

土の締固め機構とその効果に関する研究

吉 田 力

(山形大学農学部農業造構学研究室)

(昭和61年9月1日受理)

The Mechanism of Soil Compaction and its Effects on Soil Properties

Chikara YOSHIDA

Laboratory of Soil Mechanics, Faculty of Agriculture,
Yamagata University, Tsuruoka 997, Japan

(Received September 1, 1986)

第I章 緒 論

1節 緒 言

土工の基本の一つである締固めは、農地工学の分野においても重要な課題の一つと考えられる。農地土工の面から考えると、近年の土工技術の進歩や、施工機械の大型化は、農道、土堰堤等、大規模な土構造物の建設を可能にする一方、その施工を容易にしつつある。また、農地造成、農地管理の面で締固めは、地耐力、透水性、通気性、保水性と密接なかわりを持つ。特に対象となる土壌は表層に位置し、そこでは土は常に耕耘による攪乱、気象条件の変化に伴う温度、乾燥、湿潤の影響、および施肥によるイオンや有機物の作用を受けることになる。そしてこれらの人為的、自然的な作用により、土は凝集と分散を繰返すとともに団粒内部の構造をも変化させることは明らかなことである。

農業土木の立場においては、土を単に構造物の材料とみなす場合と、農業の場として植物との関連でとらえる場合の二通りが考えられる。材料として使用される土には、主に強度や耐水性が要求される。農地基盤との関連では地耐力、保水性、間隙構造が重視される。そのため土工の基本である締固めが重要となることは当然のことと言えよう。

土を締固めると強度が増大し、さらに水に対しても安定なものになっていくことを経験的にせよ人類が知ったのは、有史以前のことと言われている。しかし、それが理論的に整理され我々の共通の理解のもとに置かれるようになったのは、1933年に R. R. Proctor によって発表された4編の論文によってであろう。土で構造物を造ったり、それを農地の基盤として利用する場合、それぞれ

目 次

第I章 緒論	1
1節 緒言	1
2節 研究の歴史	2
3節 本論文の目的および方法	6
4節 本論文の構成	7
第II章 土の締固め曲線の諸形態	9
1節 材料の違いと締固め曲線	9
2節 締固め方法の違いと締固め曲線	17
3節 理化学的要因の違いと締固め曲線	21
4節 締固め曲線の解釈	32
第III章 土の締固めによる団粒の変化	36
1節 団粒の分析方法と定義	36
2節 締固めにかかわる団粒径	38
第IV章 締固め土の理工学性	50
1節 保水・透水特性	51
2節 工学特性	56
第V章 現場での応用事例	76
1節 耕地基盤の管理に伴う問題	76
2節 締固めと埋設パイプの挙動	80
第VI章 結言	86
謝 辞	89
引用文献	89
Summary	92

の目的に応じた状態に土を改良すべく努力が払われる。その際、基本となるのが、土の破碎、転圧であるから、これらの問題に関する研究は、その後も活発に行われ、優れた数々の業績も見られる。しかし、問題が基本的なだけに残された課題も多く、現在もお活発に研究が進められているのが実情である。

今、破碎、転圧に伴う土の挙動を考えるに、土は外力に応じ常に粒径を変化させている。自然環境の下で長い年月を経て生成されてきた粘性土は、ごく表層は別として、一般には無構造(カベ状構造)と考えられる場合が多い。このような土を我々が利用する場合、それはほとんどが表層での問題であり、しかも破碎、転圧等、何らかの処理をして用いるのが常である。

材料としての土は温度変化、水による影響、乾燥等の環境条件や人為的操作により常に物理的、化学的な変化を余儀なくされている。今外力による団粒の変化に着目すると、その変化の方向や程度は、主として水分状態や外力の大きさによって決るものと考えられる。例えば、締固めについて考えると、締固めエネルギーの大きさや、供試土の水分状態により、土(粒子団)はさまざまに変化する。このことは、土木的には勿論、農業土木的な観点からも重要な意味を持つ。

すなわち、ある充填状態での団粒の大きさおよびその配合状態、または団粒間相互の結合の程度は、透水性、通気性、保水性、或いは地耐力、スレーキング、収縮、膨潤特性等を直接左右することになる。このような観点からの検討は、粘性土では粒径の変化の過程を締固めとの関連でどのように理解するかが重要であり、いまだ十分な研究の成果が得られているとは言えない。

そこで本研究では、まず団粒の変化に着目して締固め特性を整理し、締固めにかかわる各々の大きさの団粒の果たす役割について検討を行い、団粒の挙動と土の締固め機構との関連を明らかにする。次に締固めによって変化する団粒の挙動が、締固めの結果得られた土の理工学性に及ぼす影響について検討する。さらにこれらの結果に基づき、地耐力、パイプライン埋設に伴う埋戻し土の締固めの問題等、現場的課題に対する応用事例について、二、三の整理を行う。

2節 研究の歴史

土を締固める目的は、工学的性質の改善にあるので、研究の対象は大別して土の締固め機構に関するものと、締固めの効果についての二通りに分けられる。しかし、

この両者は常に関連し合うので、実際の研究では一連の研究が多く見られるが、ここではこれらを分離して整理する。これに先だち、1933年、R. R. Proctor により“Engineering News Record”誌に発表された歴史的論文¹⁾²⁾³⁾⁴⁾について、主な点を整理する。

第1報と第2報に締固めの原理に関する主なものは述べられ、第3、第4報は、応用編と考えられるので、1、2報について述べる。

1 プロクターの研究

第1報の“Fundamental Principles of Soil Compaction”では、一定の方法により土を締固めた場合、試料の水分状態により密度はそれぞれ異なり、ある水分状態で密度が最大となることが明らかにされている。すなわち、締固め曲線、最適含水比、最大乾燥密度の発見がなされた。また含水比、乾燥密度、間隙比の関係を同一図上で示し、さらに飽和状態、不飽和状態の貫入強度特性についても検討を加えている。さらに、アースダムの耐水安定性の問題について言及し、最適含水比の持つ意義を明らかにしている。この論文は締固めの原理とその意義について述べているといえる。

第2報の“Description of Field and Laboratory Methods”では、締固め荷重と密度の関係を示し、ゼロ空気間隙曲線との対応で吸水による軟化の問題を明らかにしている。また、供試土の粒径の違いと締固め曲線の関係について、砂質土やシルト混り砂利のように、粒径の大きいものは小さいものより最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比も小さくなることを明らかにしている。さらに締固め曲線と塑性針の貫入抵抗との関係について述べ、これは現場の施工管理に有効な手段となり得ることを指摘している。

2 土の締固め機構に関する研究

Lambe⁵⁾は、締固めの問題を粒子配列との関連でとらえた。すなわち、最適含水比より低含水比で締固められた粘質土では、ランダム構造が得られる。そして、最適含水比に近づくにつれ、粒子配列のランダム性は徐々に減じ、最適含水比以上の水分状態で締固めると部分配向構造となることを指摘している。このように締固めを土の構造との関連でとらえようとしたことは、締固め機構および締固め土の理工学性を理解する上で重要な指摘である。

