3号 250 l 硫化水素ナトリウム } 硫酸マグネシウム } 100 l	珪酸ソーダ3号 350 l グリオキザール 30 l リン酸 15 l	
ゲルタイム	3～5秒	約 50 分	
注入圧・注入量	$2 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 350 \text{ l/m}$	同左・(施工時 $4 \sim 14 \text{ kgf/cm}^2$)	

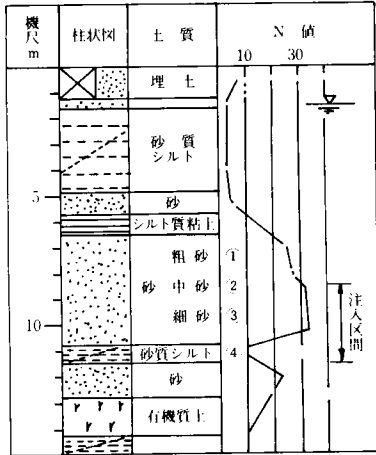


図6-32 試験施工場所の土質柱状図

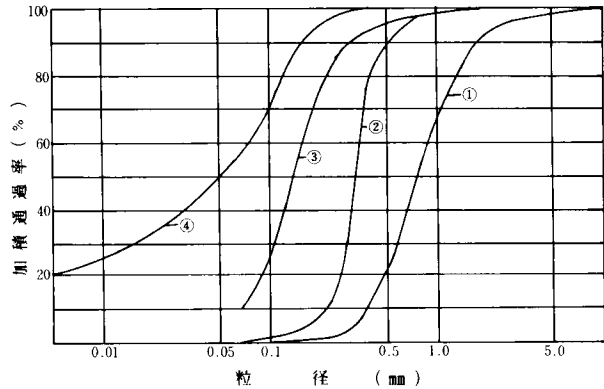


図6-33 試験施工地盤の粒径加積曲線

す。試験施工区間は図6-32

に示すようにGL-8.5～11.5mの個所であり図6-32中に示される採取個所の土の粒度分布は図6-33、対象土の土質試験結果(空隙比, 自然含水比, 湿潤密度, 均等係数, 粗粒土については透水係数, 細粒土については圧密降伏応力と一軸圧縮強さ)を表6-12に示す。

表6-12 試験施工対象土の土質試験結果

土質名	間げき比 e	含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	均等係数 U_c	透水係数 k (cm/s). 他
①粗砂	0.65	24.3	2.01	2.4	$k = 4.7 \times 10^{-3}$
②中砂	0.91	33.9	1.88	1.5	$k = 2.7 \times 10^{-4}$
③細砂	1.01	37.5	1.84	2.2	$k = 7.3 \times 10^{-5}$
④砂質シルト	1.02	39.3	1.78	75.0	$p_y = 2.7 \text{ kgf/cm}^2$ $q_u = 1.44 \text{ kgf/cm}^2$

(3) 試験施工結果および考察

試験施工実施2ヶ月後に立坑を掘削し、観察・記録、更に乱さない試料を採取して土質試験を実施した。その試験結果を表6-13の(A)欄に平均値で示す。また観察結果をも含めて土質安定処理手段の選定や施工計画に必要な項目を対象地盤によって整理し同じく表6-13の(B)欄に示した。

各処理方法の当該地盤に対する所見をまとめると以下となる。

○グラウト・エア噴射方式(エア併用噴射かくはん)

液相固化型の本方式は処理土の圧縮強さが粗～中砂層で100～190 kgf/cm^2 、中～細砂層で260～400 kgf/cm^2 と極めて高強度のものが得られており、セメントモルタルとみなせる状態である。水・セメント比 $W/C = 1.0$ のセメントペーストを使用しており、硬化すれば約100 kgf/cm^2

表 6 - 13 施工試験結果の一覧表

調査 試験項目	注人工法			土中水固結型			土中水置換型				
	エア-併用噴射機拌			噴射攪拌			溶液型スリ-ブ注入				
(A) 土質試験結果	採取深度(m)	8.5~9.5	9.5~10.5	11~11.5	8.5~10.5	11~11.5	8.5~10.5	8.5~9.5	9.5~10.5	11~11.5	
	土質状況	粗~中砂	中~細砂	砂質シルト	粗~中砂	砂質シルト	粗~中砂	粗~中砂	中~細砂	砂質シルト	
	ρ_t (g/cm ²) · ω (%)	2.03, 11.8	2.08, 12.9	1.88, 63.5	1.72, 20.7	1.85, 68.8	1.88, 17.5	-	1.93, 20.6	194, 22.2	-
	q_u (kgf/cm ²)	174	335	26.1	24.9	24.0	1.07	2.5	1.72	8.78	2.8
	ε (%)	-	0.4	1.13	0.86	1.11	1.15	-	1.80	1.72	-
	E_{50} · (kgf/cm ²)	-	1.33×10^2	3.66×10^3	3.55×10^3	3.07×10^3	1.51×10^2	-	1.57×10^2	2.49×10^2	-
	C (kgf/cm ²) · ϕ (度)	-	-	-	-	9.0, 25	0.43, 37.5	-	0.38, 38.5	0.38, 43.0	-
	充填率(%)	-	-	-	-	-	30.9	21.0	29.2	-	30.0
	k (cm/s)	-	-	-	-	-	4.31×10^{-4}	1.76×10^{-6}	5.26×10^{-5}	5.28×10^{-6}	4.91×10^{-5}
	改良範囲	円柱状 ϕ 1.5~1.2 m に改良			円柱状 ϕ 0.5~0.4 m に改良			脈状に約 2~8 m の改良			円柱状に約 1.4~1.0 m 浸透固結
(B) 改良効果のまとめ	均一性	増加			均一性極めて良好			浸透固結 50 ~ 150 mm			浸透距離によるが均一
	密度変化	増加			やや減少			ほぼ変らず			ほぼ変らず
	強度範囲	$q_u = 100 \sim 400$ kgf/cm ²			$q_u = 13 \sim 37$ kgf/cm ²			$q_u = 0.8 \sim 1.5$ kgf/cm ²			$q_u = 1.1 \sim 5.5$ kgf/cm ²
	改良土の止水性	◎			◎			△			○
	改良効果	◎ (混合機拌)			◎ (混合機拌)			△ ~ ○ (脈状)			◎ (浸透)
	改良範囲、均一性	円柱状 ϕ 1.2~1.0 m, 良好			円柱状 ϕ 0.3~0.4 m, 良好			脈状, 把握困難, 不均一			脈状, 把握困難, 不均一
	密度変化	大きく減少			大きく減少			不明確			不明確
	強度範囲	$q_u = 21 \sim 34$ kgf/cm ²			$q_u = 22 \sim 27$ kgf/cm ²			部分的に $q_u = 2.4 \sim 2.7$ kgf/cm ²			部分的に $q_u = 1.7 \sim 2.9$ kgf/cm ²
	改良土の止水性	◎			◎			△			△
	改良効果	◎			◎			△ ~ ○ (脈状)			△ ~ ○ (脈状)

cm²程度の圧縮強さになることを予想したが、砂地盤であったために余剰水が逸散し結果的にW/Cが低下した状態で硬化したものと考えられる。混合状態も均一なものになっている。一方粘性土では一軸圧縮強さが21～34 kgf/cm²と砂質土に対するより小さくなっているが、未処理土の圧縮強さが1.44 kgf/cm²であったことから大巾に改良されていることがわかる。なお、I_c=0.5～0.8と比較的安定した地盤であったため固結体の中に未かくらん粘土塊の混入が認められた。改良効果の点では他の三者に比べて最も顕著に現われたが、必要以上に強度が出ることや施工中周辺地盤を乱しがちであること（当施工では施工箇所より5～6 m離れた地点にモルタルの噴出が発生している。）などが留意点であると指摘できる。また細粒土地盤での湿潤密度は処理後に低下しているが、これは改良目的によっては長所ともなり短所ともなろう。

○グラウト噴射方式（噴射かくはん）

本方式による処理土はほぼエア・グラウト噴射方式と同様な傾向を示しているが、処理範囲は小さい。粗～中粒砂での一軸圧縮強さは13～37 kgf/cm²である。固結上の外周部分には数 cmの外かく状の弱い固化部が形成されていたが、この固化剤は15分程度のゲルタイムを持っているために、固化するまでの時間に固化剤の1部が浸透したものと解される。細粒土地盤での混合状態は極めてよく、その一軸圧縮強さにもバラツキが少なく22～27 kgf/cm²を示した。

○二重管ロッド注入方式（溶液型瞬結ロッド注入）

粗・細粒地盤にかかわらず脈状の注入結果となっている。高い地下水位と瞬間的なゲルタイムのため土中水の置換が困難であったものと推定される。不均一ではあったが粗粒地盤での浸透部分を取り出して土質試験をすると、密度が約10%増加、一軸圧縮強さ1.1 kgf/cm²となっていた。細粒土地盤ではかすかな脈状が認められる程度で浸透部分は認められなかった。

○二重管ダブルパッカー方式（溶液型スリーブ注入）

比較的長いゲルタイムの溶液とパッカーによって注入箇所を限定しているので、高い地下水位にもかかわらず粗粒土地盤においては土中水と薬液との置換が良好で、直径1.4～1.0 mの浸透範囲が得られている。一軸圧縮強さ1.1～5.5 kgf/cm²で透水係数も10⁻⁵～10⁻⁶ cm/sのオーダーとなっている。細粒土地盤においては脈状となっている程度であった。

以上より液相固化型は地盤構成土の粗細にかかわらずこの種の土質安定処理に適しているが、場合によっては粗粒土地盤での二重管ダブルパッカー方式の液相置換型も有効である。ロッド注入方式は粗粒土地盤であっても地下水位の高い地盤では液相置換が行われないことが明らかである。

6.3.2 液相固化型グラウト噴射方式施工による周辺地盤への影響と解析⁴⁴⁾

(1) 目的と測定項目

液相固化型のグラウト噴射方式やグラウト・エア噴射方式は6.3.1で述べたように対象地盤が粗粒土・細粒土にかかわらず確実な土質安定処理効果を得ることができる。しかし前述立坑内での試験施工でも観察されたように、施工中の周辺地盤への影響は無視できない。例えば構造物の近傍や直下で施工した場合には構造物を浮上させることになりかねない。そこでグラウト噴射方式を例にとって現地施工規模の浮上現象測定試験を行い、観測とその結果に基づく解析を試みた。

調査・測定項目は以下の通りである。

- ① 地盤や構造物の浮上量・浮上力の測定
- ② 施工中の地盤内間隙水圧の測定
- ③ 施工後の地盤の荷重試験
- ④ 固化土の形状、強度、固化剤の混合状況

(2) 施工個所の地盤状況

測定施工実験を行った場所は大阪市内の大阪南港埋立地内で、土質柱状図は図6-34に示す。N値が2～10のルースな砂と軟弱なシルト質土となり、地下水位はGL-0.4mである。

(3) 実験内容

施工実験の作業流れは図6-35に示す。施工実験の方法は図6-36に示すように20cmの砂または砂

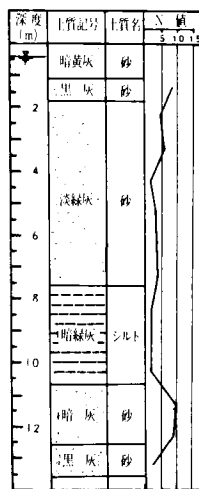


図6-34 測定実験施工場所の土質柱状図

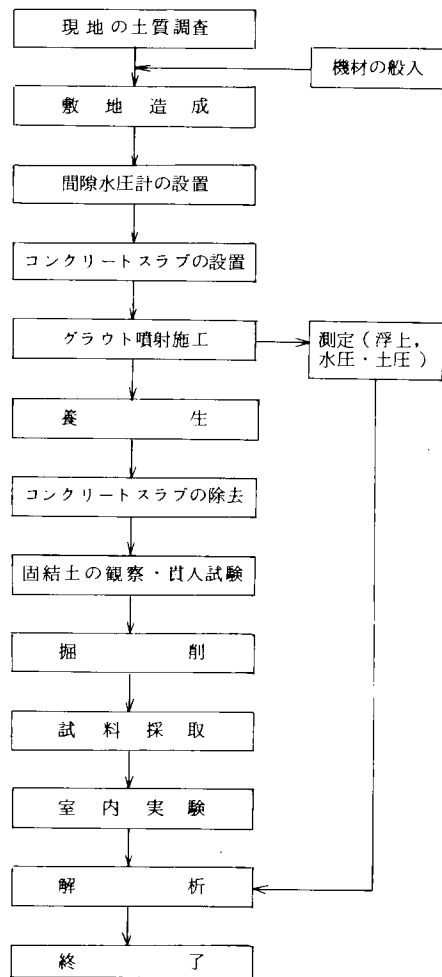


図6-35 測定実験施工のフロー図

利を敷いた上にコンクリートスラブ（ $2\text{ m} \times 2\text{ m} \times 0.2\text{ m}$ ）を設置し、GL-12 mの深さからスラブ底面まで表6-14に示す条件でグラウトを噴射、ロッドを回転し円柱状の固結体を作成することとした。図6-36中のケース1～ケース3の内容については表6-15に示す。

ケース1の場合はコンクリートスラブ中央に1箇所施工し、図6-37、図6-38に示すように間隙水圧計を設置して間隙水圧変動測定に重点を置いた。間隙水圧計は図6-39(a)に示すようなダイヤフラム式の受感部を持つものであり、図6-39(b)に示す設置要領で深さ方向にGL-6、-9.5、-11 m、施工中心より各々25 cm、35 cm、55 cmとした。

ケース2とケース3はコンクリートスラブの変位量測定と同時に反力梁を作成して、コンクリートスラブと反力梁の間に荷重計を設置して浮上力をも測定した。ケース2では施工後固結体頭部での平板荷重試験を、ケース3ではケース1と同じく間隙水圧の測定を行うこととして図6-40、図6-41に示すように間隙水圧計を設置した。

またコンクリートスラブ下の礫と砂の敷設は構造物下の構成材料によって浮上量、浮上力に差異が生ずるか否かを確認するためである。

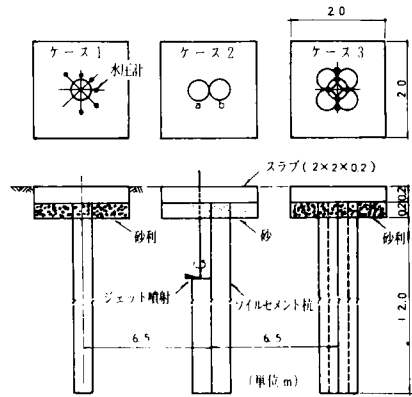


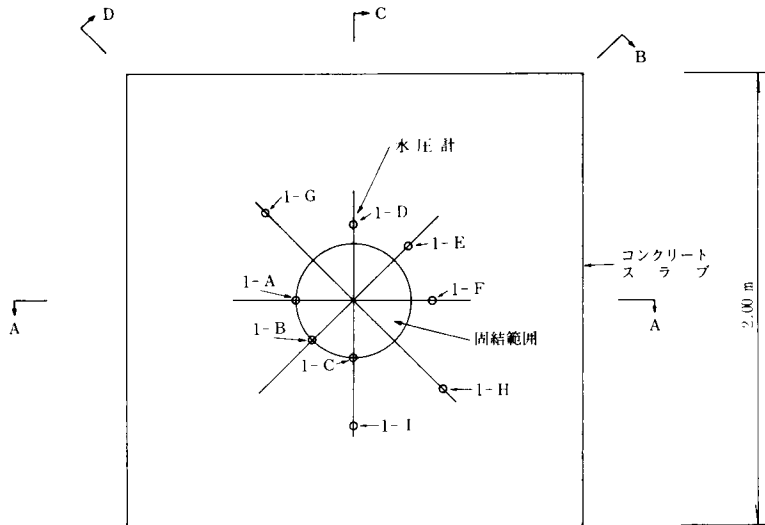
図6-36 測定実験施工の施工方法

表6-14 施工仕様

ノズル径	1.8 mm
噴射量	23.5 l/分
噴射圧	2.00 kgf/cm ²
ノズル回転数	20 rpm
ノズル引上速度	2.2 cm/分
固結剤配合 (1 m ³)	
水	740 l
セメント	500 kg
水ガラス系硬化剤	100 l
ゲルタイム	約30分、比重1.34

表6-15 施工条件と測定項目

項目	No.	ケース1	ケース2	ケース3
施工数量		12 ^m ×1	12 ^m ×2	12 ^m ×5
コンクリートスラブの使用		○	○	○
コンクリートスラブ下の状況		礫	砂	礫
浮上力の測定		—	○	○
浮上量の測定		○	○	○
間隙水圧の測定		○	—	○
地盤振動の測定		○	○	○
乱さない試料採取		○	○	○



注

1-A.	水 圧 計	etc.=25cm	深 さ = 5.5m.
1-B.	"	"	" 9.0m.
1-C.	"	"	" 11.0m.
1-D.	"	35cm	" 5.5m.
1-E.	"	"	" 9.0m.
1-F.	"	"	" 11.0m.
1-G.	"	55cm	" 5.5m.
1-H.	"	"	" 9.0m.
1-I.	"	"	" 11.0m.

図 6 - 37 水圧計の平面配置 (ケース 1)

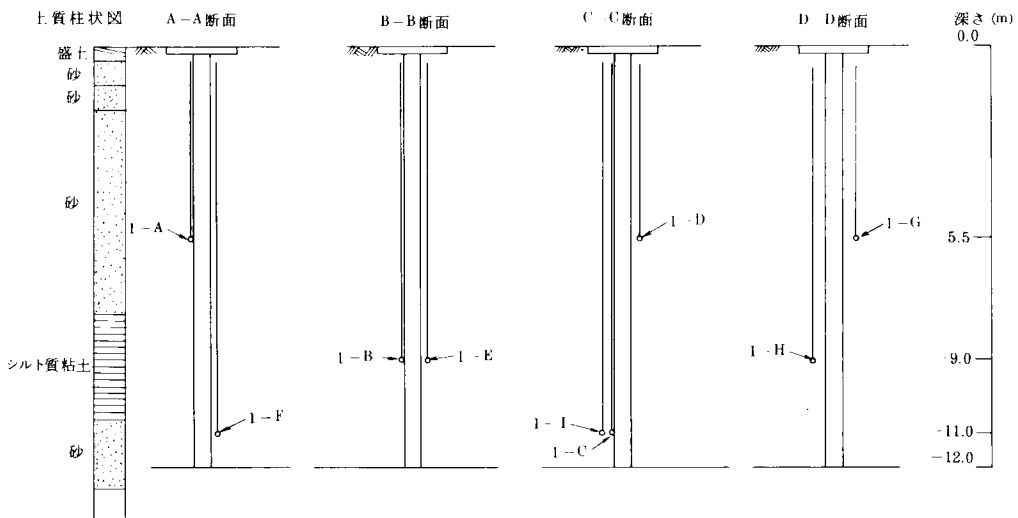


図 6 - 38 水圧計の断面配置 (ケース 1)

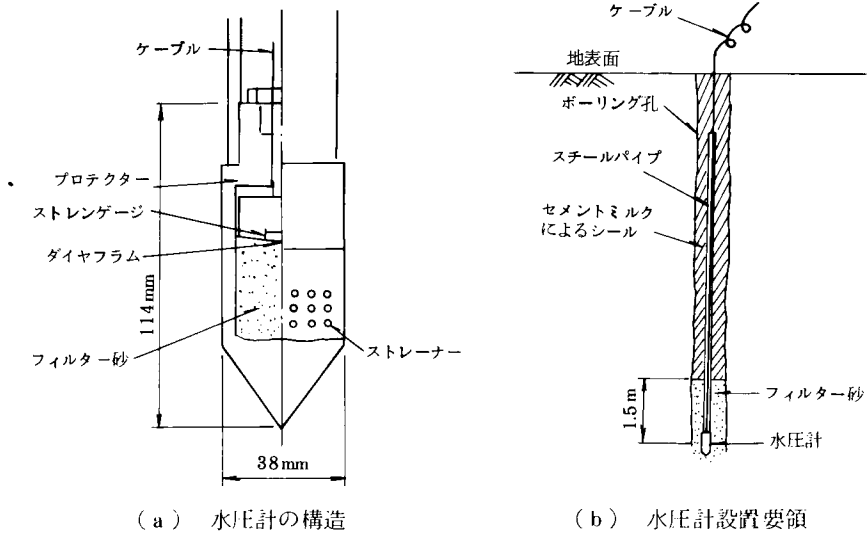


図 6-39 間隙水圧計とその設置要領

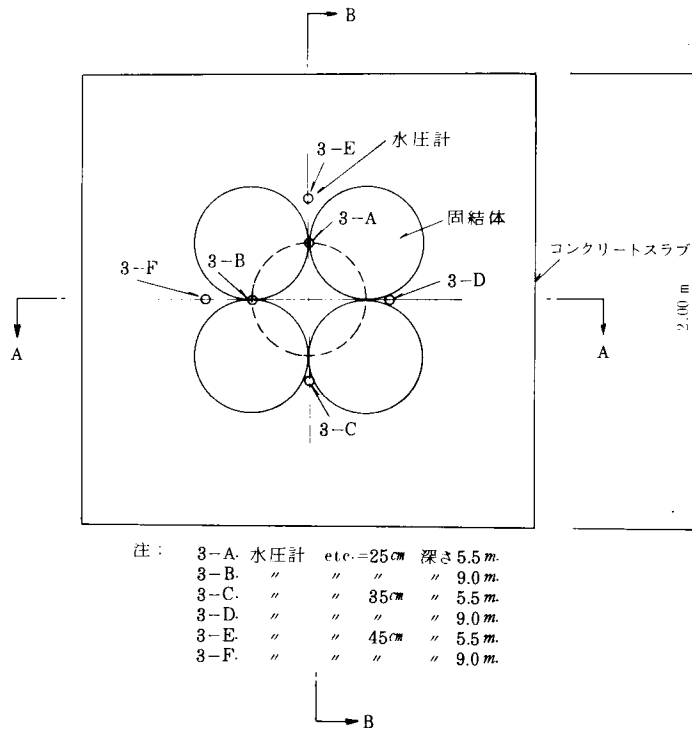


図 6-40 水圧計の平面配置
(ケース 3)

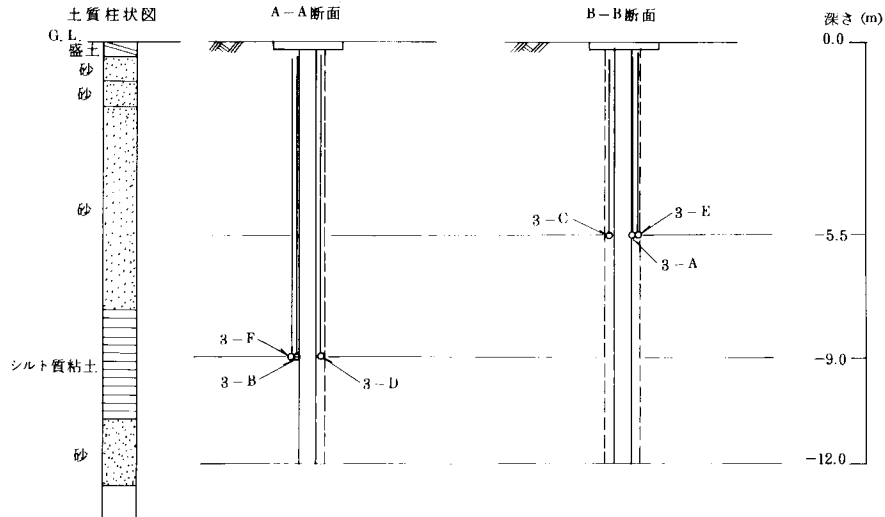


図 6-41 水圧計の断面配置 (ケース 3)

(4) 試験施工結果

(4-1) コンクリートスラブの浮上量と
浮上力

図 6-42 はケース 1 の場合で施工深度と施工時間、コンクリートスラブの隅角部 (図中 A, B, C, D) での浮上量、浮上力を示しているが、ほとんど浮上量、浮上力は観測されなかった。

ケース 2 ではコンクリートスラブ下に隣接して 2 ケ所で相前後して固結体作成を試みている。図 6-43 は先行の施工において観測された浮上量と浮上力である。浮上力は 4 tf の力が発生しており、浮上量は位置によってバラツキが見られるものの最大 12 mm の値を示している。図 6-44 は同じくケース 2 の後行施工の場合の測定値である。浮上力として 3 tf、浮上量として最大 10 mm が観測された。

図 6-45 はケース 3 において etc 50 cm で格子状に 4 個所施工してから、その中心部でもう 1 個所施工した場合の浮上力と浮上量である。浮上力は発生しておらず、浮上量も最大 3 mm 程度である。

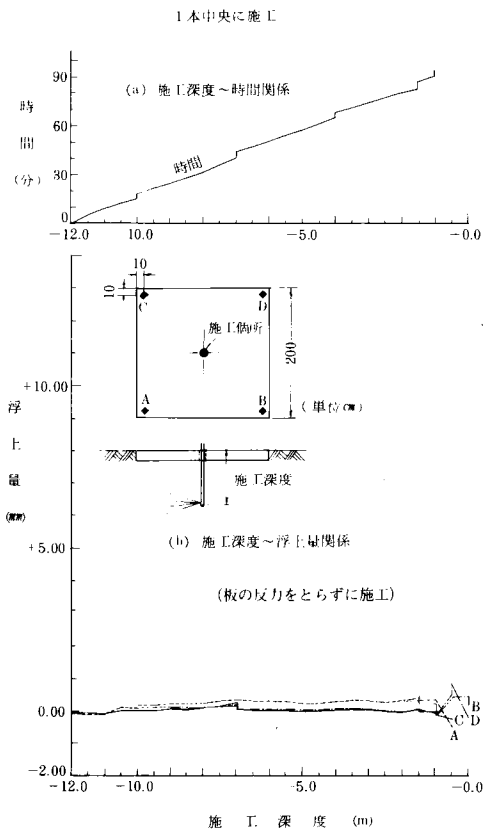


図 6-42 施工時間・施工深度と浮上量 (ケース 1)

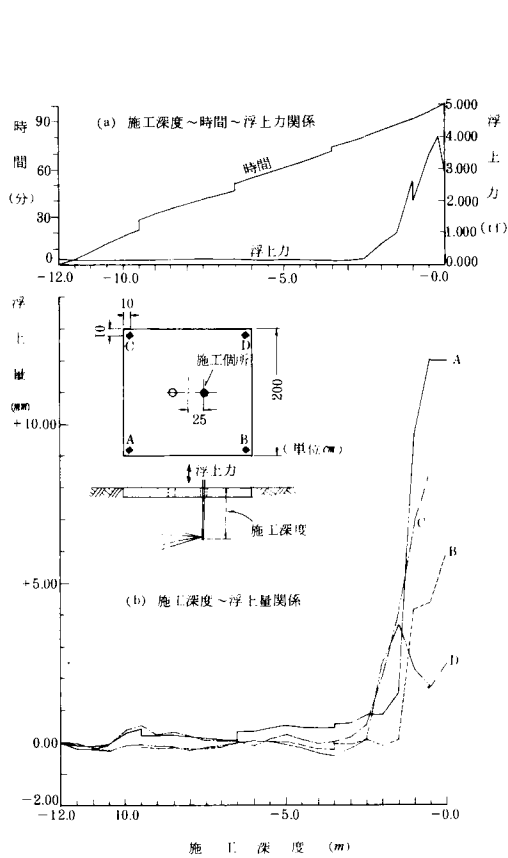


図 6-43 施工時間・施工深度と
浮上量・浮上力
(ケース 2 の先行施工)

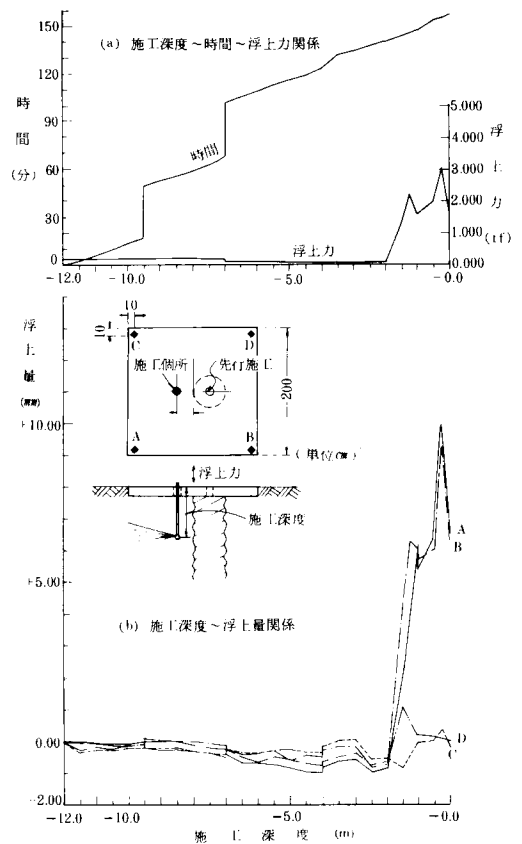


図 6-44 施工時間・施工深度と
浮上量・浮上力
(ケース 2 の後行施工)

以上の結果各ケースにおけるスラブ 4 隅の浮上量平均値とケース 2 で観測された浮上力（図中ケース 2 a は先行，ケース 2 b は後行の施工）とを一括して示したものが図 6-46 である。前述したようにケース 1，ケース 3 では浮上力も浮上量も観測されていないが，これは両ケース共コンクリートスラブ下に敷砂利を施しているために噴出スライムの漏出がスムーズに起ったためと考えられる。また間隙水圧計の埋設によって周辺地盤が乱されたことも一因となっているだろう。

ケース 2 の浮上現象は顕著に現われており，このケースが一般的な性状とみなせる。特徴としてはグラウトを噴射している噴射ノズルが GL-2.0 m 付近に達した時以降に急激に発生している。

またコンクリートスラブ外縁地盤での地盤変状を測量杭とレベルによって測定したが，結果を表 6-16 に示す。グラウト噴射方式の施工による影響範囲は施工中心より 3～4 m に及ぶことがあるといえる。

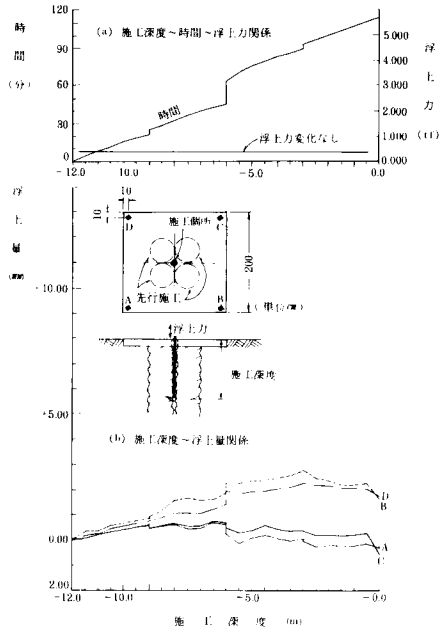


図 6-45 施工時間・施工深度と
浮上量・浮上力
(ケース 3-4 本先行
施工後中央部の施工)

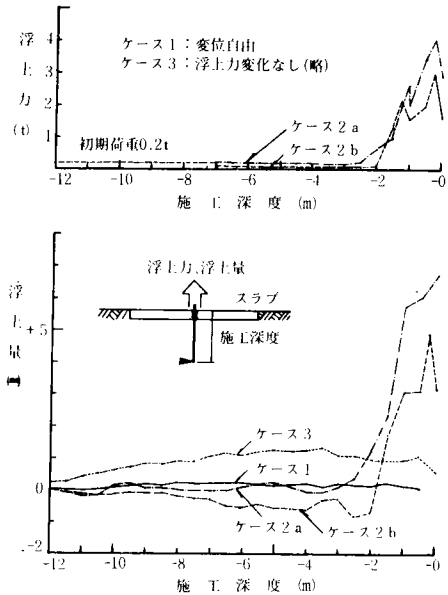


図 6-46 浮上量・浮上力の
測定結果の総括

表 6-16 スラブ外の周辺地盤の
浮上量 (単位; mm)

測点 ケース	スラブ中心からの距離 (m)			
	1.5	2	3	4
1 (1 本)	2	2	2~3	2~3
2 (2 本 累計)	15	7~8	1~2	0
3 (中央の 1 本)	1	0	0~1	0

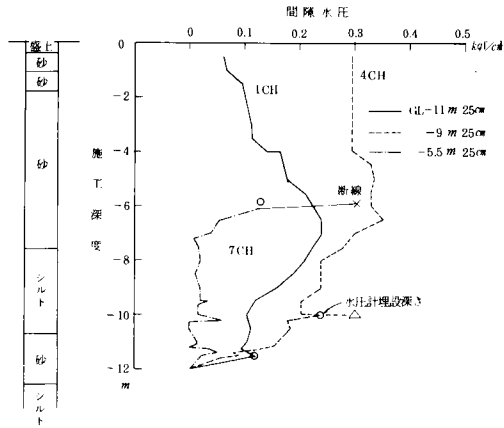
(4-2) 施工中の間隙水圧の変動

ケース 1, 3 において施工中の間隙水圧の変動を測定した。

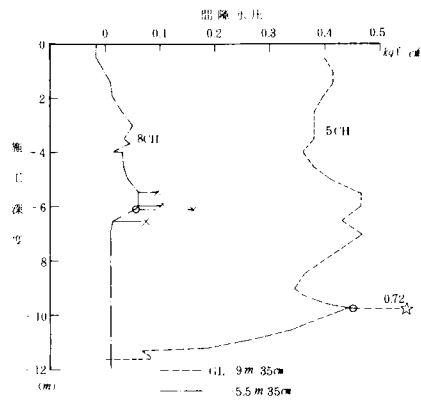
図 6-47 (a), (b), (c) はケース 1 における施工深度と水圧計埋設深さにおける間隙水圧の変動を示している。図 6-47 (a) は施工位置より水平距離

で 25 cm のもの、図 6-47 (b) は 35 cm のもの、図 6-47 (c) は 55 cm のものである。

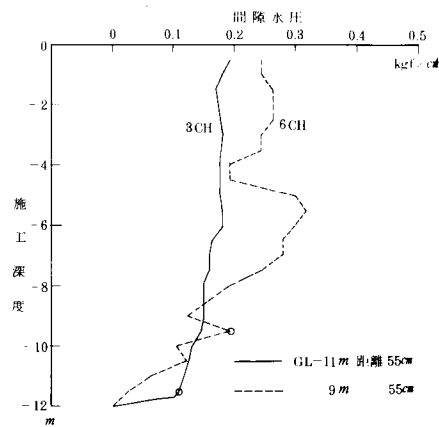
図 6-48 (a), (b), (c) はケース 3 の場合であるが、ケース 1 と異なるところは etc 50 cm の格子状で 4 本施工した後に水圧計を埋設し、中央部の施工時の水圧変動を測定したものである。図 6-48 (a) は施工位置より水平距離で 25 cm のもの、図 6-48 (b) は 35 cm のもの、図 6-48 (c) は 55 cm のものを各々示した。埋設深さはケース 1 と異なって GL-9.0 m のシルト質土層中と GL-5.5 m の上部砂層のみとした。