久野⁶⁾は、一連の研究の成果をその著書に示しているが、その中で、締固め含水量の変化に伴う土の性状の変化について、4段階の特徴的な領域があることを指摘し

ている。そして、粒子の配合状態あるいはその大きさとの対応で、締固め曲線の形状を説明している。また、締固め機構については粒子間の水による潤滑のしやすさという観点での把握がその基本となっている。

さらに、凝灰質砂の締固めで、繰返し法と非繰返し法の比較を行い、繰返し法による場合は土粒子の破碎が顕著で、それに基づく乾燥密度の増加が推測されるとしている。その結果、締固め曲線も繰返し法による場合は鋭い曲線となることを明らかにした⁷⁾。

河上ら⁸⁾は、湿潤過程の締固めで、締固め曲線の解釈を次の三段階に整理している。すなわち、締固め当初に粉体状態であった試料は、含水量が増すに従って土粒子表面の水膜が発達し、徐々に締固め密度が増加する領域(水和段階)、さらに含水量が増すと、土粒子間のメニスカスの曲率は小さくなり、締固め操作による土粒子の移動が容易になり、水和段階よりは含水比の増加に伴う密度の増加が急激になる段階が存在する(潤化段階)。この段階を超えて含水量を増すと、土粒子相互が電気化学的な連結力を弱め、土粒子は凝集力を失い粘性流体的な性質を有する段階(膨張段階)に分けて締固め曲線を理解している。

森⁹⁾は、最大粒径の問題を検討するため、礫混合土について実験を行った。その結果、礫の大きいものを混入した場合、乾燥密度は大きくなり、最適含水比は低含水比になることを指摘した。このような混合土の研究は内外で数多く見られ¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾、近年も活発に行われている¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。

また、締固めの際に投入されるエネルギーが、どこでどのように消費されるかを知ることは、締固め機構を説明する上で重要な手掛りとなるが、このような観点からの有意義な研究¹⁷⁾も見られる。ここでの重要な指摘は、締固め時における乾燥密度や上昇温度の変化が、粒子破碎と関連するという点と、上昇温度と乾燥密度の変化とは密接なかわりを持つということである。

一方、粒子系の締固めでは、粒子の構造配列や粒度が締固めを理解する上で重要であり、このような観点での研究も活発に行われていた。この場合、球形モデルによる解析が良く用いられる手法である。例えば、Horsfield¹⁸⁾は立方体構造の等球の集まりを考え、そのすきまに小さな球を内接させ、さらにその後でできたすきまに小球を内接させるといったモデルを考え、この繰返しを5回行い、空隙率と粒子配合の問題を検討している。また、二種の球径の異なる粒子の混合材料の締固め

では、混合割合および二つの粒径の大きさの比率により、空隙率が一定の傾向を持って変化することも明らかにされている¹⁹⁾。同様の傾向は、骨材の細粒分と粗粒分の混合割合を変えた実験でも確認されている²⁰⁾。これらの研究は粒子の大きさ、その配合状態が締固め曲線を理解するのに重要な要因になることを示唆していることに意義がある。

次に、我国には特殊土と呼ばれる火山灰土、マサ、泥炭が広く分布し、土木あるいは農業土木事業にあたっての問題は多い。したがってこれらの材料の締固めに関する研究も活発に行われてきた。

須藤、安富²¹⁾は、関東ロームの乾燥過程の締固めで、締固め曲線にピークの見られない理由を、拘束水の自由化による影響と考えた。すなわち、土壌水のpF値が、突固め力のpF値より高いとき、ピークが不明瞭なることを指摘している。また、JISで呼び名1.1の締固め方法による仕事量をエネルギー計算すると、土を粘弾性体と考え、粘性によるエネルギーのロスを考慮した場合、それはほぼpF3に相当することを明らかにした。

多田²²⁾は、関東ロームの乾燥過程での締固め機構を、土塊の乾燥収縮によるみかけの乾燥密度の上昇、さらには拘束水の自由化ということの説明している。また、締固め土の透水性について検討を行い、生土、風乾土の透水性の違いについて有効空隙の問題として説明し、漏水防止には自然含水比近辺での締固めが心要であることを明らかにした。

竹中²³⁾は、有機物を含む火山灰土の締固め特性について明らかにした。すなわち、有機物含有量が多くなるに従い、乾燥密度は小さくなる。また、最適含水比に相当するpF値は、有機物を多く含む場合の表土ではpF2.6であることを明らかにしている。その理由として、有機物の影響により団粒は安定かつ疎水的なものが支配的であり、ランマーによる十分な変形を受け難いためと説明している。

小谷、河野²⁴⁾らは、有機質火山灰土の締固めにおいて、乾燥過程、湿潤過程の違いによって締固めの結果が異なるという特異性について検証するとともに、突固めた土の土中水の状態を定量化することによって、この原因を追求した。その結果、この特異な締固め現象はpF3.5よりも高pFの土中水が土粒子の一部としての働きをし、また、pF3.5より低pFの土中水が突固めに対して潤滑材としての働きをすると考えることにより説明されることを示した。

相馬, 前田²⁵⁾は, クロボク土の突固めにおける行動単位粗粒化を指摘し, それは pF 4~5 の領域で著しいことを明らかにした。

足立, 堤, 竹中, 南齊²⁶⁾は, 突固めに伴うクロボク土の充填特性について検討し, 火山灰性土壌の突固めの特徴は, 行動単位としての団粒の変形, 収縮, 破壊が突固め時の水分状態によって規定されることにありと述べている。また, 行動単位とは土が外力により行動する場合の単位と考え, この大きさや構造は土粒子間の結合力や外力等に規定されると考えている。

吉田²⁷⁾は, こうした縮固めに伴う団粒の変化に着目し, 縮固めにおける初期団粒径の持つ意味および縮固め方法の違いが縮固め曲線に与える影響について整理することを試みた。

マサ土に関しては, 松尾, 福本らの一連の研究がある²⁸⁾²⁹⁾³⁰⁾³¹⁾³²⁾³³⁾。これらの結論で, 主なものを列記すると次のようになる。

- (1) 縮固めに伴う粒子の破碎の状況は, 粗粒子ほど, また吸水によって, あるいは突固めエネルギーの増加とともに細粒化が促進される。これは, 大小粒径の集合体についても一般に言えることである。
- (2) 粒子破碎による縮固め曲線への影響は土粒子比表面積の大小に規制される。
- (3) 粒子破碎現象と透水現象との間には密接な関係がある。これはマサ土の種類を変えた場合も同じであり, マサ土の持つ一般的性質である。
- (4) 粒子破碎と風化度の間には“卓越破碎域”と称するユニークな領域が存在する。
- (5) 粒子破碎に伴う密度増加と透水性の低下の推量に関する実用式が提示された。

これらの論文は粒子破碎が縮固め曲線, または縮固め土の理工学性に与える影響について述べている点で意義深い。

また, 圧縮による団粒の破碎状況の顕微鏡による直接的な観測も行われ, 圧縮応力と団粒の挙動が検討されている³⁴⁾。

泥炭の縮固めについて矢橋³⁵⁾は, 生土—風乾土, 繰返し法—非繰返し法の対比等, 一連の研究を行い, 次のような指摘を行った。すなわち, 泥炭土の腐植成分を中心としたゲル的な単位, およびこれと繊維部分が一体となったものが細分化したり, 乾線に伴う行動単位の体積変化を起こすことが, 縮固め曲線を理解する上で重要であると述べている。また, これらの縮固め特性の理解

は, 火山灰土の縮固めにおける団粒の破碎や収縮挙動と現象的には同一のものであるとの指摘も行っている。

3 縮固め土の理工学性に関する研究

縮固めに関する研究の成果は, 単に縮固め機構についてのものはそれほど多いとは言えず, その他の理工学性との関連で進められてきている。しかも団粒の挙動, あるいは, 団粒の質的側面からの検討は, 目的にもよるが, 対象となる粒径の範囲も広く, それぞれが異なる特性を有することもあって, なかなか困難なことである。したがって, 本論文で取り上げた団粒の変化に着目した研究は, それほど多くは見られず, 縮固め土の力学的挙動の中にその動向を知ることができる。

須藤³⁶⁾らは, 縮固め土の一軸圧縮強度試験を通し, その挙動をレオロジー的に考察し, 土壌の力学的挙動に対応する構造は, 土壌ゲルを骨格とする蜂の巣構造であると位置づけている。その中で pF と一軸強度の対応性を指摘し, 熱力学的な解釈を行った。この関係はさらに, 静的縮固めにおける充填特性と荷重の関係との対応で, CBR と pF との関連に発展させられた³⁷⁾。また新垣³⁸⁾は, 塑性力学の考えに基づき, コーン指数 q_c を導く理論式を提示し, q_c と pF の関係式を得ている。

さらに足立, 竹中³⁹⁾らは, 収縮縮固めを行った試料で一軸圧縮強度 q_u と遠心 pF との間に

$$\log q_u = a + b \cdot pF \quad a, b \text{ は定数}$$

という関係を認めている。この結果は, 竹中が収縮挙動と pF に関する研究を通して指摘した収縮挙動と土の工学的性質とは深い関連性を有するという結論⁴⁰⁾と一致する。

これらの結果を考えると, pF の測定は遠心 pF では一次元圧縮であり, 吸引法は三次元圧縮に近い脱水法と考えられる。また, 収縮試験は当然のことながら三次元的変形であるので, それぞれタイプは違うが縮固め類似の試験を行っていると考えられる。したがって, 種々の力学的性質と pF がある範囲内では良く対応するのであろう。

また, 縮固め土のもう一つの重要な性質は耐水性の問題であらう。

土のスレーキング特性は, 収縮挙動と密接なかわりを持つ。すなわち, 疎水的で構造的な発達不良な土ほど, 脱水収縮および湿潤膨張による行動単位の移動がスムーズでないため, ダイラタンシー類似の現象を示し, スレーキングを起こし易いとの考えも見られる⁴¹⁾。

また, エネルギー論的には, 収縮過程で系内に貯えら

れた弾性エネルギーと、加えられた水の自由エネルギーの一部が土——水系の破断に向けられるものと説明されている⁴²⁾。そして竹中⁴³⁾は、弾性的蓄積エネルギー (E) と、系が破壊の極限まで保存しうるエネルギーすなわち極限レジリエンス (R) を実測し、前述の結論を裏づけている。

佐藤⁴³⁾は、スレーキング特性を乾燥前歴との関係でとらえ、pF 4 以上まで乾燥させた場合はスレーキングが著しいことを明らかにした。

締固めた土のスレーキングについては、特に粒子の連結性が問題となるが、このような観点での検討も試みられている⁴⁴⁾。さらに、砂混合土のスレーキング特性と、エネルギー論的解析や⁴⁵⁾、有機質とのかかわり、供試体成形後の時間効果についても検討が進められた⁴⁶⁾。

締固め土と強度の関係についての現地への適用については、軟弱地盤上での CBR、コーン指数 (q_c)、土壌硬度 (q_v) との線形関係が認められ、

$$\log \text{CBR} = a + b \cdot \rho_d \quad a, b \text{ は定数}$$

ρ_d は乾燥密度

なる関係も得られている⁴⁷⁾。同様の結果は新垣によっても、コーン先端が完全に土中に埋没するまでの q_c と q_v の間で認められている⁴⁸⁾。

以上のように締固め土の理工学性に関する研究は、マクロな観点 (系全体に着目した解析) が主流であるが、次に団粒の挙動および構造の変化に着目した研究について整理を行う。

Seed, Chan⁴⁹⁾らは、締固め方法、すなわち静的、動的締固めの違いによって生ずる締固め土の構造の違いを明らかにし、この違いは応力——ひずみ特性にも反映されることを指摘した。さらに、締固め土の構造と収縮あるいは膨潤との関係を明らかにした。この論文は締固め土の理工学性を土の構造との対応で整理することを試みている点で意義がある。

著者らはあらかじめ団粒の大きさを調整した試料を締固めた供試体で実験を行い、各レベルの団粒が一軸強度、透水性に及ぼす影響を検討した⁴⁹⁾。また、乾燥、湿潤の繰返し団粒の性質に与える影響について検討し、その結果、乾湿の繰返しに伴い、団粒は細粒化され易くなり、理工学性に変化をもたらすことも明らかにした⁵⁰⁾。

現場との関連では、礫を多く含むような地盤では、前記のような貫入試験は用いることはできないが、このような場合には、平板載荷試験 (K 値) か衝撃式支持力試験 (I 値) がよく用いられている。I 値の物理的意味も明らか

にされ、常時微動との相関も指摘されている⁵¹⁾。一方、土の振動特性は、土の粘弾性特性を反映するものであるので、締固め状態との関連でさらに検討されることが望まれる。

締固めを応用し、成功した事例として、漏水田の問題を解決した破碎、転圧工法は有名である⁵²⁾⁵³⁾⁵⁴⁾⁵⁵⁾⁵⁶⁾。この工法は岩手大学の研究グループが開発したものであるが、火山灰地の浸透水を抑制するには有力な工法としてその意義が認められている。この工法の開発により透水性の高い、従来水田としての利用が困難とされていた火山灰土壌地帯での水田造成が可能になり、農業土木的観点での意義は深い。

一方、粒径に着目した土の理工学性を検討するにあたり、行動単位という用語が用いられる場合がある。このような観点は土をマクロな粒子系の挙動からミクロな土——水系の挙動としてとらえようとする考えで意義深い。しかし、行動単位の理解は現在のところ研究者により若干の違いが見られるようである。以下行動単位に関する研究の整理を行う。

行動単位という用語が当初使用されたのは、土壌の沈降現象の理解のためであった⁵⁷⁾。その後、行動単位 (kinetic unit) は土壌ペーストの流動特性との関連で理解されるようになった⁵⁸⁾。すなわち、流動の形式と時間依存性の問題を考えるとき、行動単位の変化が必要であり、それを行動単位の保持する水の自由化の問題ととらえて説明している。締固めとの関連では、土は行動単位で動くが、この時土壌水分は重要な役割を演ずるので、pF 概念に基づく総合的な理解が必要であるとの指摘がなされた⁵⁹⁾。