(a) 施工中心から 25 cm の個所

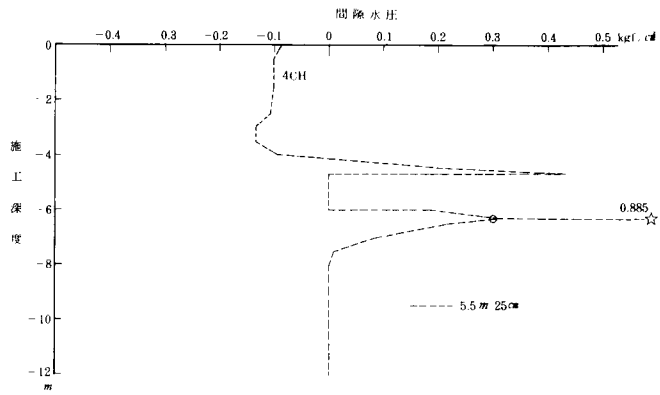


(b) 施工中心から 35 cm の個所

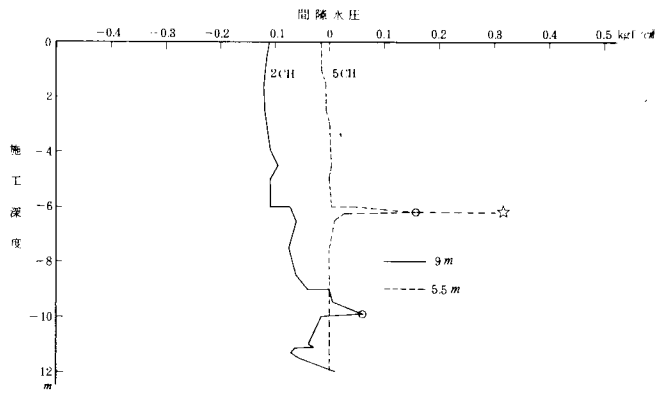


(c) 施工中心から 55 cm の個所

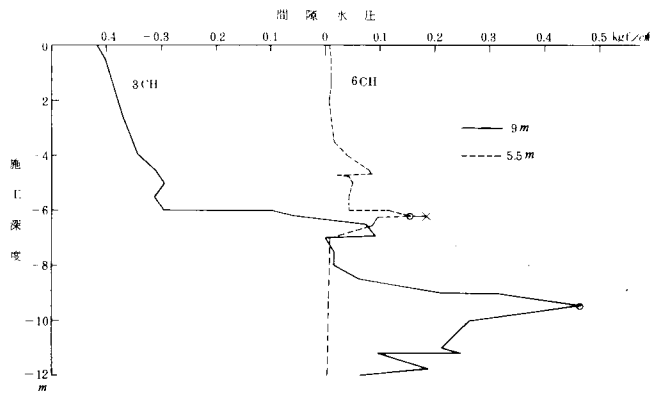
図6-47 間隙水圧測定結果(ケース1)



(a) 施工中心から 25 cm の個所



(b) 施工中心から 35 cm の個所



(c) 施工中心から 55 cm の個所

図 6-48 間隙水圧測定結果 (ケース 3)

間隙水圧測定結果より指摘されることは以下の通りである。

- ① グラウト噴射方式の土質安定処理の施工中次の3型式の水圧変動が認められた。
 - Aタイプ；変化が比較的ゆるやかなもの。これは全体のマスとしての水圧変化とみなせる。
 - Bタイプ；比較的シャープに周期的に観測される変化。これは8秒間隔に観測され図中に×印で示した。これは施工用注入ロッドの引上げ時間と一致している。
 - Cタイプ；極めてシャープに周期的に観測される変化。これは3秒間隔に観測され図中に星印で示した。これは施工用ノズルの回転時間と一致している。
- ② この3型式の変動は特に施工位置より水平距離で25 cmのものと35 cmのものに現われている。施工深度とこの3型式の現われ方を現象的に述べると、噴射ノズルが水圧計の埋設深さに近づくとつれてまずAタイプの変化が生じ、次にBタイプとなり、水圧計埋設深さでの施工中にCタイプが観測された。
- ③ また最初のAタイプの変化が観測される時期は水圧計の埋設深さ下1～2 mの施工時であった。
- ④ 静水圧的な変化の最大値は 0.45 kgf/cm^2 で、瞬間的な動的变化の最大値は 0.72 kgf/cm^2 であった。

(4-3) 平板載荷試験結果

ケース2の施工後、平板載荷試験した結果を図6-49に示す。あらかじめ準備した載荷装置で極限降伏値は得られなかったが、 67 tf/m^2 の荷重以内では弾性的な性状を示していた。

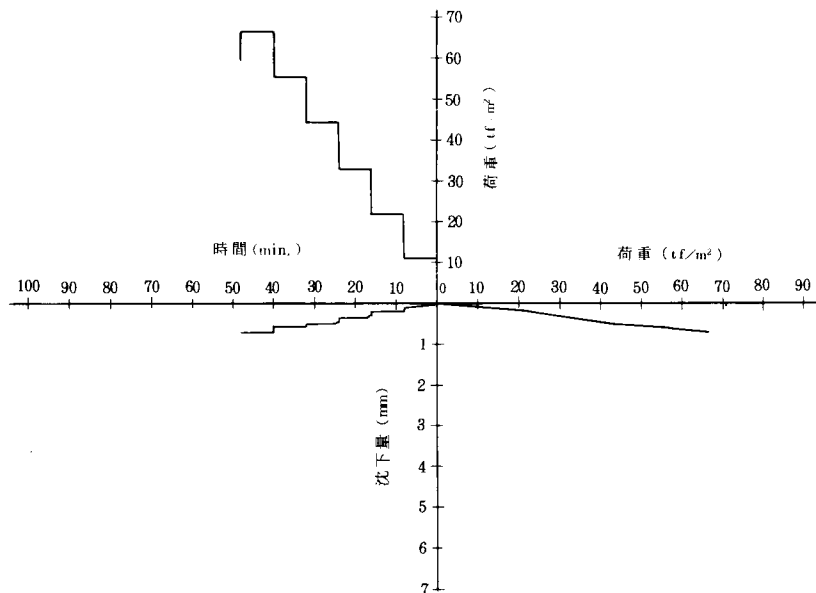


図6-49 施工個所での平板載荷試験結果

(4-4) プロクター・ニードル貫入試験結果

ケース2において載荷試験後、載荷重の影響を除去するために表層を切りとり、改良効果の平面的なバラツキと施工継目付近における強さの分布を調査する目的で5 cmピッチで長軸方向(表6-17の付図)にプロクター・ニードルの貫入試験を実施した。結果は表6-17であるがバラツキの少ない大きな貫入抵抗値を示している。

(4-5) 採取試料による固結体の圧縮強さ

表6-18に採取試料の一軸圧縮強さを示した。試料番号1~14はコアボーリングによって採取したもの、試料番号15~21はGL-1.5 m付近まで掘削して採取したものである。いずれも30 kgf/cm²程度の圧縮強さを期待できるといえる。

(4-6) 固結体のポルトランド・セメント混入量

固結体のポルトランド・セメント混入量を化学分析によって求めた。その結果が表6-19である。表6-19(a)は深さ方向の試料の分析値、表6-19(b)は水平方向に採取したものの分析値である。おおむね30~40%の混入量が認められ、均一な分布を示している。

(5) 浮上現象の解析

(4)の測定・試験・観測結果より明らかなようにグラウト噴射方式の土質安定処理は極めて有効な

表6-17 施工個所でのプロクター・ニードル貫入試験結果

測定点	プロクター・ニードルの番号	プロクター・ニードルの断面積 (cm ²)	荷重 (kgf)	貫入抵抗値 (kgf/cm ²)
1	9	0.166	36.0	216.9
2	〃	〃	46.0	277.1
3	〃	〃	33.0	198.8
4	〃	〃	貫入不能	—
5	〃	〃	39.0	234.9
6	〃	〃	48.5	292.2
7	〃	〃	50.0	301.2
8	〃	〃	39.6	238.6
9	〃	〃	30.0	180.7
10	〃	〃	57.4	345.8
11	〃	〃	55.3	333.1
12	〃	〃	貫入不能	—
13	〃	〃	54.0	325.3
14	〃	〃	51.4	309.6
15	〃	〃	56.0	337.3
16	〃	〃	37.5	225.9
17	〃	〃	51.0	307.2
18	〃	〃	57.0	343.4
19	〃	〃	57.5	346.4
20	〃	〃	貫入不能	—
21	〃	〃	56.3	339.2
22	〃	〃	56.8	342.2
23	〃	〃	11.0	66.3

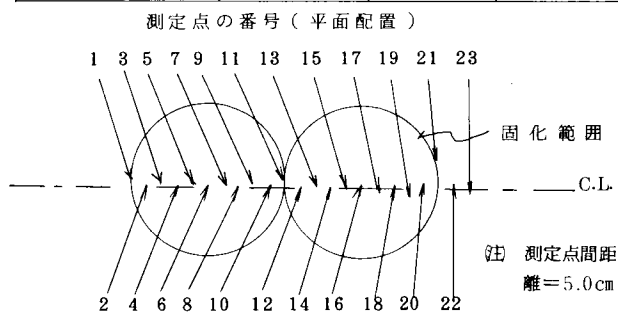


表 6-18 施工後の採取試料の圧縮試験結果

供試体の 番号	採取深度	土質	供試体の大きさ		密度 (g/cm^3)	一軸圧縮 強さ (kgf/cm^2)	破壊 ひずみ (%)	変形係数 (kgf/cm^2)	破壊型式
			高さ (mm)	直径 (mm)					
1	GL-3.0m	砂	7.26	4.27	1.71	32.1	0.73	7,300	割 裂
2	GL-3.0m	〃	8.80	4.23	1.63	43.3	0.37	14,400	〃
3	GL-5.0m	〃	9.08	4.63	1.64	60.0	0.66	20,000	〃
4	GL-5.0m	〃	8.83	4.68	1.51	48.6	0.94	12,700	〃
5	GL-6.0m	〃	8.90	4.43	1.63	52.0	0.47	16,800	せん断
6	GL-6.0m	〃	7.45	4.46	1.59	34.7	0.64	6,900	〃
7	GL-7.0m	シルト	8.12	4.25	1.63	40.0	1.09	7,100	割裂とせん断
8	GL-7.0m	〃	9.50	4.37	1.65	36.0	0.42	9,500	せん断
9	GL-7.0m	〃	9.05	4.61	1.70	37.1	0.75	7,100	割 裂
10	GL-7.0m	〃	7.90	4.26	1.64	37.9	0.70	7,600	せん断
11	GL-8.0m	〃	6.30	4.44	1.55	35.8	0.64	6,800	〃
12	GL-8.0m	〃	7.20	3.95	1.60	38.0	1.18	3,500	割 裂
13	GL-8.0m	〃	9.45	4.68	1.50	47.8	0.80	11,400	せん断
14	GL-11.0m	砂	8.82	4.73	1.60	64.2	0.27	55,000	割 裂
15	GL-1.0m	砂	20.00	9.90	1.81	34.8	0.80	6,800	せん断
16	GL-1.0m	〃	16.50	9.90	1.62	26.0	1.07	3,000	割 裂
17	GL-1.0m	〃	20.50	9.90	1.79	31.8	0.50	8,800	〃
18	GL-0.5m	〃	20.60	9.90	1.75	18.1	—	—	ボンド・クラック
19	GL-0.5m	〃	20.60	9.90	1.59	7.0	—	—	崩 壊
20	GL-1.0m	〃	20.00	9.90	1.83	32.7	—	—	割 裂
21	GL-1.0m	〃	20.00	9.90	1.86	29.0	—	—	〃

表 6-19 採取試料の化学分析結果

(a) 深さ方向

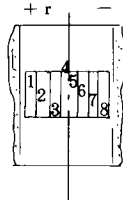
No.	深さ (m)	土の割合	ポルトランド セメントの割合	混合比
1	1.5 - 2.5	0.647	0.292	1.8
2	2.5 - 3.5	0.391	0.504	0.6
3	3.5 - 4.5	0.348	0.540	0.5
4	4.5 - 5.5	0.449	0.456	0.8
5	5.5 - 6.5	0.376	0.517	0.6
6	6.5 - 7.5	0.380	0.513	0.6
7	8.5 - 9.5	0.420	0.480	0.7
8	9.5 - 10.5	0.323	0.561	0.5
9	10.5 - 11.5	0.202	0.661	0.3

ものであるといえる。しかしケース 2 で観測された浮上現象については施工前にあらかじめ予測しておくことが必要な場合もあろう。この観点より観測結果をもとに浮上力と浮上量の解析を試みたものが以下である。

(5-1) 浮上力について

ケース 2 においてスラブの接着面と固結体径が同じであったことから、コンクリートスラブに作用した浮上力がこの接着面の圧力によって生じたと考え、最大浮上力発生時(測定値 4 tf とスラブ自重 2 t で合計 6 tf)にはその圧力 $3kgf/cm^2$ 、施工完了時 $1.5 kgf/cm^2$ と計算される。しかし現実には周辺地盤も浮

(b) 水平方向



No.	土の 割合	ポルトランド セメントの割合	混合比	r
1	0.634	0.303	1.7	+ 8 cm
2	0.593	0.337	1.5	+ 6
3	0.606	0.326	1.5	+ 4
4	0.733	0.221	2.8	中心
5	0.640	0.298	1.8	- 2
6	0.629	0.307	1.7	- 4
7	0.657	0.284	1.9	- 8
8	0.618	0.316	1.6	- 10

上しているために図6-50のようなモデルを考えた。施工時の発生内圧は式(6.2)で示される。

$$\begin{aligned}
 p \times A &= F + W \\
 &= F + \frac{\pi}{3} Z^3 \tan^2 \theta \cdot \rho - \Delta W \\
 &\dots\dots\dots (6.2)
 \end{aligned}$$

- ここに p ; 発生内圧 (kgf/cm²)
 A ; 施工断面積 (cm²)
 F ; 上載荷重 (浮上力の測定値とスラブ自重 (kgf))
 W ; 浮上土の質量 (kg)
 θ ; 土くさびの角度
 ΔW ; スラブの体積に相当する土の質量 (kg)
 ρ ; 土の密度 (kg/cm³)
 Z ; 施工深度 (cm)

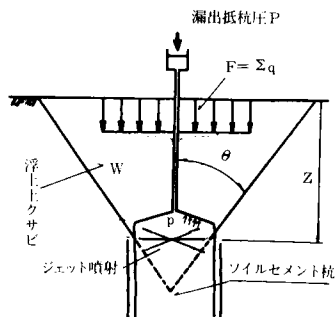


図6-50 浮上現象の解析モデル

図6-46のケース2 a (先行施工)の結果をもとに試算すると、施工区域直径50 cm、土の密度 $\rho = 0.6 \text{ kg/cm}^3$ (水中密度)とし、 $Z = 2 \text{ m}$ の時 $F = 2 \text{ tf}$ 、 $Z = 1.0 \text{ m}$ の時 $F = 4.6 \text{ tf}$ 、として p を求めると各々以下となる。

$$p_{2.0} = 3.3 \sim 2.4 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\theta = 45^\circ \text{ と仮定})$$

$$p_{1.0} = 6.0 \sim 2.7 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\theta = 55^\circ \text{ と仮定})$$

したがってケース2 aを施工中に、本地盤内の地表付近に発生した施工個所の内圧は $6 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であろうと推定される。しかし噴射された固結剤のロッドやスラブ周辺からの漏出によって、浮上現象は減少する結果となっており、当然のことながら発生内圧はこの漏出抵抗圧以上にはならない。またケース1、3での間隙水圧変化は 1 kgf/cm^2 未満であり、浮上現象が生じていないことにより、諸条件の一寸した差異によって浮上力や浮上現象は生じないということを物語っているといえる。

(5-2) 浮上量・浮上力の推定

浮上力についての考察を(5-1)で行ったが、現実の現象として現われる浮上量・浮上力をシミュレートしているとはいえない面がある。これは対象地盤の間隙比、透水性、地下水位、固化剤の注入量、固化剤の水分量、ゲルタイムなどの諸条件に複雑に支配されるため、固化剤の注入から地盤の浮上に至るメカニズムの詳細について不明な点が多いからである。したがってこれらの諸条件のすべてを個々にインプットした形で浮上現象を解析することは現段階では不可能であり、単純化された力学モデルによらざるを得ないといえる。このような観点からグラウト噴射方式施工時の単

純な力学的釣り合いに着目し、有限要素法による解析を試みたものが以下である。

体積 V の飽和土に ΔV の固化剤を注入したとすると、周辺への浸透がなくかつ周辺の拘束がない理想的な状態においては、その体積は $V + \Delta V$ となる。

連続体の力学を適用させるために、これを体積 V の物質に ΔV の体積ひずみを生じさせる“力”が作用したと考えると、この“力”は仮想仕事の原理により式(6.3)として求められる。

$$\{ R \} = \int_V [B]^T [D] \{ \epsilon \} dV \dots\dots\dots (6.3)$$

- ここに V ; 体積
- $\{ R \}$; 等価節点力ベクトル
- $[B]$; ひずみ・変位マトリックス
- $[D]$; 応力・ひずみマトリックス
- T ; 転置マトリックス
- $\{ \epsilon \}$; ひずみベクトル

この $\{ R \}$ を土中の体積 V の各要素に作用させれば、周辺地盤の拘束がある場合の体積のひずみ $\Delta V' = \alpha \cdot \Delta V$ とそれに伴う地盤の変形状態が解析されることになる。固化剤 ΔV の注入による実際の体積増加 $\Delta V' = \alpha \cdot \Delta V$ の α は実験的または経験的に求めることが必要となる。

解析に用いたモデルは図6-51に示すように深さ12m、半径4.6mの軸対称モデルであり、要素数280、節点数168である。境界条件は対称軸上で側方変位固定、外周で完全固定、底面で鉛直変位固定とした。この地盤モデルにおいて対称軸を中心に半径30cmの固結体が得られるものとして深さ11.4mから60cmずつ順次上方へ施工される状態を想定した。すなわちグラウト噴射方式の固結体が60cm施工されるごとに $\alpha \cdot \Delta V$ の体積ひずみを生じさせるに等価な節点力を外

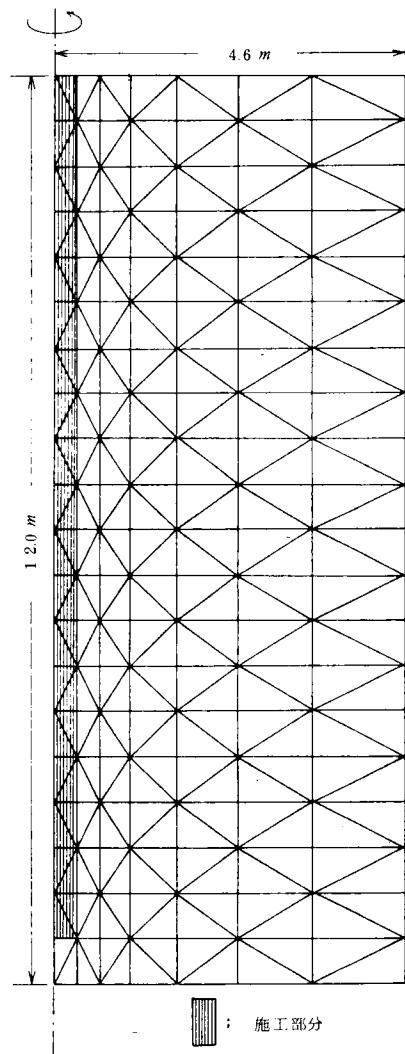


図6-51 浮上現象のFEM解析の要素分割

力として作用させた。

次に $\Delta V' = \alpha \cdot \Delta V$ 中の α の設定が必要である。この α は式(6.4)の内容のものである。

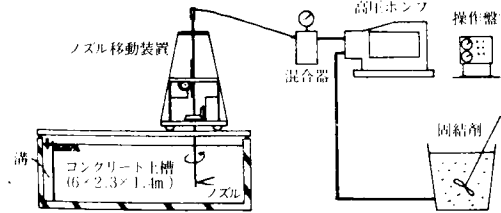
$$\alpha = \frac{\Delta u}{\Delta V} \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに Δu ; 地表の浮上体積