東山⁶⁰⁾は、アッターベルグ限界の工学的意義を検討する中で、行動単位概念を導入している。そこでの行動単位の位置づけは、乾湿の過程と水分状態、つまり pF とどのような外力を受けるかによって、その力学的挙動の単位は決まるとし、実際には、行動単位は単分散粒子ではなく、ミクロな粒団であるとの見解を示した。

また、東山⁶¹⁾は、土質試験では一般に風乾土を砕いて用いるが、こうした試料に水を加えて練合せると、現象的には乾いた粘性土塊が水中で崩壊するいわゆるスレーキングと同じことが起こり、この場合粒子団の大きさや集合状態が変化していく様子を固定した概念で表現することは大変困難なので、行動単位概念の導入が有用であると述べている。これは常に変化する団粒の挙動に着目した点に意義がある。

新垣, 長田⁶²⁾は, クロボク土の 0.4 cm 以上の団粒の硬さについて, 圧壊強度と水分量, 自然構造の団粒と練返したものの違い等について明らかにしている. このような観点からの団粒の理解は行動単位の挙動と直接かわる興味ある研究である.

クロボクの団粒構造については, その後活発な研究が行われたが²⁵⁾²⁶⁾⁶³⁾⁶⁴⁾⁶⁵⁾⁶⁶⁾, その際, 外力や水に対する安定性について論じられたため, 行動単位の概念が適用されている.

堤・足立・竹中⁶⁵⁾は, クロボク土の団粒構造の練返しの問題を検討し, その中で行動単位の位置づけを行っている. すなわち, 行動単位は一次の団粒とし, その大きさはほぼ 0.1~0.4 mm と考えられるとしている.

以上, 行動単位に関する研究について述べたが, こうした微細な粒子の挙動に関する検討は, 後述するように, 締固め特性および締固め土の理工学性の理解に際し, 特に重要と考えられたので整理を行った.

3節 本論文の目的および方法

農地を造成するにあたって, いろいろな土工技術が用いられているが, その中でも締固めは特に重要なものの一つである. 開田時の床締め, 土堰堤や農道の築造, さらに畦畔の造成, 法面の安定保護のための締固めは農業土木の中心的技術とも言えよう. また, 植物育成の場としての農地には, その生長に適したさまざまな土層の改良が行われる. その一つである心土破碎は, 締固めとは逆に土壌を膨軟にすることであるが, 土塊の破碎に用いる力および破碎後の土塊の挙動には土の締固め機構の理解が必要となるものと考えられる.

一方, 農地における土壌は, 一般にごく表層土を対象とするが, そこで土は耕耘, 転圧等の練返しや, 施肥によるイオンおよび有機物の影響に加え, 降雨, 積雪等気象条件の作用をも受ける. その結果, 土は破碎されたり, 圧縮されたり, あるいは練返されたりすることになり, それに伴って土は粒径をさまざまな大きさに変える.

本研究は, 外力, 土壌の条件 (含水比, 団粒の性質) の相互関係により, さまざまな大きさに変化する団粒の挙動と締固め機構の関連を明らかにし, また, 締固め土の理工学性とそれぞれの大きさに変化した団粒のかかわりについて検討する基礎的, 実証的研究である. このような観点からの研究は, 研究の歴史でも見てきたように数少ない. 締固めは当初, 工学の分野で主に強度, 耐水

性, 透水性との関連で追求されてきた. そして, そこでは常に変化する団粒の挙動はそれほど重要視されず, 土壌構造と締固めの関係は単に密度および孔隙の大小, 粒子配列の問題として論じられてきたきらいがある.

農業の分野では透水性, 通気性, 保水性, 易耕性などを考えていく上では, 土壌は気, 液, 固相の組成としてではなく, 団粒に基礎を置くべきであるという考え方はあったが, 団粒の定量, 大きさおよびこれと関連しての保水性, 透水性に関する研究に主体が置かれた. したがって種々なる力学条件下での団粒の挙動には, それほど関心が寄せられなかったと言えよう.

一方農業土木の分野では, 最近, 締固めと透水性, 充填特性, 練返し, コンシステンシーの問題を検討するにあたって, 団粒の挙動に着目した解析がなされるようになってきたが, まだこれらの研究は緒についたばかりと言えよう. そこで本研究は種々なる力学条件下で締固めにより変化する団粒の挙動を明らかにする一方, それぞれの大きさに変化した団粒の果たす役割について検討を加える. しかし, ある力学条件下で変化し行動している各レベルの団粒を直接取り出すことは現時点では不可能に近い. そこで, ここでは便宜的に一定の手法により取り出した耐水性団粒の大きさおよびその量的把握を行い, 団粒の挙動を推定することを試みた. また, あらかじめ数段階にふるいわけた粒度調整試料を用い実験を行い, 実験前の粒径が実験後にどのように変化したかを知ることにより, 団粒の挙動を知るという手法を取った.

ある力学的挙動にかかわった団粒の動向を知る今一つの間接的方法としてレオロジー的解析がある. すなわち, 土のモデルとして無数のフォークト要素を想定し, 遅延スペクトルによる解析を行うものである. この手法は直接にはある力学条件の下での団粒の挙動とつながるものではないが, 外力を受けた供試体のひずみを有限の要素のひずみを重ね合せたものと考える点で団粒の挙動と対応させるという思想に立つものとする. この手法も用いて団粒の挙動の解釈を行う.

締固め機構の解析も, 従来は粒子系, 土—水系の問題としてそれぞれ独立した立場で整理されてきたように思われる. 団粒は乾湿作用や外力で崩壊し, さらに小さな微細な団粒になるということは一般に知られていることであるが, その微細な団粒の大きさや力学的な役割については十分な検討がされているとは言えない.

土の充填を考察する際, 粒子の移動の難易が重要であり, 大粒径のものは粒子系に近い考え方で解釈できるが,

そこに微細な粒子が入ってくると、締固めに関しては、土—水系の問題として考えた方が都合が良い。そこで締固め機構について各種の大きさの粒子（団粒を含む）が果たす役割について検討する。その際、微細な粒子の挙動に注目した解釈を行うので、土—水系の立場、いわゆる土壤物理的な考えを中心に置くが、土質工学的考えをも考慮することは当然である。

締固め土の理工学性については、これまで述べてきたように団粒の挙動に着目した整理を行う。

4節 本論文の構成

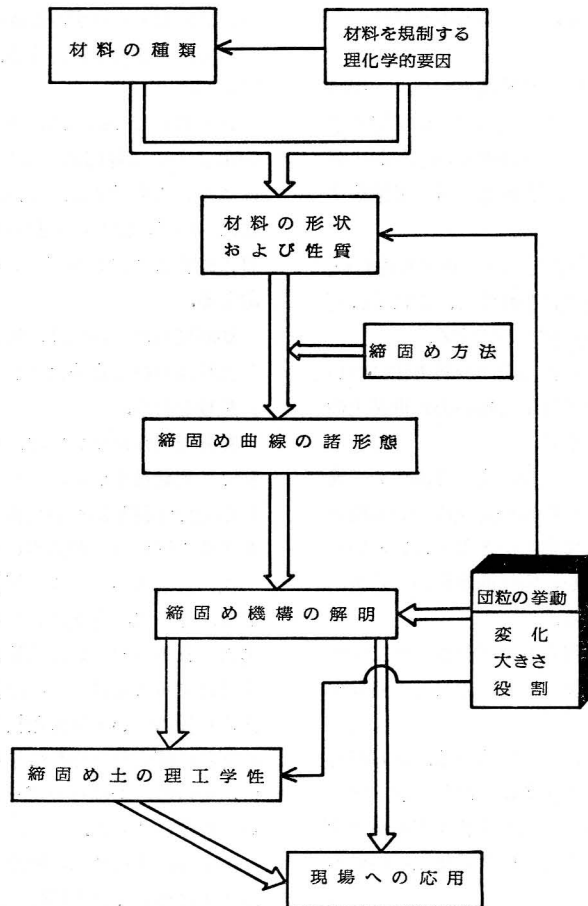
図I—1には、本論文の各研究項目とその関連を示した。

第I章では、農地工学と締固めの関連および、締固めの必要性とその役割について述べた。続いて締固めに関

する研究の歴史について、締固め機構に関するもの、締固め土の理工学性に関する研究に分けて整理を行った。特に我国には特殊土と称される土が多く分布し、この土の理工学性の改良に関する研究が活発に行われている。これらの研究に関しても締固めにかかわるものについては整理を行った。さらに本研究を進めるにあたり、外力の大小、土壤の条件、時間的要因によって常に変化する団粒の挙動に着目するため、力学的挙動と土壤構造の変化に関する研究についても整理する必要があった。次にこれらの結果をふまえ、本研究の目的と研究方法について述べるとともに、本研究の位置づけを行った。

第II章では、母材、供試土の条件、締固め方法の違いが締固め曲線に及ぼす影響について、団粒の変化、粒径の大きさに着目した整理を行う。

1節では、種類の異なる粘性土および供試土の初期粒



図I—1 研究項目の関連図

径の違いが締固め曲線に及ぼす影響について明らかにする。また、砂、砂—粘性土混合土の締固め特性を検討し、大団粒、微細な団粒と締固め曲線のかかわりについて述べる。次に泥炭の締固めについて、その締固め特性を明らかにし、繊維の細分化と締固め曲線の関連を明らかにする。

2節では、締固め方法の違い（静的、動的締固め、繰返し、非繰返し法）について検討し、これらの方法の違いが団粒の挙動に与える影響について述べる。また、これらの団粒の挙動の違いが締固め曲線にいかんにか反映されるかを明らかにし、団粒の変化および荷重の載荷方法の違いの持つ意味を検討する。

3節では、団粒の構造に影響する理化学的要因として、有機物、イオン、温度、乾湿履歴について検討する。すなわち、これらの要因が団粒の性質およびその挙動にいかんにかかわるか、また、その結果が、土の物理性にいかんにか反映されるかを明らかにする。さらに締固め特性への影響についても検討する。

4節では、1節から3節までの結果に基づき、締固め曲線の基本形および図上での位置の変化について整理する。次に湿潤、乾燥過程における乾燥密度の増加および減少する理由について、団粒の挙動との対応で整理する。

第III章では、締固めにより変化した団粒の分析を行い、締固めにかかわる団粒を機能別に分類する。次にそれぞれのレベルの団粒の持つ意義を明らかにする。

1節では、締固めにかかわった団粒の分析方法について述べる。さらにいろいろな条件下で締固めた供試土の粒径の変化の傾向を明らかにする。

2節では、締固めにかかわる団粒の大きさについて検討し、それぞれのレベルの団粒の持つ意義について明らかにする。ここでは、第II章で明らかとなったいろいろな締固め曲線が得られる理由を、定性的解釈から定量的理解へ発展させることを試みる。

第IV章では、締固めの結果得られた供試体の理工学性について明らかにする。その際、団粒に着目した整理を行う。

1節では、保水性、透水性について述べる。あらかじめ粒度を調整した試料を用いた実験結果に基づき、団粒の大きさが保水性、間隙構造に及ぼす影響を明らかにする。次に透水性に主として影響を及ぼす粒径について検討し、その量的把握も行う。

2節では、締固め土の収縮、スレーキング、一軸強さ、

貫入抵抗、切断抵抗、粘弾性特性について検討する。

収縮挙動は供試土の初期団粒径に影響されるところが大きいと考えられるが、このような観点での整理を行う。また、繰返しによる団粒の微細化が収縮曲線に与える影響について明らかにする。さらに、地表面では土は風乾作用を受ける場合が多く、その際、生成される団粒は収縮挙動と深いかかわりを持つと考えられる。そこで挙動単位としての団粒について、収縮挙動との関連で検討する。

スレーキング特性については、団粒の連結性の問題について養生効果の観点から検討する。また、供試土の水分、粒度等、各条件の違いと締固めによる団粒の挙動とを対応させ、収縮特性に及ぼす微細な団粒の持つ意義を明らかにする。

一軸強さ(q_u)については、飽和系（最適含水比より高含水比側）、不飽和系（最適含水比より低含水比側）の q_u および応力—ひずみ曲線の違いから、締固めによる団粒の変化の傾向を検討する。微細な団粒の持つ意義をも明らかにする。

貫入抵抗については、土壤硬度(q_v)、コーン指数(q_c)、CBRについて締固め曲線との対応で、それぞれの強度特性について検討する。また、貫入体形状の違いの持つ意味について、団粒の挙動と対比し明らかにする。さらに、貫入強度とコンシステンシー特性のかかわりについても論じる。

切断抵抗については、締固めによって各レベルに変化した粒径の持つ意味について、粒子間の付着力に着目した整理を行う。

粘弾性特性については、粒径をあらかじめ調整した試料での実験結果から、クリープ特性に及ぼす各粒径の団粒の果たす役割について検討する。また、飽和系、不飽和系での団粒の挙動についても言及する。

次に遅延スペクトルの解析から団粒の果たす役割を論じる。さらに、荷重により粒径のほとんど変化しないと考えられる砂を用いた実験を行い、これと粘性土の挙動を対比することにより、団粒の変化がクリープ特性に与える影響について詳細な検討を行う。また、粘弾性定数の変化の傾向から団粒の挙動を推定することをも試みたが、その際、土はパーガースモデルとして解析できるといった仮定による。

第V章、1節では、地耐力と土層改良の問題を扱う。地耐力についてはCBR、 q_c 、 q_v について室内実験と現地実験との対比を行う。また、東北地方の特に裏日本の沖

積水田は軟弱であり、ほぼ飽和系の土壌状態と考えられるが、表層では練返しや気象の変化に伴う影響を受けることになる。それ故、このような観点での検討も行う。土層改良については、透水性、保水性について室内実験での結果の現地への適用およびその際の問題点の整理を行う。