ΔV ; 固化剤の注入量

この α については現段階では実験的に求めざるを得ないので、図6-52⁴⁵⁾に示す6.5×2.3×1.4 mのコンクリート製土槽に20 m³の砂(粒径0.15~2.0 mm, 均等係数2.4, 比重2.66)を入れて大型土槽実験を行った。模擬地盤は振動と水締めとによって間隙率約42%, 乾燥密度1.55 t/m³, N値で2~4の飽和砂地盤である。

表6-20は種々の条件のもとで得られた α の値である。図6-53はその1例(実験番号2の場合)で水・セメント比150%のセメントミルクを31.2 ℓ注入した場合の地表面の変形状態をX軸に浮上量, Y軸に施工位置からの距離, Z軸に施工時間を示している。



このことより土被り荷重がほとんど無視でき 図6-52 土槽における施工実験要領⁴⁵⁾

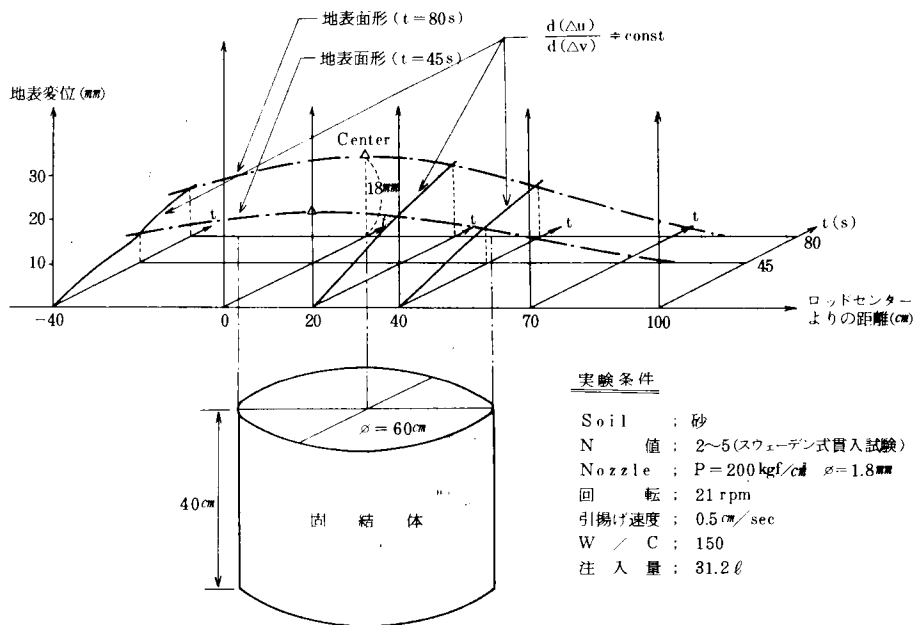


図6-53 土槽実験による地表面変形状態

表 6 - 20 土槽実験による固結剤注入量と浮上体積

実験 No.	地盤条件		噴射条件				固結剤		地表面変状			α ($=\frac{\Delta u}{\Delta V}$)	
	地質	N 値	地下水位 (cm)	ϕ (mm)	P (kgf/cm ²)	回転 (rpm)	引揚げ (cm/s)	W/C (%)	注入量 ($\Delta V; \ell$)	浮上量 (cm)	浮上半径 (cm)		浮上体積 ($\Delta u; \ell$)
1	砂	2~5	GL±0	1.8	200	21	0.5	100	28.3	1.9	85	14.4	0.51
2	砂	2~5	GL±0	1.8	200	21	0.5	150	31.2	1.8	80	12.1	0.39
3	砂	2~6	GL±0	1.8	200	21	0.5	300	32.0	1.6	80	10.7	0.33
4	砂	1.5~4	GL±0	1.8	200	21	0.25	150	62.4	2.5	85	18.9	0.30
5	砂	2~4	GL±0	1.8	200	21	0.125	150	124.8	3.4	100	35.6	0.29
6	砂	不明	GL±0	2.0	200	20	0.53	150	29.3	-0.3	50	-0.7	
7	砂	不明	GL-80	2.0	200	20	0.53	150	29.3	-1.2	70	-6.2	
8	シルト	不明	不明	2.2	200	20	0.53	150	不明	6.0	85	45.4	
9	シルト	不明	不明	2.0	200	20	0.53	150	29.3	4.2	80	28.1	0.96

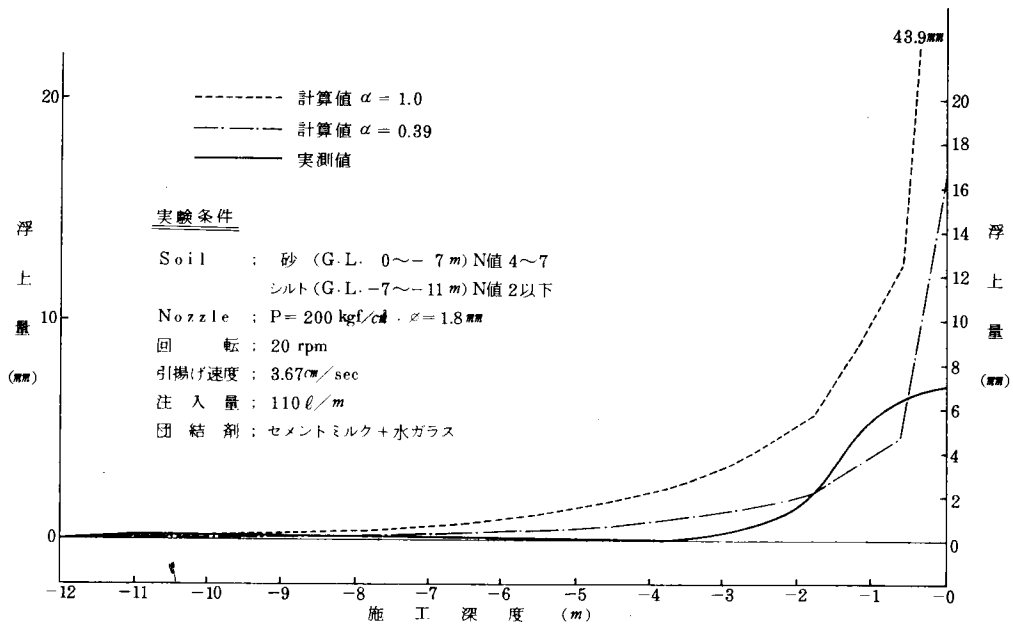


図 6-54 測定実験施工による地盤浮上量の予測と実測

る状態で施工すると内部の体積変化は地表面に現われ、 $d(\Delta u)$ と $d(\Delta V)$ はおおむね線形関係にあるといえる。

以上の考察をふまえて、 $\alpha = 0.39$ 、 $\alpha = 1.0$ の場合について計算した地盤の浮上量と実測値を図 6-54 に示す。この図で計算値は中心から 100 cm 以内の節点の変位の平均値、実測値はケース 2 a の平均値である。

$\alpha = 0.39$ は表 6-20 の No. 2 の実験結果をもとにしたものであり、N 値 2~5 の砂地盤に W/C = 150% のセメント・ミルクを 110 l/m、深さ 11.4 m にわたって施工した場合を想定している。施工深度が地表の場合と大きく異なっているが、比較的よい近似が見られ、通常の砂地盤では $\alpha = 0.3 \sim 0.5$ の値をとることによってその浮上量をあらかじめシミュレートできると考えられる。 $\alpha = 1.0$ は表 6-20 の No. 9 ($\alpha = 0.96$) のように透水性の低い地盤について用いるべき値であろう。

なお、この計算においては次の仮定を設けている。

- ① 深さ方向に地盤は一様である。
- ② 地表面近くの施工における固化剤の湧出、すなわち α の減少を考慮していない。
- ③ 地表面ではコンクリートスラブ質量以外の拘束力は考慮していない。

図 6-55 は $\alpha = 0.39$ の場合の地表面に拘束のない場合の地盤の変形状態を示し、図中の数値は

各節点の変位量（単位mm）であり、変形のスケールを10倍に拡大して図化している。

図6-56は同じく $\alpha = 0.39$ の場合の浮上力を推定したものと実測値を示したもので、計算値は半径100cmの地表面の節点変化を拘束した時の各節点での反力をコンクリートスラブ面積について積分して得られたものであり、十分シミュレートし得ることが明らかである。

6.3.3 地盤凍結による地盤凍上予測への試み^{46), 47)}

(1) 凍上についての従来の研究液相固化の特異な形態に地盤凍結の手法があることを前述した。しかし凍結に伴って地盤が体積膨張し、結果として地表面が凍上する問題をかかえている。水が凍結すると9%の体積膨張が生じることはよく知られているが、現実の上のそれは、はるかに9%の体積膨張を越えることが多い。図6-57はTsytoich⁴⁸⁾が室内凍結試験によって求めた各種土（砂，粘土，シルト質土）の凍結時間と凍上率を示したものである。曲線1は飽和砂の凍上曲線である（砂の場合片面から凍結させ、排水が自由という条件では凍上は起らない）。この場合の凍結は全面から行われている。曲線2は粘土の場合の凍上曲線で供試土の凍結面への水分移動による圧密に原因すると考えられる収縮が起り、その後凍上が発生している。曲線3は吸排水のない場合のシルト質土の凍上曲線、曲線4は同じ土の吸排水のある場合の凍上曲線で初期に収縮が生じ、続いて凍上が発生している。特に曲線4の吸排水自由の場合には時間に比例して大きな凍上が発生し、供試土が完全に凍結した後でも凍上が続いていることが明らかである。

寒冷地での道路や建物下の自然凍上についての研究の他に、人工地盤凍結による凍結工法の普及

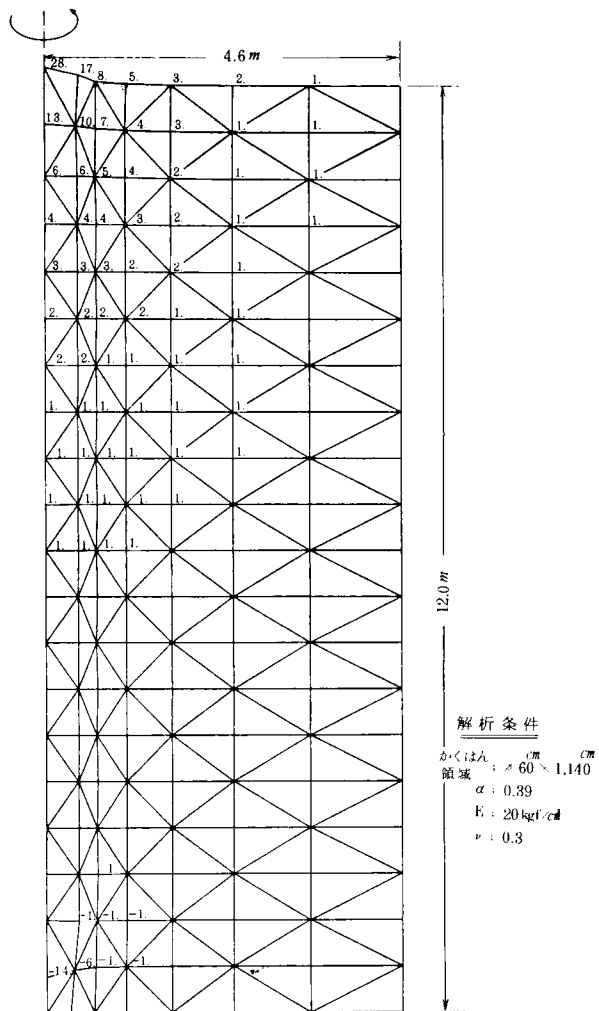


図6-55 施工に伴う地盤変形

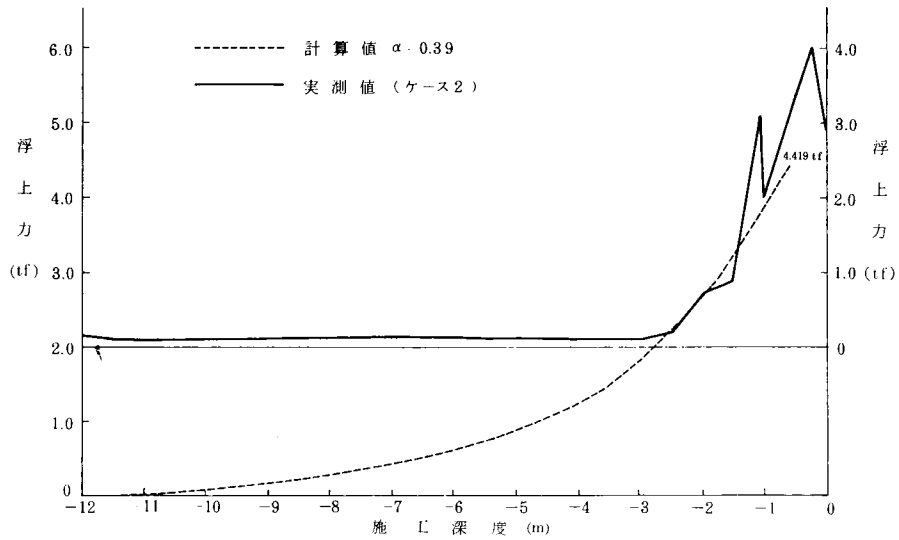


図 6-56 測定実験施工による地盤浮上力の計算値と実測値

や液化天然ガス (LNG) 貯蔵庫の出現によって、観点を変えた凍結地盤の凍上を予測することが必要になって来た。

高志・生頼・山本 (1977)⁴⁹⁾ は人工凍結凍上と自然凍上の相違を次のように述べている。

① 凍結中の拘束応力の相違

自然凍上における凍結中の拘束応力は活動層の最大

深度を 4 m としてもせいぜい 0.8 kgf/cm^2 程度であるが、人工地盤凍結では 15 kgf/cm^2 程度まではしばしば遭遇する。

② 間隙水圧

自然凍上における凍結中の間隙水圧はこれもせいぜい 0.3 kgf/cm^2 程度であるが、人工地盤凍結では 5 kgf/cm^2 までは常識的に遭遇する。

③ 凍結速度

自然凍上における凍結速度は $0.3 \sim 2.5 \text{ mm/h}$ 程度であるが、人工地盤凍結では $0.2 \sim 50 \text{ mm/h}$ 程度の広範囲にわたる凍結速度が現われる。特に LNG 貯蔵用地下タンクでは 0.04 mm/h というようなきわめて小さな凍結速度における凍結膨脹挙動の知識が必要で

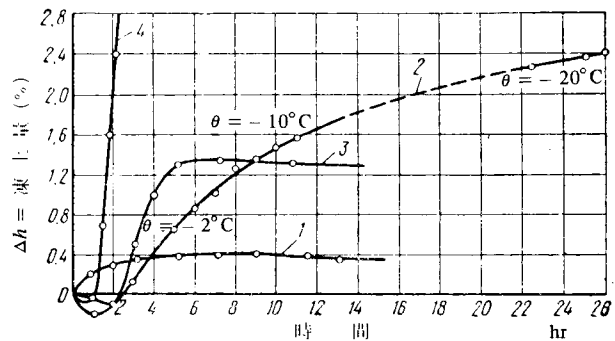


図 6-57 凍土の凍上量 (T sytovich の実験)⁴⁸⁾

(1) 砂, (2) 粘土, (3) シルト質ローム, (4) 流入水のあるシルト質ローム

あることがわかってきた。

そして高志らは凍結膨脹率を求めるために実験的に求めた式(6.5)を提案している。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_e}{\sigma_e} \left(1 + \sqrt{\frac{u_0}{u}} \right) \dots\dots\dots (6.5)$$

ここに ξ ; 凍結膨脹率

$$\xi = \frac{\Delta V \text{ (凍結による体積増加量)}}{V \text{ (初期未凍土の体積)}}$$

σ_e ; 有効応力 (kgf/cm^2)

u ; 凍結速度 (mm/h) (これは凍結前線が未凍土中を進行する速度)

ξ_0 (無次元), σ_e (kgf/cm^2), u_0 (mm/h) は土質によって固有な値で実験定数

図6-58は凍結速度を一定 ($u = 3 \text{ mm/h}$) として有効応力を $0.4 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ に変えて行った実験結果で、凍結膨脹率と吸排水率と有効応力の関係を示している。この場合式(6.5)とよく一致していることがわかる(図中の実線は計算値)。また吸排水率負の部分は排水しながら凍結膨脹していることを示している。これらの事実より凍結速度が一定ならば簡単に式(6.6)と表わせることになる。

$$\xi = \xi_0 + \frac{c}{\sigma_e} \dots\dots (6.6)$$

(ξ_0, c は実験定数)

図6-59は $\sigma_e = 1.12 \text{ kgf/cm}^2, 2.12 \text{ kgf/cm}^2$ のもとでの ξ と u の関係を示されており、 u が小さくなるにつれて ξ が増加し計算値とよい近似を示している。

以上より式(6.5)の妥当性が立証されている。また図6-58, 6-59より土の凍結現象は土が吸排水を伴いながら凍結していることが明らかである。

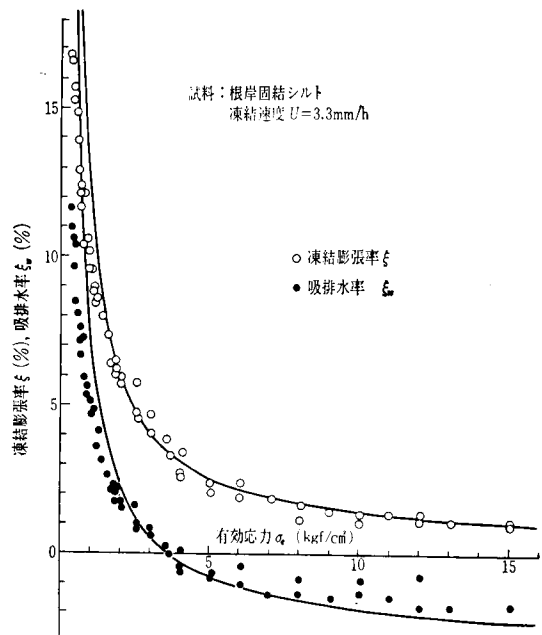


図6-58 凍土の凍結膨脹率, 吸排水率と有効応力の関係⁴⁹⁾

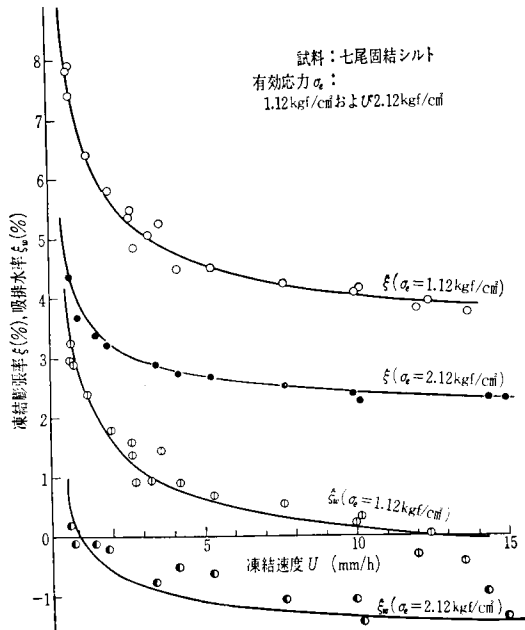


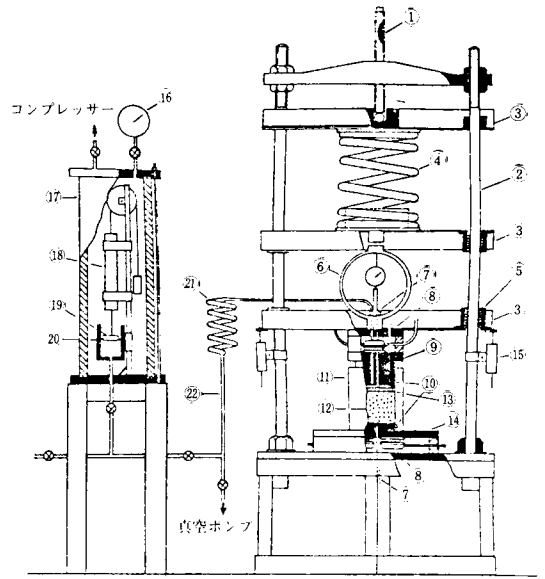
図6-59 凍土の凍結膨脹率、吸排水率と凍結速度の関係⁴⁹⁾

(2) 簡易な凍上試験機の試作

6.3.3(1)で述べた高志らの提案による凍結膨脹率を求める試験装置は図6-60⁵⁰⁾に示す。装置のポイントは主冷却板に電子冷却モジュールが用いられ、主冷却板の温度をあらかじめ決めたプログラムに従って経時調節できるようなプログラムコントローラーによって一定の凍結速度が得られるようになっていることである。しかしこの装置は一般に高価でわが国にも数台しか存在しない現状を考え、より簡易な装置でこの種の試験を行うことを模索し試作した。

図6-61は試作した試験装置を示す。供試体寸法は直径61mm、高さ50~55mmの円柱である。

冷却方法は冷媒にエチルアルコールを用い、ドライアイスによって供試体の下面より冷却する。試験は20℃の恒温室内で行い、温度制御は冷却槽の温度計に従い手でドライアイスを出し入れすることによって行った。凍結前線の進行の観察は断熱材として用いている軟質ウレタンフォームに



- | | |
|--------------------|-------------------|
| 1 荷重調節ネジ | 12 試料 |
| 2 支柱 | 13 ホーラス・プレート(多孔板) |
| 3 ガイドアーム | 14 冷却板 |
| 4 スプリング | 15 凍土変位測定用ホテンスイッチ |
| 5 スライドベアリング | 16 圧力ゲージ |
| 6 荷重計 | 17 圧圧用器 |
| 7 サーマスター穴 | 18 水分移動測定用差動変圧器 |
| 8 電子冷却モジュール | 19 フロート(浮子) |
| 9 ピストン | 20 外部水槽 |
| 10 シール | 21 フェレキシブル管 |
| 11 アクリル製シリンダー(試料室) | 22 配管 |

図6-60 凍土測定装置⁵⁰⁾

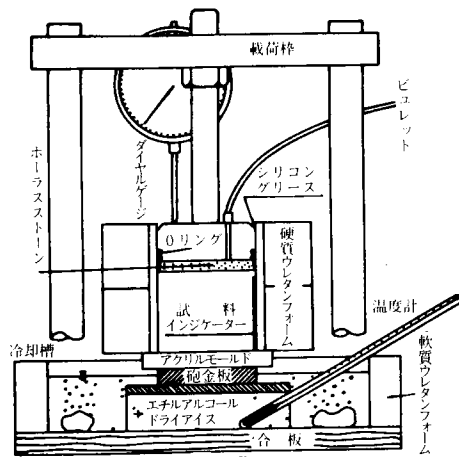


図6-61 試作した簡易凍土試験器

設けたスリットを広げ透明アクリルモールドを通して測定した。凍結前線が明瞭に観察できない土の試験には直径 1 mm の透明チューブにメチレンブルー水溶液を封入したインジケーターをモールド側壁にとりつけ、メチレンブルーの変色によって決定した。

上載圧は載荷枠によっているが、これは 3 kgf/cm^2 まででそれ以上についてはエアシリンダー方式を取っている。供試体からの吸排水量はビューレットによって計測した。載荷ピストン下にポーラスストーンを通して間隙水の吸排水が自由なオープンシステム試験と、外部との吸排水を許さないクローズドシステムの両試験が行えるようになっている。

図 6-62 は豊浦標準砂の凍上試験の凍結深さと凍結中の吸排水量、その間の温度変化を時間を横軸に示したものである。温度変化について考えると、この種の簡易な方法でも $\pm 2^\circ\text{C}$ 程度の範囲で温度一定の保持は十分であることがわかる。

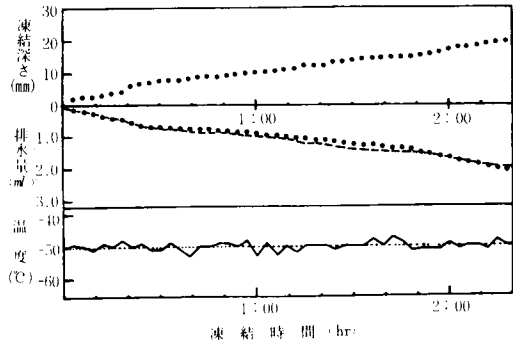


図 6-62 標準砂での凍上試験結果

試験にあたっては自然乾燥状態にある供試土をスプーンで水中に注ぎ入れかたく突固めた状態で、上載圧を零の状態で行っている。この時の固液割合は液相 $x = 0.38$ 、固相 $y = 0.62$ である。図中の丸印は実測値を示しているが、排水量の図中の点線は凍結部の間隙水の膨脹分を体積含水量の 9% とした計算値である。結果的には凍結膨脹は生じず、実測値と計算値に良い近似が見られた。この事実は間隙水の凍結膨脹分がすべて系外に排出されたことを意味しており、更にこの種の簡易な装置でも十分凍上試験が可能であるといえる。

(3) 上の凍結膨脹におよぼす上載圧の影響

6.3.3(2)で述べた簡易な装置でも十分凍上試験が可能であることを確認してから、凍上現象に影響を与える 1 要素である上載圧（有効応力）についての検証を試みた。冷却速度を凍結部分の増加速度で規定することとしたので、冷却温度は平均凍結速度が一定になるように上載圧に応じて変化させている。凍結の初期と終期のデータを省き供試体中央部の 2 cm の個所を選び整理している。

供試土は粘性土を用い、液性限界の 1.5 倍程度の含水量のスラリーを入れ、 0.14 kgf/cm^2 の上載圧で一次圧密が終了したと考えられる時点まで予圧密してから試験を開始した。この場合 $x = 0.58$ 、 $y = 0.42$ である。

図 6-63 は上載圧をパラメータとした膨脹量の経時変化である。上載圧が高くなると凍結の初期において収縮が生じ、更に凍結が進むと膨脹率の増加はほぼ直線的になる。凍結の初期において収縮が生じていることは、未凍結部の圧密によるものと考えられる。

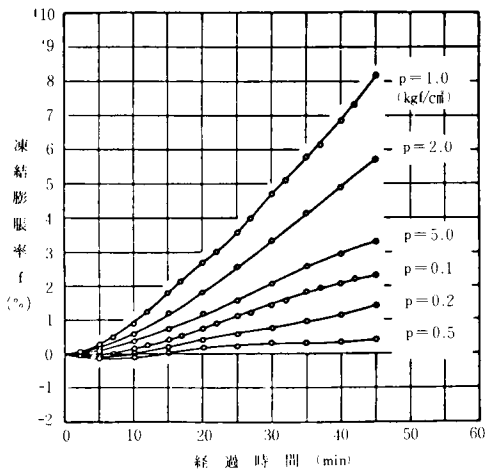


図 6-63 上載圧、凍結膨脹率と経過時間の関係

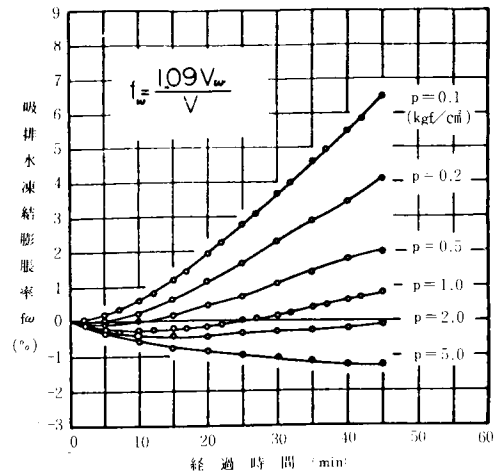


図 6-64 上載圧、吸排水凍結膨脹率と経過時間の関係

図 6-64 は吸排水量を膨脹量に換算してその経時変化を示している。上載圧が低い場合には凍結側に吸水のみが生じ、凍結が進むにつれてほぼ直線的に増加している。上載圧が高い場合には排水のみが生じている。上載圧が中位の場合には凍結の初期に排水が生じ、終期になって吸水となって現れている。

図 6-65 は凍結膨脹量より吸水による膨脹量を控除した膨脹量、すなわち土が本来間隙内に持っていた水の凍結膨脹に起因する膨脹量の経時変化を示す。上載圧の変化には関係せず傾向としてはほぼ同様の増加を示している。定量的には試料の液相 $x = 0.46 \sim 0.56$ であるから、間隙水の凍結による膨脹量は 4.5 % 程度が予測される。実測値は総じて 1.5 % 程度なので予測値のはぼ 3 分の 1 程度ということになる。これは凍土内に未凍結水（または不凍結水）が存在し、土が本来含んでいた水と凍結によって新たに吸収された水のすべてが必ずしも凍結しないことを物語っている。

図 6-66 は上載圧と凍結膨脹率との関係を示している。高志らの図 6-58 は普通目盛の縦軸・横軸で整理されているが、図 6-66 は凍結膨脹率を縦軸に普通目盛で、上載圧を横軸に対数目盛で表わしている。上載圧 1 kgf/cm^2 未満の部分ではバラツキが大きくなっているが、ほぼ 2 直線上に測定値はのっている。すなわち上載圧が 5 kgf/cm^2 以上で膨脹率が比較的小さい部分と、上載圧が 5 kgf/cm^2 以下で

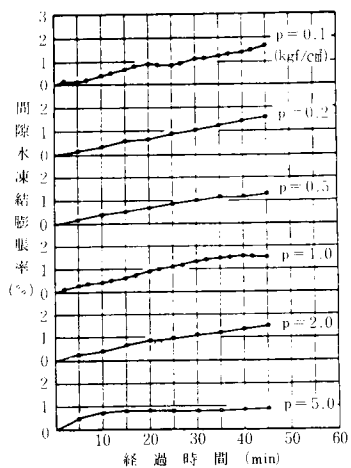


図 6-65 間隙水による膨脹量の経時変化

膨脹率が大きい部分とである。上載圧 5 kgf/cm^2 以上の部分は図 6-64 で示されるように凍結時に吸水は見られず排水のみを続けている。したがってこの領域を排水膨脹領域と呼び、これに対し上載圧が 5 kgf/cm^2 以下の部分は何らかの吸水傾向が認められるので、この領域を吸水膨脹領域と呼ぶことにする。

膨脹率が 2本の直線で近似できるとすれば図 6-67 に模式的に示すことができ、膨脹率 f は式 (6.7) となる。

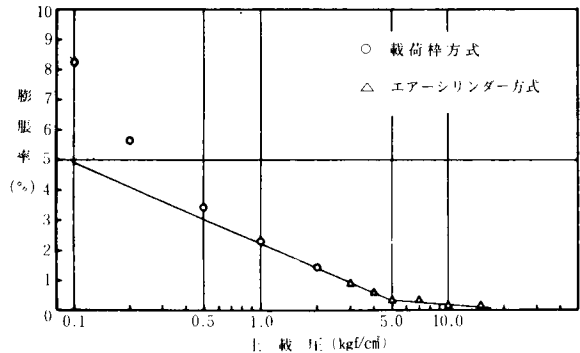


図 6-66 上載圧と凍結膨脹率の関係

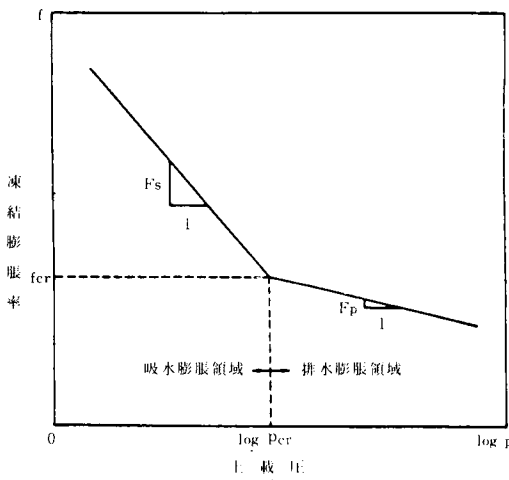


図 6-67 上載圧と凍結膨脹率の関係模式図

$$f = f_{cr} + F \log \left(\frac{p_{cr}}{p} \right) \quad \dots (6.7)$$

ここに f ; 膨脹率

f_{cr} ; 排水膨脹領域と吸水膨脹領域の境界での膨脹率

F ; 直線の傾き

(図中 F_s は吸水膨脹領域での傾き, F_p は排水膨脹領域での傾き)

p ; 上載圧

p_{cr} ; 排水膨脹領域と吸水膨脹領域の境界での上載圧

以上、試験結果の整理法を少し変えることによって上載圧が土の凍結膨脹におよぼす影響を定性的にも定量的にも把握でき、前述の簡易な凍上試験機でも十分な精度で予測試験が可能であることが明らかである。

6.4 結 論

本章は土質安定を土の固-液系の液相置換・固化という観点でとらえた研究成果を述べたものである。第5章と同様にまず液相の置換・固化に伴う土の工学的性質の変化を把握し、次いで同一条件下で行った液相置換型・固化型の土質安定処理の現地試験施工の比較・考察、液相固化型土質安定処理に伴って発生する地盤変状の実測とその予測法の提案、更に液相固化型の特殊な形態である人工地盤凍結の地盤凍上の簡易予測方法の提案を行った。得られた結果を個条書きすると以下とな

る。

- ① 各種土質安定処理のうち、液相置換型は浸透方式の注入工法、液相固化型は加水反応型式の注入工法・噴射かくはん注入工法・機械的深層混合法・凍結工法が考えられる。
- ② グラウトによって液相を置換した処理土は未処理土に比較して、一般に圧縮強さ、変形係数が増加するが、粘着力の増加が著しく、せん断抵抗角はあまり増加しない。圧縮による変形性は上載荷重が小さい場合処理土の方が少ない圧縮沈下量を示すが、上載荷重が大きくなると処理土・未処理土の差は認められなくなる。またグラウトの種類にもよるが処理土の透水性は低くなる。
- ③ ポルトランド・セメントや石灰類によって固化した処理土は、その処理前の初期含水比によってその工学的性質が左右されるが、一般に圧縮強さ・変形係数共に増加する。この強さの発現はせん断抵抗角・粘着力の両者が増加することによっている。圧縮による変形性は見かけの圧密降伏応力の増加、体積圧縮係数の減少、圧密速度の増加となって現れる。透水性はこの種の土質安定処理が粘性土に行われることが多いので、処理土・未処理土の差は大きくないが、透水性減少の傾向が認められる。なお耐久性は経時的な強さの増加もあり、半永久的なものと考えられる。
- ④ 凍土の圧縮強さは土質・温度・含水比によって著しく異なる。砂質土では含水比の増加と共に圧縮強さも増加するが、ある一定の含水比を越えると減少する。粘性土ではこの傾向が少ない。温度は低くなるにつれて強さも増加する。変形係数も同様な傾向にある。強さの発現は粘着力成分の増加によるもので、せん断抵抗角は未処理土より低下する。圧縮による変形性は見かけの圧密降伏応力が増加するが、温度に著しく左右される。透水性も低下し事実上不透水と考えられるが、これも温度に左右される。
- ⑤ 被圧水頭の大きい砂礫地盤で液相固化型の①グラウト・エア噴射方式、②グラウト噴射方式、液相置換型の③二重管ロッド注入方式、④二重管ダブルパッカー方式の現地施工試験を行い比較した。その結果、①は良好な処理効果を得たが、周辺地盤に変状を生ずる傾向が認められた。②は①と同様であったが処理範囲が小さい。③は被圧水頭が大きいため液相との置換が行われなかった。④は③より比較的よい置換が行われていたが、処理土の工学的性質は①・②より小さくなっていった。
- ⑥ 液相固化型のグラウト噴射方式の周辺地盤への影響実測試験を行ったところ、地表面の浮上・構造物下での浮上力発生が認められた。これを予測する目的で、固化剤の注入によって体積ひずみが生じ、この体積ひずみを生じさせる力を考え仮想仕事の原理を適用し有限要素法による解析を試みたところ、実測値をシミュレートすることが可能であった。
- ⑦ 地盤の人工凍結によっても地表面の変状を認めることもあるが、この予測に従来用いられ