2節では埋設パイプの問題を取り上げる。土中に埋設されたパイプの変形は、埋戻し土の締固めの程度によって左右される。この問題について、現場規模の室内実験を通して検討した。その際、支持層および支持角の持つ意味、上載荷重がパイプの変形に与える影響を明らかにする一方、団粒の挙動との対比のもとでこれを整理検討する。また、東北、北海道では特に泥炭地における基盤整備が問題となっているが、これを練返しに伴う繊維の細分化という観点で整理する。さらに、泥炭地におけるパイプ埋設の問題点を指摘し、パイプライン敷設の可能性を述べる。

第Ⅵ章は結びの章であり、本論文で明らかとなった成果についてまとめるとともに、今後解決さるべき問題点の整理を行う。

第Ⅱ章 土の締固め曲線の諸形態

締固め曲線にはいろいろな形がある。例えば、関東ロームの乾燥過程と湿潤過程の違い⁶⁷⁾や、低圧締固めに見られる下に凸形のもの⁶⁸⁾、また、締固め曲線の位置も乾燥密度(ρ_d)——含水比(w)の関係図上でさまざまに変化する⁶⁹⁾⁶⁹⁾⁷⁰⁾。このような変化については、ごく限られた条件の下での説明はなされているものの、一貫した整

理は十分とは言えない。

一方、クロボク土のような団粒構造の発達した土では、練返しや、締固め操作により団粒が著しく細粒化されることが明らかにされている²⁶⁾⁶⁵⁾。農地との関連では土の充填状態が保水性、透水性、通気性、地耐力を規制することになるが、そこでは気象条件は勿論、耕耘、転圧の繰返しにより団粒は常に変化し、さまざまな充填状態が得られ、それが水管理、農地の保全や作物に与える影響は大きい。

このように見てくると、土の締固めを考えると、団粒の挙動と締固め特性および充填状態とは密接に関連することは明らかなことである。一方、団粒は材料条件——例えば粘土鉱物や粒度の違い、物性条件——例えば温度、水分状態、塩類濃度、有機物含有量、力学条件——例えば全断面締固めか、部分断面締固めか、動的荷重によるか、静的荷重によるか等によって挙動を異にする。したがって、このような観点から団粒の性質、その変化の状況および締固め特性との関連を明らかにする。さらにこれらの結果に基づき、締固め曲線の基本形を整理し、密度の増加、減少過程にかかわる要因について述べる。

1節 材料の違いと締固め曲線

1 粘性土の締固め

1) 試料の物理性

表Ⅱ—1に供試土の物理性を示した。この4種類の土を中心にして、本研究の室内実験を行った。火山泥流は月山で採取したものであり、安山岩の風化したものであ

表Ⅱ—1. 実験に用いた供試土の物理性(母材)

試料	物理性	液性限界	塑性限界	真比重	自然含水比	風乾含水比
		LL(%)	PL(%)			
火山泥流 (月山)	生土	92.3	56.1	2.72	58.2	—
	風乾土	74.9	44.9			
褐色森林土 (鶴岡)	生土	139.6	62.1	2.71	79.3	—
	風乾土	118.3	53.5			
湖底土 (八郎)	生土	235.8	69.2	2.47	232.8	—
	風乾土	166.1	64.8			
火山灰土 (関東)	生土	143.1	72.1	2.73	113.2	—
	風乾土	114.8	64.8			

る。褐色森林土は、鶴岡 (狩川) で採取したもので頁岩の風化したものであり、粘土鉱物はカオリナイトである。湖底土とは八郎瀉のA-6圃場で採取したもので、粘土鉱物はモンモリロナイトである。また、この土は顕微鏡観察によると、珪藻が多く含まれていて、そのため真比重が小さな値を示す。火山灰土は宇都宮大学農場で採取したものである。いずれの試料も地表面下 70~150 cm の深さで採取したものであり、乾湿の影響をさほど受けているとは考えられない。

2) 母材の違い

図 II-1 には湿潤過程での締固め曲線を示した。最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) は、火山泥流 > 褐色森林土 > 火山灰土 > 湖底土の順になっている。締固め曲線は、供試土の粒度

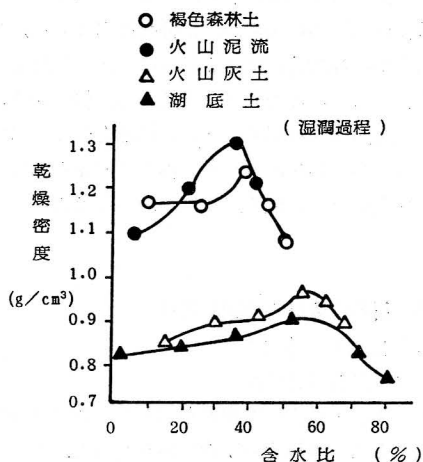


図 II-1 母材の違いが締固め曲線に及ぼす影響

組成⁷⁰⁾、コンシステンシー⁶⁾、試験開始時の乾燥状態等により左右されることは明らかなことであるが、注水によるスレーキングや、人為的な練返しを受ける場合には、これらの効果を十分考慮しなければならない。そこで図 II-1 の結果が得られる理由について団粒の物理性から検討する。

まずそれぞれの供試土の団粒の物理性について明らかにする。

表 II-2 に、自然状態、また、これを練返した後、風乾した試料の湿潤密度 (ρ_i) を示した。風乾状態での湿潤密度は各試料とも練返した試料が大きなものとなっている。これは練返しにより構造が破壊され、微細な粒子が生成されたため、脱水に伴う団粒の移動がスムーズになり、自然状態の場合よりは小さな間隙構造を持つようになったものと考えられる。

この結果は含水比の変化からも推察される。すなわち火山灰土で乾燥収縮後の風乾含水比が練返し土では 16.2%であったものを、4日間水浸膨潤させると 61.3%となった。また、自然土では 15.3%から 68.9%となり、水を含むことのできる間隙の量は、自然土の方が多いことが明らかである。両者の水浸後の体積の変化はさほど大きなものではなく 8~9%であった。

一方、湖底土、褐色森林土、火山泥流の水浸による変化については、土がスレーキングを起こすため検討できなかったが、詳細には後述するがスレーキングによる団粒の微細化は締固め特性を規制することになる。

表 II-3 には粒度調整試料での仮比重を示した。表 II-2 では水銀を用い体積を求めたが、ここでは団粒径が

表 II-2. 供試土の風乾、水浸による団粒の状態

土の種類	実験条件	含水比		風乾状態 湿潤密度 (g/cm³)	再飽和状態 湿潤密度 (g/cm³)
		風乾 (%)	水浸 (%)		
火山灰土 (関東)	ねり返し	16.2	61.3	1.257	1.594
	自然状態	15.3	68.9	1.130	1.531
湖底土 (八郎)	ねり返し	9.1	スレーキング	1.108	スレーキング
	自然状態	9.3	"	1.089	"
褐色森林土 (鶴岡)	ねり返し	9.0	"	1.915	"
	自然状態	9.0	"	1.836	"
火山泥流 (月山)	ねり返し	5.7	"	1.622	"
	自然状態	5.8	"	1.526	"