ている試験機より簡易な凍上試験機を試作した。その結果排水膨脹領域と吸水膨脹領域とが認められ十分な精度で凍上予測のためのデータを得ることができた。

参 考 文 献

- 1) 日本粉体工業協会編(1975);造粒便覧;東京, オーム社, p 58.
- 2) 参考文献1)のpp 177~178.
- 3) 松尾新一郎編(1972);土質安定工法便覧;東京, 日刊工業新聞, pp8~13.
- 4) 中堀和英編(1978);地盤改良の調査・設計から施工まで;土質工学会, pp 28~29.
- 5) 森麟(1978);薬液注入工法の現状と将来への展望;土と基礎, 26-8, pp 1~2.
- 6) 森麟, 佐藤勝久(1968);結合剤による土の強度増加機構;土と基礎, 16-12, pp 3~9.
- 7) 森麟, 伊藤雅夫(1969);結合剤で固結させた土の構造的粘着力;土と基礎, 17-6, pp 11~18.
- 8) 三木五三郎, 斉藤孝夫(1978);注入薬液の地盤浸透と固結土供試体の強度特性;土と基礎, 26-8, pp 19~28.
- 9) 建設省(1980);建設省総合技術開発プロジェクト——新地盤改良技術の開発報告書;東京, (財)土木研究センター.
- 10) 中沢重一(1978);注人工法;中堀和英編, 地盤改良の調査・設計から施工まで, pp 261~293.
- 11) 参考文献9)のp 14.
- 12) 参考文献9)のp 15.
- 13) 三木五三郎, 斉藤孝夫(1975);薬液注入固結土の2, 3の強度特性;第10回土質工学研究発表会, 昭和50年度発表講演集, pp 973~976.
- 14) 三木五三郎(1968);ケミカルグラウトの浸透性に関する新しい問題点;第3回土質工学研究発表会, 昭和48年度発表講演集, pp 159~162.
- 15) 佐藤剛司, 三木五三郎, 今村芳徳(1972);薬液注入固結砂の圧縮特性について;土木学会第27回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp 507~510.
- 16) 三木五三郎(1972);注入試験と薬液の特長;別冊化学工業, 16-2, pp 32~73.
- 17) 柴崎光弘, 下田一雄, 野上明男(1977);薬液注人工法の設計と施工;東京, 山海堂, p 71.
- 18) 参考文献10)のp 261.
- 19) 馬場崎亮一, 川崎孝人, 新名昭士, 棟近嘉一, 斉藤聡(1980);セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その9)——改良土の工学的性質(2);第15回土質工学研究

- 発表会，昭和55年度発表講演集，pp713～716.
- 20) 齊藤聡，川崎孝人，新名昭士，馬場崎亮一，宮田孝志(1980)；セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その10)——改良土の工学的性質(3)；第15回土質工学研究発表会，昭和55年度発表講演集，pp717～720.
- 21) 森田定市，稲田倍穂，張恵文(1980)；セメントペースト処理混合土の力学的性質；第15回土質工学研究発表会，昭和55年度発表講演集，pp721～724.
- 22) 三木五三郎，齊藤孝夫，鈴木和夫，前島秀雄(1977)；セメント系固結土の一軸圧縮クリープ特性；第12回土質工学研究発表会，昭和52年度発表講演集，pp525～528.
- 23) 奥村樹郎，寺師昌明，吉田富雄(1974)；石灰処理土の特性に関する研究(その1)；第9回土質工学研究発表会，昭和49年度発表講演集，pp893～896.
- 24) 木次恭一，下田正雄，西尾経(1976)；ヘドロのセメント固化における土質工学的諸性質；第11回土質工学研究発表会，昭和51年度発表講演集，pp471～474.
- 25) 寺師昌明，田中洋行，新留雄二，坂之井秀輝(1980)；セメント安定処理土の透水係数に関する研究；第15回土質工学研究発表会，昭和55年度発表講演集，pp773～776.
- 26) 馬場崎亮一，齊藤聡，豊田康次，新名昭士，川崎孝人(1977)；セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その2)；第12回土質工学研究発表会，昭和52年度発表講演集，pp1329～1332.
- 27) 土木学会(1972)；ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針；土木学会，p28.
- 28) 参考文献27)のp47.
- 29) 宮原吉秋，山下恒雄，林伸一(1974)；ダム・コア用土としてのシラスの安定処理試験；土と基礎，22-5，pp69～74.
- 30) 例えば，三嶋信雄(1975)；路床・路盤材としてのマサ土の安定処理効果と耐久性；土と基礎，23-2，pp25～31.
- 31) 森哲男，中沢重一，南川洋士雄，中川雅夫，山本隆造(1980)；石膏—セメント系固化材による処理土の耐久性について——ホモゲルの場合；日本材料学会，土質安定材料に関する講演会，pp29～30.
- 32) 中沢重一，阿久根幸男，子安哲雄，小林育夫，時田輝雄(1979)；脱水汚泥の土質工学的諸特性について；第14回土質工学研究発表会，昭和54年度発表講演集，pp89～92.
- 33) 井上正則，木下誠一(1975)；凍土の圧縮強度と動的性質；低温科学，物理篇，第33輯，pp248～253.
- 34) 参考文献33).
- 35) 参考文献9)のp102.

- 36) 了戒公利, 中沢亨, 峯岸孝二(1979); 現地凍結土の力学的性質について; 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp231~232.
- 37) Tsytovich, N.A. (1975); The Mechanics of Frozen Ground; New York, McGraw-Hill Book Co., p198.
- 38) 参考文献37)のp201.
- 39) 木下誠一(1973); 凍土の一軸圧縮クリープ; 低温科学, 物理篇, 第31輯, pp261~269.
- 40) Burt, T. P. and Williams, P.J. (1976); Hydraulic Conductivity in Frozen Soils; Earth Surface Processes, Vol. 1, pp349~360.
- 41) 中沢重一, 岸信正, 南川洋士雄, 新田喜宣(1981); 立坑を利用した各種薬注の比較実測例; 昭和56年度土木学会関西支部年次学術講演会, 講演概要, ppⅢ-10-1~Ⅲ-10-2.
- 42) Tan, D.Y. and Clough, G.W. (1980); Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting; Jour. of the Geotech. Eng. Div., A S C E, Vol. 106, No.GT 9, pp1037~1057.
- 43) 中沢重一(1980); 第15回土質工学研究発表会一般報告 注入工法; 土と基礎, 28-10, pp85~86.
- 44) 川崎健次, 中沢重一, 南川洋士雄, 馬場哲郎(1975); 土中ジェットの実験研究(その1) — 固結剤の噴射かくはんによる周辺地盤への影響; 昭和50年度土木学会関西支部年次学術講演会, 講演概要, ppⅢ-35-1~Ⅲ-35-2.
- 45) 南川洋士雄, 野口真伸, 小松賢一(1976); 土中ジェットの実験的研究(その2) — 土のかくはん効果について; 昭和51年度土木学会関西支部年次学術講演会, 講演概要, ppⅢ-37-1~Ⅲ-37-2.
- 46) 中沢重一, 新田喜宣, 大北康治, 柚木孝治(1979); 土の凍結膨脹に関する一考察; 昭和54年度土木学会関西支部年次学術講演会, 講演概要, ppⅢ-13-1~Ⅲ-13-2.
- 47) 大北康治, 中沢重一, 柚木孝治(1979); 土の凍結膨脹におよぼす上載圧の影響について; 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp225~226.
- 48) 参考文献37)のp76.
- 49) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫(1977); 地盤凍結工法を対象とした土の凍結膨脹; 土と基礎, 27-7, pp25~32.
- 50) 高志勤, 益田稔, 山本英夫(1974); 土の凍結膨脹率に及ぼす凍結速度, 有効応力の影響に関する研究; 雪氷, 第36巻2号, pp1~20.

7. 結 論

土質安定を行うにあたっては、対象とする土の特性を的確に把握、それに適合した方法・手段を採用する必要がある。

本論文は土質安定の選定・設計・施工に際し、土の状態を固一液系によって区分し従来の土の分類と合せて利用する方法を提案し、更に現在の土質安定処理の原理的見直しと施工上の問題点解決について適用例や現地試験工事を通じて実証的に示したものである。すなわち、他の工業材料と比較して複雑な構成からなる土を固一液系として統一的にとらえ、土質安定を液相の調整として意義づけ、土の状態に応じた施工上の対応を体系だて、その妥当性を室内実験・模型実験、現地における試験施工・適用例などで実証的に検討したものである。以下に本論文の各章ごとに得られた成果を要約して示す。

第1章では、まず本論文の研究背景ならびに研究目的を示した。ここにおいては現在の土の分類法が土を素材として利用する目的に主眼を置いていることを指摘し、自然土ないしは地盤分類という立場をとられていないことを明らかにした。土が三つの相の構成でなることからこの三相構成を示す土の状態区分が考えられ、このことによって土の液体状態から固体状態までの区分が可能なることを示した。他方、土質安定とは現地に存在する状態の土に対する人為的な働きかけであるとの観点から、土の状態区分結果は土質安定の選定・設計・施工に有機的に結びつくという考え方を論及した。次いで本論文の表題に使用した術語の定義を示し、研究の性格・範囲についてあらかじめ述べた。本章のしめくりには本論文の構成を示し、各章の関連性、論旨の展開を示した。

第2章では、現在利用されている種々の自然科学や工学分野の土の分類方法についてその方法と目的に関し考察、次いでそれらの研究史についてふれ、土質力学的観点で吟味、更に日本統一土質分類法制定の背景を論及した。以上の考察より明らかになった日本統一土質分類法の利用上の問題点を整理すると、土の状態区分の必要性があることを指摘した。したがってその解決の1つとして固一液系で土の状態を区分し、従来の土質分類法と併用すると土工上有効に利用できるとの立場を明らかにした。次いで土の状態区分の諸手法に論を及ぼし、現段階では、①面積座標表示、②コンシステンシー指数表示、③ pF 表示が有用となる可能性をもっていることを明らかにした。

第3章では、第2章で結論された土の状態区分の必要性を論拠に具体的な土の状態区分やその表示方法についての考察と提案を示した。まず土の構成三相体積率による表示について従来の研究を総括し、筆者の提案になる面積座標系を利用した表示を具体的に示し、適用例でその有用性を論じた。 pF 表示については固一液系の状態量としてレオロジーの観点から負の pF を定義することによって、液体状から固体状のものまで統一されたスケールで示し得、土の各コンシステンシー限界

値と対応されることを示した。次にコンシステンシー指数や液性指数によっても土の状態区分が可能であることを論じ、土の力学的性質との相関性、また土質安定処理の適用地盤の分析をコンシステンシー指数で統合しえる例を示した。最後に3手法の表示で各種土の状態区分を有機的に結びつける試みを示し、各表示法の利用上の得失を明らかにした。

第4章では、第3章で提案した各表示法を用いて土の状態区分をなし、その区分域の土とその工学的性質の関連性について論じた。次いでその土の工学的性質は液相処理という人為的方法で変え得ることを明らかにし、土質安定における土の液相処理の位置づけを論じた。この液相処理には具体的に、①液相の増加防止、②液相の分離、③液相の置換、④液相の固化があることを論じ、土の分類・状態区分と液相処理型式との相関表の提案を行った。

第5章では、第4章であげた土の液相処理のうち液相分離について論じた。まず液相分離に伴う土の工学的性質の変化を把握し、土は液相の分離に伴って一般には強さを増し、変形性が少なくなり、透水性が低下することを示した。次に液相分離の適用例として、土の固-液系状態がスラリー状のもとの、自然含水比が液性限界付近にある地盤のもとの2例をあげ、具体的に検討した。以上より土の分類と状態により適合した液相分離手法が異なって来ることが明らかとなった。

第6章では、第4章で示した土の液相処理のうち液相の置換ならびに固化による土質安定を対象とした。各々の土質安定上の意義を明らかにし、各土質安定処理のうちで注入処理は液相置換型、深層かくはん混合処理や凍結処理は液相固化型になることを明らかにした。第5章と同じく液相の置換・固化に伴う土の工学的性質変化を把握した後、注入処理・深層混合処理の現地での比較・検討と、それに続いて深層混合処理や凍結処理の施工に伴って発生することの多い地盤変状の予測法を提案し、実測によって確認した結果を示した。

本論文で示した研究思想は、従来等閑視されていた土の状態区分の必要性の認識と科学的裏づけのないままに即物的に、あるいは即時的にアイデアの具現化のみに終始した土質安定の体系化・理論化の必要性の認識である。その解決によって技芸であるとされている土質安定は始めて科学として土質工学の1分野をになうことになるであろう。本論文はそのための1布石としての知見になるものと考えている。

最後に土質安定とその処理地盤の最適性についての相関は数量化理論やクラスター分析によっても求められる可能性のあることを指摘し、今後の研究課題としたい。

謝 辞

本論文は京都大学工学部土木工学教室に奉職中，ならびにその後従事することになった実務を通じて得た成果と経験をまとめ考察したものである。

土質力学・土質工学に対する手ほどきに始まり，その後の一貫した，終始変わらぬ懇切な御指導と御鞭撻を賜った京都大学工学部教授工学博士松尾新一郎先生に対し深甚なる感謝の意を表する次第である。

松尾先生には，更に土質工学会，日本材料学会，日本石灰協会などの各種研究委員会に参加の機会を与えていただき，日常の雑務に埋没されがちな筆者に絶えざる勉励を喚起され，時には共に工事の現地を踏査いただき建設工事に伴って発生する問題の解決にも示唆に富む御助言を賜った。これらのことも本論文作成に際し大きな原動力になっている。

最後に常に親しく御協力・御討論いただいた京都大学工学部土木工学教室土質力学研究室の関係各位，上記各種研究委員会各位，ならびに株式会社鴻池組の各位に心からなる謝意を述べさせていただきます。

盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について¹⁾ —まさ土のような風化砂質土を対象として—

1. ま え が き

最近のひっばくした用地不足から、丘陵・山岳地帯においては、起伏の大きな谷筋まで埋め立てる大規模な盛土造成工事が行なわれている。

このような造成地盤が浸水を受けるとしばしば特異な沈下（以下、沈下と略称する）を生ずる。なかでも、V字谷を埋め立てた盛土地盤は、本来の谷筋の地形・地質状態から、水の供給をきわめて受けやすい条件下にある。特に高盛土地盤で、埋設物が布設され家屋や構造物が構築されたのちの浸水による沈下はその量が大きいことから与える被害も甚大で、社会問題になる場合も少なくない。

このような沈下は、造成完了後の雨期に生じるのが通常である。低盛土地盤における沈下は比較的短期で終了するが、高盛土地盤のそれは長期にわたる場合もある。ある高盛土地盤では、その沈下が数年にも及んだ。これは、地盤下の破砕帯からの断続的な湧水がもとの谷筋にたまり、その水面が昇降を繰り返しながら地表面下近くまでじょじょに上昇し、締固め不足の土の構造を変化させたことによるものと考えられる。

このような土の構造の変化による沈下は、ソ連・東欧に広く分布するレス（Loess）でもみられ、一般にコラップス沈下（Collapse Settlement）と呼ばれている。この現象は、レスの自然地盤に水路・ダムなどの水工構造物を布設あるいは構築した場合にしばしば生じ^{2),3)}、その解決策がレス地盤の重要課題とされている⁴⁾。

この種の沈下は水の供給による土粒子間の接触力の低下、土粒子群の相対的な移動、再配列によって生じた体積変化の結果であるといえよう。しかし、レスの研究ではおもに自然地盤の沈下を対象としているのに対し、著者らがここで取り扱うのは人工的に造成された盛土地盤の沈下であり、両者には差異がある。つまり、前者はある意味で宿命的なものといえるが、後者は締固め不足、すなわち設計・施工上の不備によるものと考えざるをえない。

このような事情から、本論文では盛土地盤の材料としてよく利用されるまさ土のような火成岩系風化砂質土を対象とし、締固め圧と造成完了後の土中の鉛直圧によってこの種の沈下は左右されるものと考えた。ここで、締固め圧は土中の鉛直圧より大となる部分で先行圧を意味し、地盤をその応力履歴によって正規圧密状態と過圧密状態に分けて考えることにした。

研究の結果、締固め圧、盛土高さおよび含水比を設定しその条件に応じた室内試験を行えば、この種の沈下量を算定することが可能となったので以下これらについて述べることにする。

2. 水の影響による土の構造変化

ここで取り扱う風化砂質土は、母岩が風化作用によって土壌化し、もとの位置にそのまま残留したものである。したがって、粘土鉱物を含み、細粒砂から粗粒砂まで含んでいて粒度配合に富み、また沖積砂に比べ粒子が角ばっているのが特徴である。

このような特性を有する土を盛土地盤の材料として利用した場合、締固め不足で土の構造が高位⁵⁾であると浸水時、個々の粒子の移動が起こる。この場合の土の構造を拡大すると図-1のように表現されよう。便宜的に、土粒子間の接触力を接面に対し、垂直力 N と水平力 T に分け、二粒子間の状態を図-2のように表わす。浸水前は図-2中(a)のように、接面において上方からの垂直力と下方からの反力、せん断力とせん断抵抗力がそれぞれ等しく、粒子は平衡状態にある。粒子間のせん断抵抗力の要素として、メニスカスによる吸着力、粘着力および摩擦力などが考えられる。このような状態の土が、浸水を受けるとメニスカスを消失し、粒子間の粘着力や摩擦力も同時に低下するので、図-2(b)のようにせん断抵抗力はせん断力よりも小さくなり、土粒子はすべりや転がりを生ずる。すなわち、高位の構造から低位の構造へと土は変化し、体積の減少を伴うことになる。レスでは、この構造変化を“structural collapse”と呼んでいる⁶⁾。

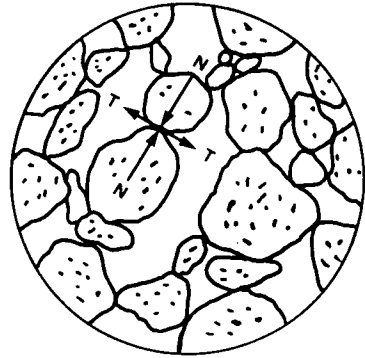
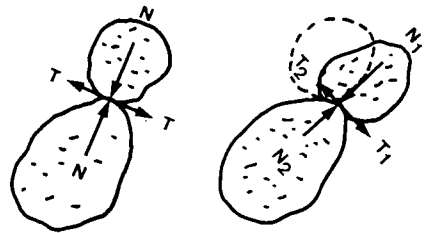


図-1 土粒子の力伝達図



(a) 浸水前 (b) 浸水時の土粒子移動

図-2 二粒子の拡大図

3. 試料および実験方法

試料の粒度および基本的性質をそれぞれ図-3および表-1に示す。供試土は自然乾燥したのち、約500gをビニール袋に入れ約1.5mの高さから30回自然落下調整⁷⁾し、2.0mm以上の粒子を取り除いて実験に供した。図-4に試験装置を示す。

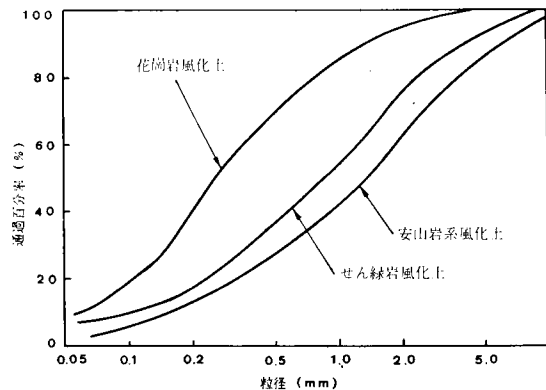


図-3 粒径加積曲線

正規圧密状態で実験を行う場合、図-5(a)のように供試土は段階的に載荷され、所定の荷重に達してから給水・排水を繰り返して行い、その最終的な垂直変位を測定した。他方、過圧密状態の実験は、図-5(b)のようにある荷重(先行荷重)まで載荷したのち、所定の荷重まで除荷し、のち給水・排水を繰り返して、それによって生じる最終的な垂直変位を測定した。また、実験

表-1 試料の基本的性質

試料	花崗岩風化砂質土	せん緑岩風化砂質土	安山岩系風化砂質土
採取地	大東市竜間	川西市花屋敷	奈良県当麻町
細粒分の鉱物	石英・長石・雲母・カオリナイト	長石・カオリナイト・イライト・ハロイサイト	カオリナイト・ハロイサイト・モンモリロナイト
自然含水比 w (%)	9.8	16.8	24.0
比重 G_s	2.65	2.67	2.66
強熱減量 (%)	2.98	6.17	4.12
流動限界の w_{fl} (%)	24.7	33.9	37.5

当初の誤差をなくすため、あらかじめ約 0.03 kgf/cm^2 の荷重を加え、除荷後実験を開始した。なお、リング壁面の摩擦抵抗力を測定した結果、載荷重は試料の含水比の差にはほとんど無関係に約15%減殺されることから、解析には15%減の荷重修正を行った。

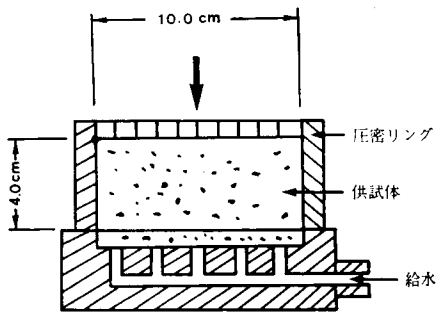


図-4 試験装置

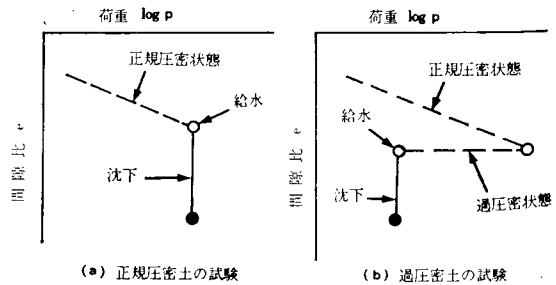


図-5 給水時の説明

4. 実験結果とその考察

4.1 実験結果

浸水試験にさきだて、各試料の不飽和状態における圧縮試験を行った。結果を図-6~8に示す。各図からわかるように $e \sim \log p$ 線は正規圧密状態のもとで直線性を呈す。そして、図-9に例示する繰返し圧縮曲線を見ると、先行荷重 p_0 は降状荷重 p_1 に一致し、除荷による e の変化は無視できるほど小さい。浸水試験に関する各種風化土の試験結果を以下に詳述する。

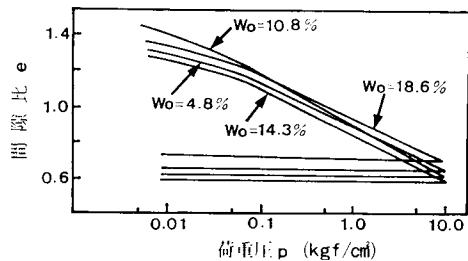


図-6 花崗岩風化土の $e \sim \log p$ 線

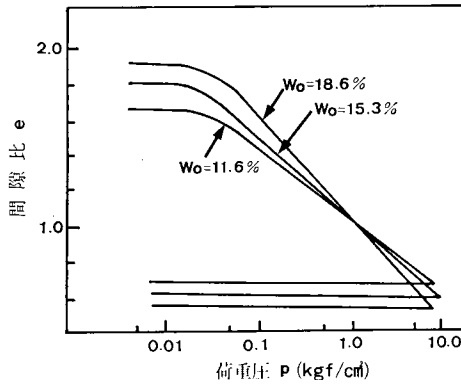


図-7 せん緑岩風化土の $e \sim \log p$ 線

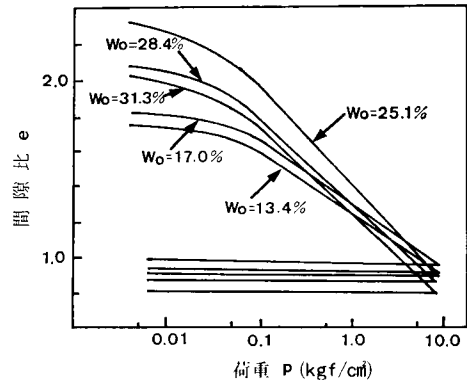


図-8 安山岩系風化土の $e \sim \log p$ 線

4.1.1 正規圧密土

正規圧密状態にあるこの種の土の浸水に伴う圧縮ひずみ $\epsilon_{v(sub)}$ (以下、圧縮ひずみと略称する) は、載荷重 p と初期含水比 w_0 によってきまる。以下、実験結果を各種風化土別に述べることにする。

(1) 花崗岩風化土(まさ土)

実験結果を図-10に示す。図は p と $\epsilon_{v(sub)}$ の関係を示しているが、 p が大なるほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となり、 p が約 5.0 kgf/cm^2 以上になると $\epsilon_{v(sub)}$ は生じない。この 5.0 kgf/cm^2 の p における浸水前の ρ_d は 1.50 g/cm^3 であり、この ρ_d 以上になると $\epsilon_{v(sub)}$ は生じないことになる。

(2) せん緑岩風化土

3つの異なった w_0 に関する $p \sim \epsilon_{v(sub)}$

の実験結果を図-11に示す。このうち、 $w_0 = 11.6\%$ および $w_0 = 16.4\%$ の実験では、花崗岩風化土の場合と同様、 p が大なるほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となっている。そして、 6.0 kgf/cm^2 以上の p では $\epsilon_{v(sub)}$ を生じず、 $p = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ における浸水前の ρ_d は 1.60 g/cm^3 であった。したがって、この ρ_d 以上であれば $\epsilon_{v(sub)}$ を生じないことになる。一方、 $w_0 = 4.1\%$ の低含水比における実験では、図中の点線で示すように特異な結果を示した。

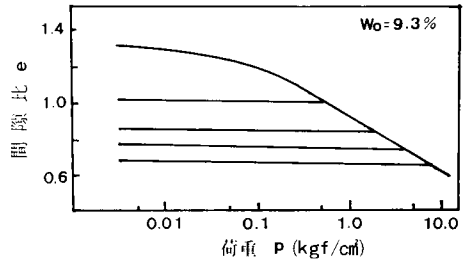


図-9 花崗岩風化土の繰返し圧縮曲線

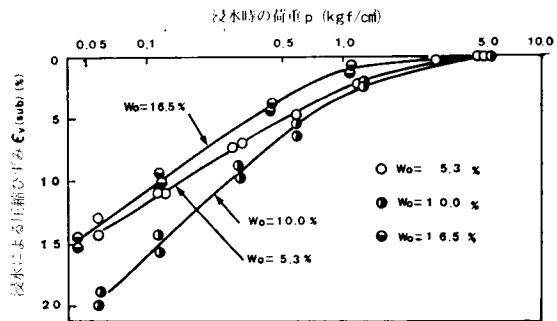


図-10 花崗岩風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ(正規圧密状態)

(3) 安山岩系風化土

3つの異なる w_0 に関する $p-\varepsilon_{v(sub)}$ の実験結果を図-12に示す。 $w_0 = 22.8\%$ および $w_0 = 29.1\%$ の実験結果をみると、いずれも p が大になるほど $\varepsilon_{v(sub)}$ は小となる。そして、 $w_0 = 22.8\%$ の場合には 7.0 kgf/cm^2 以上、また $w_0 = 29.1\%$ の場合には 3.0 kgf/cm^2 以上の p になると $\varepsilon_{v(sub)}$ は生じなくなる。これに対し、この種の風化土としては w_0 の低い14.6%の試験では、せん緑岩風化土の場合と同様、図中の点線のように特異な結果を示している。総じて、この種の土の $\varepsilon_{v(sub)}$ はせん緑岩風化土の性状に類似している。

4.1.2 過圧密土

過圧密条件下における $\varepsilon_{v(sub)}$ は w_0 を一定とすると、浸水時の載荷重 p と浸水前に受けた先行荷重 p_0 に支配される。

各種風化土（地山の自然含水比付近）について p 、 p_0 および $\varepsilon_{v(sub)}$ の相互関係をまとめてみると図-13~15のように表される。図は縦軸に $\varepsilon_{v(sub)}$ 、横軸に過圧密比 p_0/p をとり、同じ大きさの p をパラメーターとしてまとめたものである。図からわかるように、浸水時の載荷重が同じ大きさであっても、浸水前に受けた p_0 が大なるほど $\varepsilon_{v(sub)}$ は小となる。

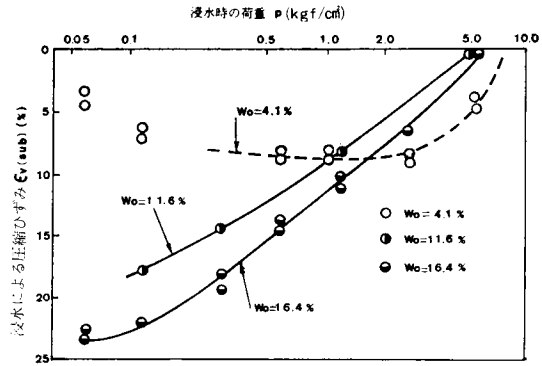


図-11 せん緑岩風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ（正規圧密状態）

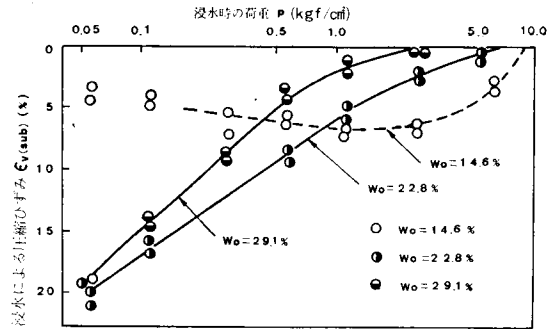


図-12 安山岩系風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ（正規圧密状態）

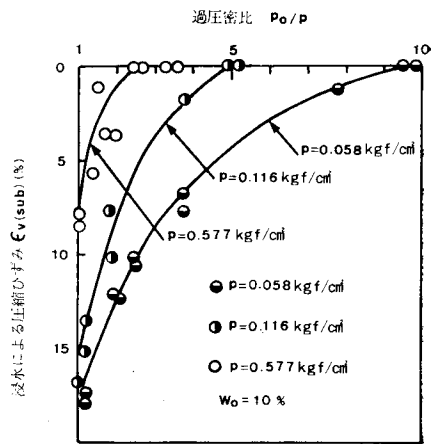


図-13 花崗岩風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

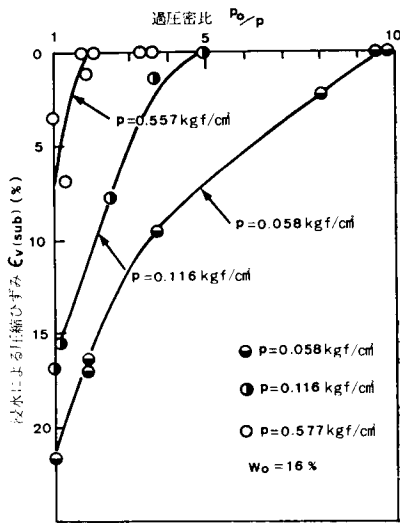


図-14
せん緑岩風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

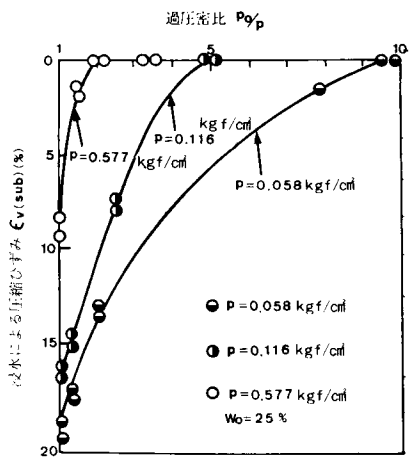


図-15 安山岩系風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

4.2 考 察

対象とした3種の試料のなかで、花崗岩風化土の $\epsilon_{v(sub)}$ は、他の2種のそれに比べ、 w_0 の大きさにそれほど左右されず、その値も相対的に小さい。この理由は、試料の主要含有鉱物が粒子表面のなめらかな石英・長石で、しかも粘土鉱物も活性の低い少量のカオリナイトのため、試料全体として粘性に乏しいことに由来するものと考えられる。このことは、浸水試験前の ρ_a が w_0 の大小にあまり影響されずしかもよく締め固まっていることから理解できる。他方、せん緑岩風化土および安山岩系風化土の両者の $\epsilon_{v(sub)}$ は、総じて類似の傾向を示し、 $\epsilon_{v(sub)}$ は大きく、それは w_0 の大きさに左右される。せん緑岩風化土は活性度の比較的高いイライト・ハロイサイトを、安山岩系風化土はさらに活性度の高いモンモリロナイトをも含んでいる。したがって、これらの鉱物の粘性度が含水程度に影響されることから、浸水前の供試土の ρ_a は p が同じであっても w_0 の大小によって異なる。この異なりが、 p が同じであっても $\epsilon_{v(sub)}$ に差異をもたらすゆえんであると考えられる。

次に、図-16に例証するように、いずれの試料土においても浸水前の荷重が同じであれば、供試土の応力履歴条件には無関係に、浸水後の間隙比はほぼ同じ値を示し、浸水後の状態を図中の点線で示すことができる。このことと、図-9に例示している除荷線（ほとんど e の変化はない）を合わせて利用すれば、正規圧密土の浸水試験

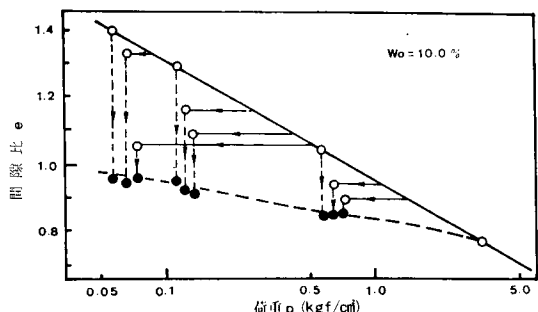


図-16 花崗岩風化土の試験結果例

のみで過圧密土の $\epsilon_v(\text{sub})$ を推定することが可能となる。なお、いずれの状態の試験においても、リング内の供試土への給水が終了するとほぼ同時に、その体積減少もみられなくなることが確認された。

5. 浸水に伴う圧縮ひずみ

図-17～19は、各種風化土の自然含水比程度の実験結果をまとめて示したものである。すなわち、 p_o と p を両対数紙上の両軸にとり、実験結果より $\epsilon_v(\text{sub})$ を図中に点記し、 p_o と p の条件によって決まる ρ_d を図上に重ねて線記した（図中の正規圧密土上の $\epsilon_v(\text{sub})$ を生じない ρ_{do} を限界乾燥密度と呼ぶことにする）。ここにおいて、現場と室内試験の両者の含水比が同一ならば、上述の p_o は締め固め荷重 q に、また p は土かぶり圧 p に対応するものである。したがってこの図は、 p 、 p_o 、 ρ_d および $\epsilon_v(\text{sub})$ の相互関係を総合的に示したもので、後述する浸水による盛土地盤の沈下量の算定に用いられる。