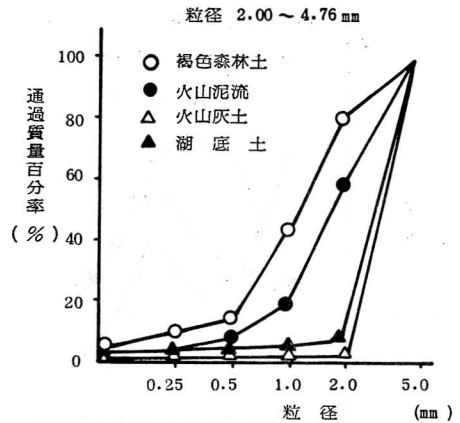
表Ⅱ-3. 母材, 粒径の違いと仮比重

試料	粒径 (mm)	仮比重 (g/cm ³)	含水比 (%)
湖底土 (八郎)	4.76~2.00	1.034	9.99
	1.19~0.84	1.043	
	0.42~0.25	1.061	
	0.074以下	1.005	
火山灰土 (関東ローム)	4.76~2.00	1.191	19.49
	1.19~0.84	1.172	
	0.42~0.25	1.338	
	0.074以下	1.410	
火山泥流 (月山)	4.76~2.00	1.435	5.79
	1.19~0.84	1.444	
	0.42~0.25	1.458	
	0.074以下	1.442	

小さいので、ケロシン法によった^{7D)}ケロシン法は団粒内の間隙をケロシンで置換し、一定量の団粒(4~1.5g)について仮比重を求めるものである。したがって団粒間のケロシンの除去の程度は団粒径が小さくなると問題となってくる

川口によれば、0.25 mm 以上の団粒の測定がなされている。本実験では参考のため、0.074 mm 以下の試料でも測定を行ったが、団粒間のケロシン除去には問題は残るものの実験に熟練してくると、ある程度の精度は得られるかも知れない。表Ⅱ-3によると粒度調整試料での仮比重の差はさほど明らかなものではないが、団粒径が大きなものは小さな値を示すという傾向と受け取れる。また、表Ⅱ-2との比較では、ケロシン法では、試料によっては仮比重は小さな値となったが、水銀法とはそれほど大きな違いはない。

次にスレーキング特性については図Ⅱ-2に示した。実験はあらかじめ2.00~4.76 mmに調整した試料(風乾土)を4.76, 2.00, 1.00, 0.50, 0.25, 0.074 mmの6段階のふるいを重ねた上に置き、振幅4 cm, 振動数17回/minで30分間水中でふるい分けた。結果を粒径加積曲線で示したが、褐色森林土がもっともスレーキングを起し易く、続いて火山泥流となっている。湖底土, 火山灰土はほとんどスレーキングしない。



図Ⅱ-2 母材の違いから見た団粒の耐水性

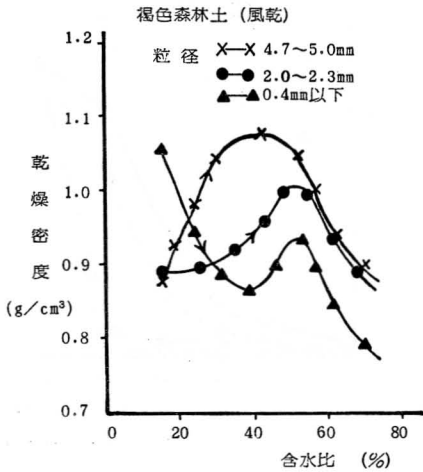
以上の結果から図Ⅱ-1の曲線を解釈すると次のようになる。

一般に団粒の仮比重の大きなものが同じ含水比では ρ_d が大きくなっている。しかし、褐色森林土と火山泥流を比較すると、最適含水比付近では後者の方の ρ_d が大きい。一方、スレーキングによる微細化は前者で著しい。これらのことから締固め曲線が逆転する理由は、注水により団粒が微細化したためと考えられる。

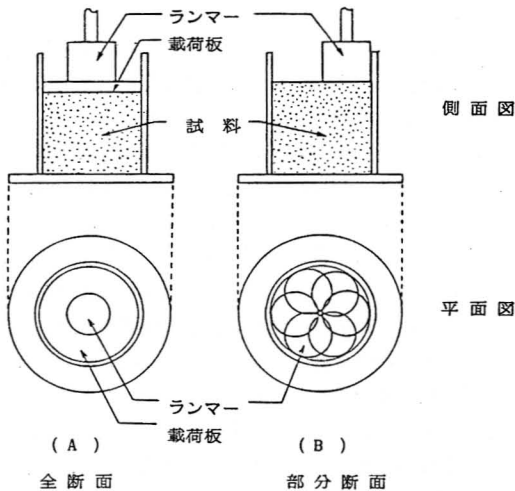
このように見てくると、締固め曲線を理解するにあたっては、団粒の形状は勿論、その物理性も重要なものとなってくる。団粒構造の発達した土で締固めを行う場合、最密充填が得られるには大団粒間は、いろいろな大きさの団粒で充たされなければならない。水と粒子との相互作用を考える時、粒径が小さくなれば粒子間に保持される水は多くなり、系全体の密度は低下する。したがって、高い密度の充填状態が得られるには大団粒が系の骨格を形成し、その粒子間の間隙を微細な団粒で満たす必要がある。また、微細な団粒は水との相互作用のもとで、大団粒の移動による系の骨格構造形成に役立つ。この意味で微細な団粒のコンシステンシー特性とも締固め曲線は関連を持つ。

3) 粒径の違い

供試土の粒径を、あらかじめ三段階に調整した試料で得た締固め曲線を図Ⅱ-3に示した。実験は湿潤過程で行ったものであり、締固め方法は突固め法で、しかも全断面締固めによった。全断面締固めとは図Ⅱ-4に示したように、モールド直径とほぼ同じ径を持つ載荷板を介して、ランマーあるいはジャッキで締固める場合を言う。これに対し部分断面締固めという用語を用いるが、これ



図Ⅱ-3 初期粒径の違いから見た締固め曲線



図Ⅱ-4 全断面，部分断面締固めの説明図

は JIS の方法のようにモールド直径より小さな突き棒で締固める場合に使用する。

図Ⅱ-3 から、初期団粒径の大きいものでは、最適含水比 (w_{opt}) における ρ_{dmax} は大きいという傾向が得られた。しかし 0.4 mm 以下の試料では、試験開始時の水分状態（この場合は風乾含水比）では逆に ρ_d は大きくなっている。このように締固め曲線は試料の初期粒径の影響を受けるといことは明らかであるが、この現象を検討すべく次のような実験を行った。