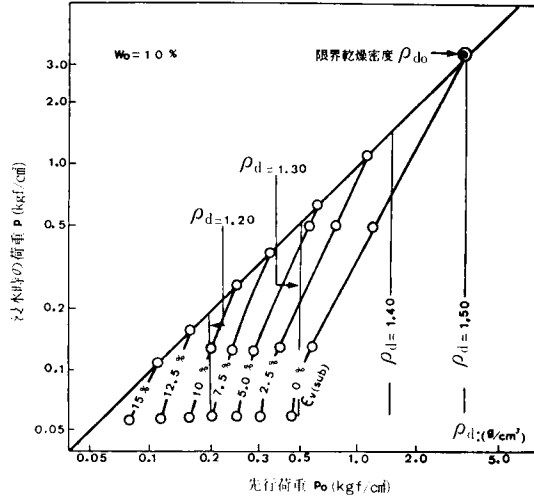


図-17 花崗岩風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

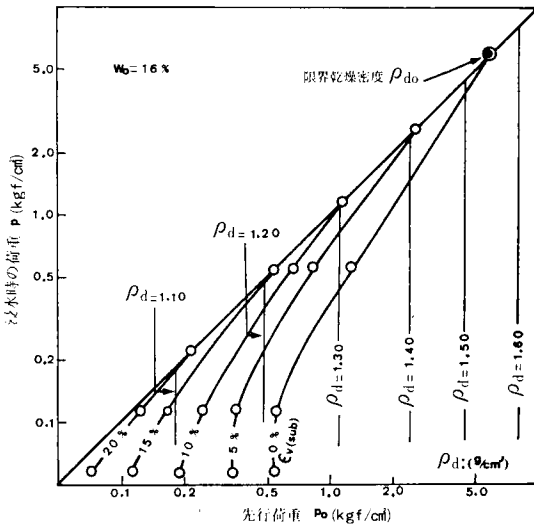


図-18 せん緑岩風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

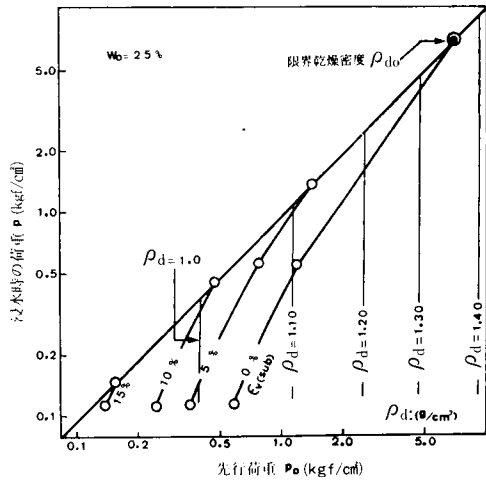


図-19 安山岩系風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

6. 地盤浸水による圧縮ひずみ性状

地盤の応力履歴条件，すなわち締固め荷重 q と土かぶり圧 p から浸水による地盤の圧縮ひずみ $\varepsilon_{v(sub)}$ の性状を考えることにする。

一様に造成された盛土地盤が浸水を受け，もとの地盤面から地表面まで地下水面上昇するものと単純化すれば図-20に示す〔A〕～〔D〕の4つのタイプに分類される。

(1) 締固めが行われない場合（図-20〔A〕）

単に盛り上げられた場合で，図中(a)に示す地盤内の各点における応力状態を(c)(d)図に点記し， $\varepsilon_{v(sub)}$ の性状を(b)図に示す。図からわかるように，B点を境として下部においては， ρ_a が前述の ρ_{ao} より大となるので $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じず，上部では ρ_a が ρ_{ao} より小となるので $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じることになる。この場合の $\varepsilon_{v(sub)}$ は地表面に近いほど大で，沈下量 S は極めて大きい。

(2) 締固め荷重が小さい場合（図-20〔B〕）

図のようにC点 ($q = p$)を境にして，正規圧密領域と過圧密領域に分けられる。正規圧密領域内で ρ_{ao} となる点をBとすると，その点を境として上部で $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じ，下部では $\rho_a > \rho_{ao}$ で $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じない。過圧密領域においては q が小さいので，この領域全体にわたり $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じることになる。このように q が小さい場合，両領域の境界面（図ではC点）で(b)図のように $\varepsilon_{v(sub)}$ は最大となる。

(3) 締固め荷重が比較的大きい場合（図-20〔C〕）

この場合も(a)図に示すようにC点を境として正規圧密と過圧密の両領域に分けられる。正規圧密領域内で ρ_{ao} となる点をBとすると，それより上部では $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じ，下部ではそれを生じない。一方，過圧密領域内では，(c)図からわかるようにD点を境としてそれより上部では $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じず，下部ではそれを生じる。この場合，(b)図のように地表面付近では $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じず，両領域の境界面付近で $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じるのが特徴である。地盤の沈下量 S は，上述の二者に比べ当然小さい。

(4) 締固め荷重が大きの場合（図-20〔D〕）

(a)図に示すようにB点を境として正規圧密領域と過圧密領域に分けられる。が，(b)図のように両領域の ρ_a はすべてにわたって ρ_{ao} より大となるので $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じない。

以上のように分類されるが，とりわけ，構造物を直接支持しなければならない盛土地盤の設計・施工に際しては， $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じないよう盛土厚ならびに締固め荷重の設定が必要である。4つのタイプのうち，もっとも安定した状態は〔D〕である。また〔C〕において，盛土厚が小で，もとの地盤がD点より上方になる場合には $\varepsilon_{v(sub)}$ を生じないことになる。ともあれ，盛土地盤の築造に当たっては，上述のことを踏まえて十分な検討を行うことが肝要である。

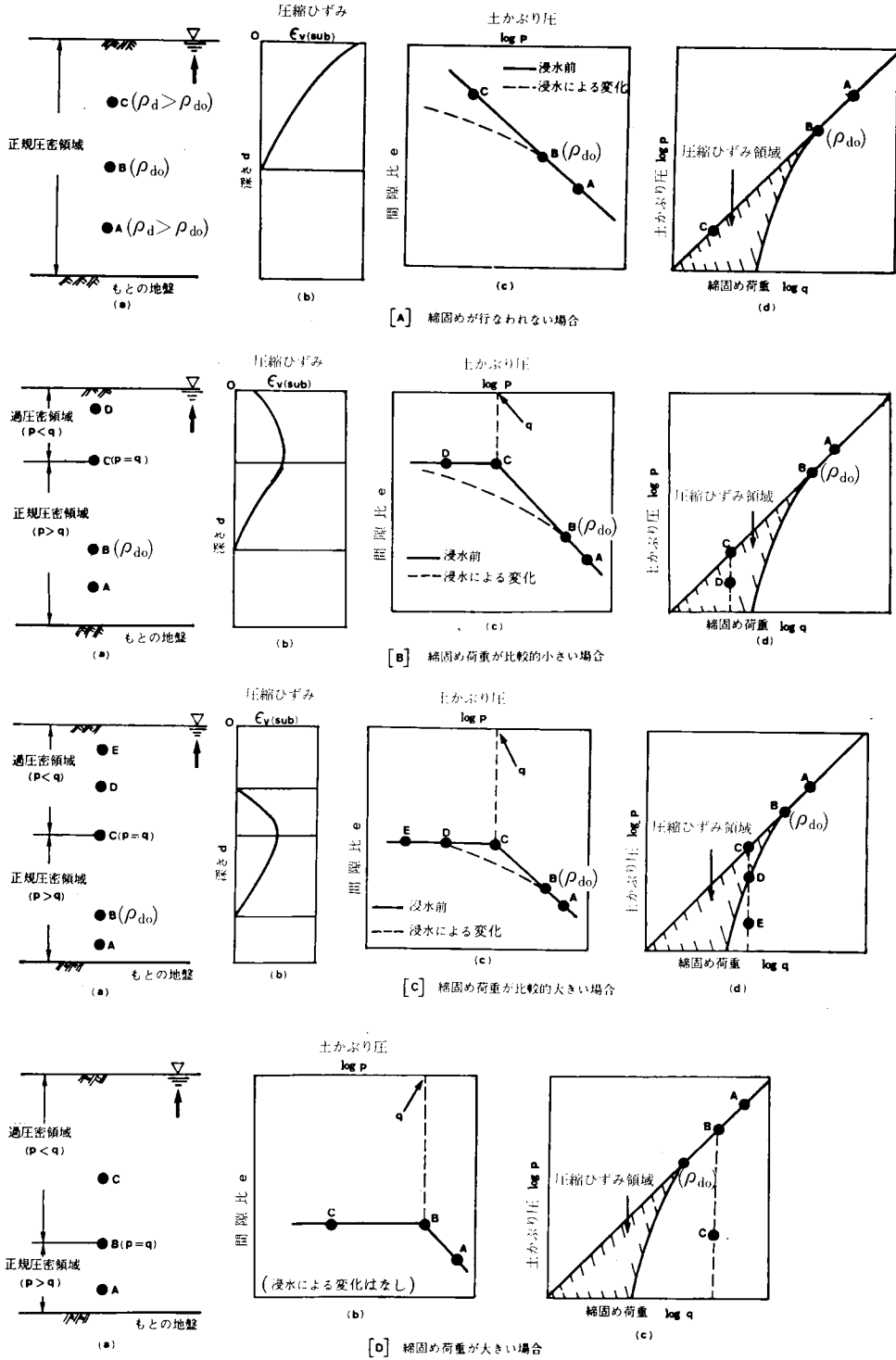


図-20 盛土地盤の浸水による圧縮ひずみの性状

7. 解析方法

盛土地盤の浸水による沈下量の解析は、前述の圧縮ひずみ図を利用し、次の手順で行う。

- (1) 締固め荷重 q を決める。
- (2) $e - \log p$ 線（室内試験）より、 q に対応する e から ρ_a を求め、土の密度 ρ を算定する。
- (3) 過圧密領域の ρ は一定とする（繰返し試験結果によると ρ の値はほとんどかわらない）。
- (4) 正規圧密領域と過圧密領域の境界深さ H_p を算定する（ $H_p = q / \rho$ ）。
- (5) 土かぶり圧は土の密度の累計とする。
- (6) 地盤において、各 1メートル層当たりの $\epsilon_{v(sub)}$ を圧縮ひずみ図から求める。
- (7) 地盤の沈下量 S は、各 1メートル層当たりの変形量を合計したものである。

8. 解析例

地山の自然含水比程度（本研究に用いられた 3 種の土の解析結果では、最大沈下量を示した）で造成された地盤において、完成後浸水により地下水面が地表面まで上昇するものとした解析結果を図-21～

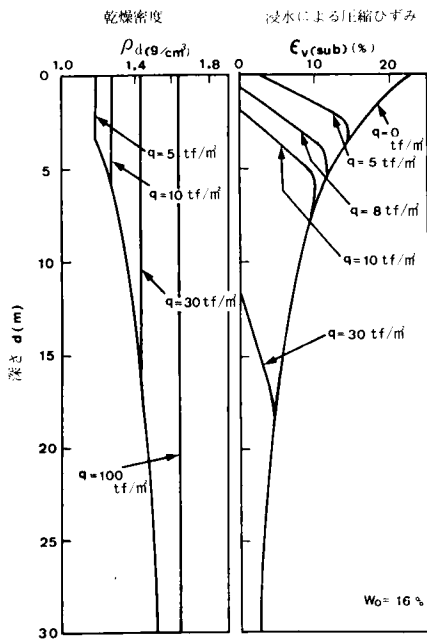


図-22 せん緑岩風化土地盤の解析例

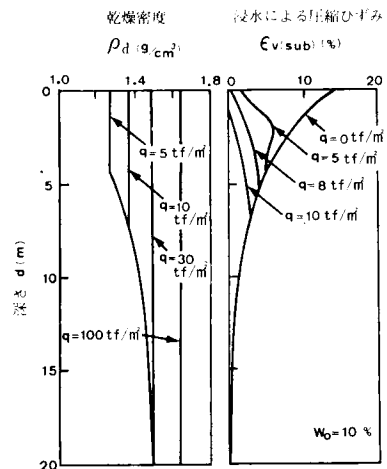


図-21 花崗岩風化土地盤の解析例

23に示す。結果からわかるように、 q が 5 tf/m^2 程度以下では図-20の〔A〕および〔B〕、 $8 \sim 50 \text{ tf/m}^2$ 程度で〔C〕そして 50 tf/m^2 程度以上になると〔D〕のタイプになる。

花崗岩・せん緑岩土および安山岩系風化土の種々な条件における地盤の沈下量 S を表-2に示す。 S は、花崗岩風化土く安山岩系風化土くせん緑岩風化土であり、流動限界 w_{f1} は

表-2 風化土地盤の浸水による沈下量

単位: cm

風化土名	地盤厚 H(m)	締固め荷重 q(tf/m ²)		
		5	10	30
花崗岩 風化土	5	22	4	0
	10	35	16	0
	20	41	21	0
	30	41	21	0
せん緑岩 風化土	5	50	9	0
	10	101	56	0
	20	135	115	20
	30	172	131	34
安山岩系 風化土	5	33	4	0
	10	65	31	0
	20	100	65	7
	30	110	94	15

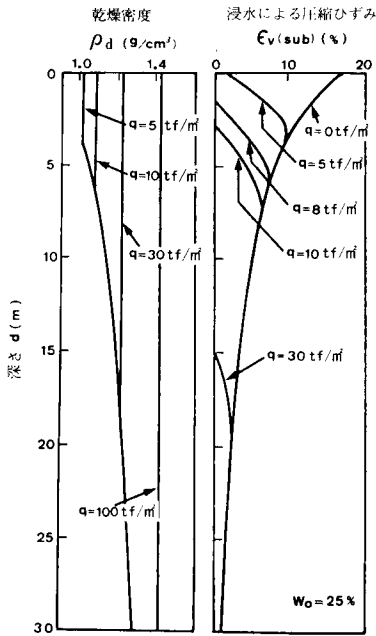


図-23 安山岩系風化土地盤の解析例

花崗岩風化土<せん緑岩風化土<安山岩系風化土である。 w_{f1} の観点からSを考えると、花崗岩風化土のような w_{f1} の低い土は、他の二者に比べ、浸水前の同一荷重条件における ρ_d は大きく、更に浸水を受けても土粒子が水にそれほど敏感でないので、Sは表-2のように比較的小さい値にとどまるものと考えられる。しかし、上述のなかで、せん緑岩風化土と安山岩系風化土のSは、 w_{f1} の大小関係とは逆になっている。安山岩系風化土はせん緑岩風化土に比べ w_{f1} は高く、しかも浸水前の同一締固め荷重条件における ρ_d がせん緑岩風化土のそれよりも小である。にもかかわらず、表-2のとおり安山岩系風化土のSは小さい。これは、安山岩系風化土は粘性度が大なため、浸水を受けてもせん緑岩風化土ほど粒子が水に敏感でないことによるものと考えられる。以上のことはつまり、“粘性度が低くもなし、高くもなし”といった砂質土のSが、もっとも大となるものと考えられる。

9. あとがき

まき土のような風化砂質土を利用して造成された地盤の浸水時における沈下性状は、地盤の応力履歴に支配されるという観点から、種々な応力状態で3種の土を用いて実験を行ない検討の結果、明らかになった点を以下にまとめる。

- (1) 締固め不足で土の構造が高位にある地盤が浸水を受けると、個々の土粒子の移動が容易となり、結果として体積減少を生じる。

(2) 正規圧密状態においてある載荷圧（限界乾燥密度 ρ_{d0} ）以上では、浸水を受けても土は圧縮ひずみを生じない。過圧密状態（限界乾燥密度 ρ_{d0} 以下）では、浸水時の載荷圧が同じ大きさであっても、浸水前に受けた先行圧が大なほど圧縮ひずみは小となる。しかし、浸水時の載荷圧が同じであれば、正規圧密あるいは過圧密といった応力履歴条件には関係なく、浸水後の間隙比がほぼ同じ値を示すので、正規圧密土の試験のみで過圧密土の圧縮ひずみを推定することができる。

(3) 先行圧と載荷圧を両対数紙上にとり、圧縮ひずみをパラメーターとすると、地盤の沈下量を算定するための図表を作成することができる（図-17～19）。

(4) 一様に造成された地盤が浸水を受け、地表面まで地下水面上昇するものと単純化すれば、地盤の圧縮ひずみの性状は4つのタイプに分けられる（図-20）。そして締固められた地盤の圧縮ひずみは、正規圧密領域と過圧密領域の境界面で最大となる。

(5) 浸水によって生ずる地盤の沈下量の大小はコンシステンシーにも関係があり、砂質土として粘性度が高くもなし低くもなし、といった土がもっとも大となるものと推察される。

(6) 本解析結果にみられるような沈下性状を簡単な野外実験（十分な実験でないので本論文中には記載していない）からおおよそ把握してはいるものの、今後十分な現場検証が必要であり、この意味から施工状態が明確にされている多くの現場からの実測データが待たれるところである。

本解析において重要なことは、現場における先行等価締固め荷重 (tf/m^2) の確認である。これは施工時、現場で測定される e を現場と同じ含水比における室内試験の $e \sim \log p$ 線に対応させて求めればよいと考える。

記 号 説 明

p = 載荷重または土かぶり圧 (kgf/cm^2 , tf/m^2)

p_0 = 先行荷重 (kgf/cm^2)

p_y = 降伏荷重 (kgf/cm^2)

q = 締固め荷重 (tf/m^2)

S = 沈下量 (cm)

w_0 = 初期含水比 (%)

w_{fl} = 流動限界 (%)

ρ = 土の密度 (g/cm^3 , t/m^3)

ρ_d = 土の乾燥密度 (g/cm^3)

ρ_{d0} = 正規圧密土が浸水を受けても圧縮ひずみを生じない限界乾燥密度 (g/cm^3)

$\varepsilon_{v(\text{sub})}$ = 浸水によって生じる圧縮ひずみ (%)

参 考 文 献

- 1) 福田護, 中沢重一(1977): 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について — まさ土のような風化砂質土を対象として, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.2, pp.65~73.
- 2) W.G. Holtz and J.W. Hilf(1961): "Settlement of soil foundations due to saturation," Proc., 5th ICSMFE, Vol.1, pp.673-679.
- 3) R.J. Bally, I.P. Antoneeu, S.V. Andrei, A. Dron and D. Popescu(1973): "Hydro-technical structures on loessial collapsible soils," Proc., 8th ICSMFE, Moscow, Vol.2.2, pp.17-22.
- 4) 三木五三郎・斎藤孝夫(1976): 生成に由来するレス土の工学特性, 「土と基礎」, Vol.24, No.5, pp.37~44.
- 5) 土質工学会編(1965): 「土質工学ハンドブック」, 技報堂, p.135.
- 6) Kézdi(1974): Handbook of Soil Mechanics, Vol. 1, pp.241-244. Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Co.
- 7) 土質工学会編(1969): 「土質試験法」, 土質工学会, p.528, pp.523~524.