団粒の挙動に着目し、締固め機構を明らかにするためクリープ試験を行い、遅延時間の分布関数（遅延スペクトル）を求めた。土を締固める際に、団粒は荷重の大き

さおよび時間とともに変化していることを予想することは困難なことではないが、これを直接測定することは容易なことではない。すなわち、それを直接取り出すという行為が、力学的挙動にかかわった粒子を変化させるであろうことが十分予想されるからである。これを間接的に知る手段の一つとして遅延スペクトルによる解法がある。遅延スペクトルはモデルとして無数のフォークト要素を想定するもので、直接には力学的挙動にかかわった単位とつながるものではないが、外力を受けた供試体のひずみを、有限の要素のひずみを重ね合せたと考える点で、力学的挙動にかかわった粒子と同じ思想に立つものである⁶¹⁾。したがって、個々の要素の遅延時間が、どのような分布となっているかを表わすスペクトルにおいて、各要素を力学的挙動にかかわった粒子の大きさと読みかえることが許されるのではないかと考える。

遅延スペクトルは次のようにして求められる⁷²⁾。定荷重 p_0 におけるフォークト要素のひずみ ϵ は

$$\epsilon = \frac{p_0}{G} (1 - e^{-t/\tau_K}) \dots\dots\dots (II-1)$$

ここで遅延時間 τ_K は

$$\tau_K = \frac{\eta}{G} \dots\dots\dots (II-2)$$

また η : 粘性率, G : 弾性率, t : 時間である。クリープ曲線から遅延時間の分布関数 $\phi(\tau_K)$ を求めるには

$$\epsilon = P_0 \int_0^{\infty} \phi(\tau_K) (1 - e^{-t/\tau_K}) d\tau_K \dots\dots\dots (II-3)$$

コンプライアンス J^0 は

$$J^0 = \frac{\epsilon}{p_0} \dots\dots\dots (II-4)$$

$$\frac{dJ^0}{dt} = \phi(\tau)$$

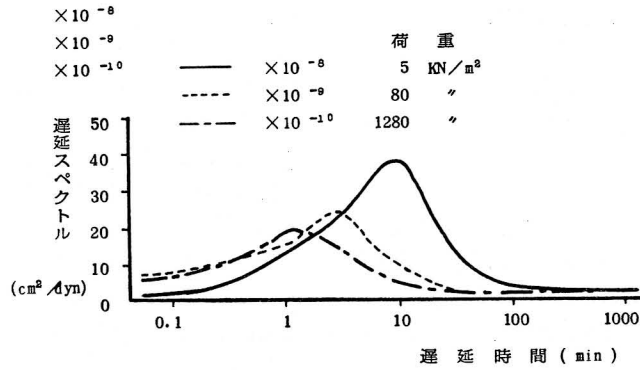
あるいは

$$\frac{d(\log_{10} t)}{dJ^0} = \phi_L(\log_{10} \tau) \dots\dots\dots (II-5)$$

となる。

図Ⅱ-5 に火山泥流の遅延スペクトルを示した。外力が 5 KN/m^2 から $1,280 \text{ KN/m}^2$ に増大するにつれて、遅延時間が短時間側に移行し、また、スペクトルの山の高さが低くなっている。これは荷重が大きくなると試料の密度が増し、団粒の微細化が進んだものと考えられる。すなわち、大粒径の団粒が破碎されて小粒径になったために、外力に対しスムーズにその位置を変えることができ、その結果遅延時間の分布も短時間側に移行したものと解釈される。

また、荷重の増加過程での遅延時間の変化については



図Ⅱ-5 粘性土の遅延時間

表Ⅱ-4. 団粒の変化が遅延時間におよぼす影響

荷重 KN/m ² \ 試料	遅延時間 (min)	
	NaCl 0.1N	無添加
0.05 × 10 ²	7	10
0.2	4	8
0.8	2	3
3.2	1	2
12.8	0.5	1.5

表Ⅱ-4に示した。これによると、荷重が増大するにつれて遅延時間が短くなっていくことは明らかである。0.1 NのNaClを添加した分散系の試料では、無添加の試料に比し、遅延時間は短くなっている。これは団粒の微細化により遅延時間が短くなったためと考えられる。このようにみえてくると、遅延時間の変化から団粒の挙動

を推定することはある程度可能であろう。

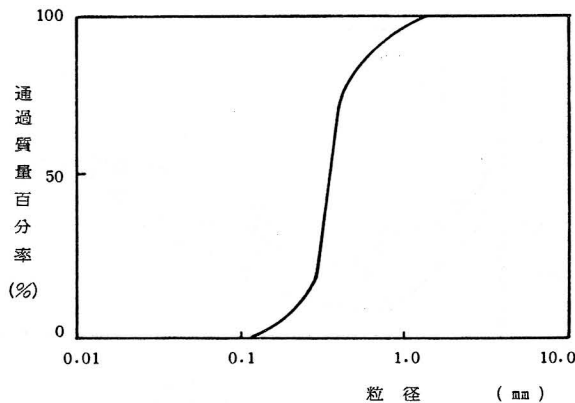
今、締固まっていく過程を団粒の移動と微細化の過程とみなすと、図Ⅱ-3で得られた締固め曲線の低水分領域での特徴は次のようにも解釈できる。

締固め前に、既に粒径が小さくなっているということは、締固めのエネルギーがそれだけ試料の密度を高めるのに使用される効率が良いということになる。しかし、注水により団粒は新たな大団粒を作ったり、スレーキング現象により微細化されたりするので、この現象は風乾状態に近い低水分領域に主として見られるものである。

また、供試土の初期団粒径の大きいものがより高い ρ_{max} を持つが、この理由の基本となるものは、粒度の

表Ⅱ-5. 供試砂の物理性

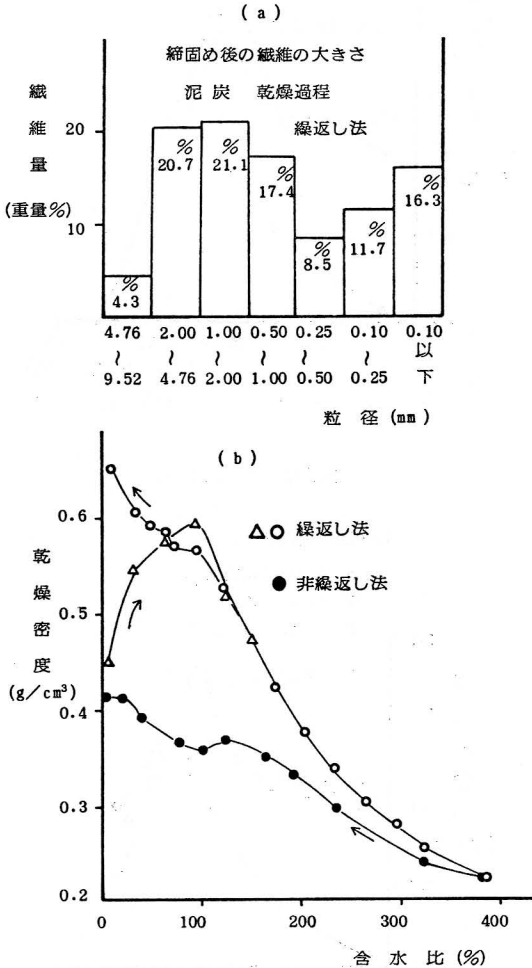
採取地	自然含水比 (%)	比重	pH	有機物含有量 (%)
広岡新田	8	2.64	5.8	0



図Ⅱ-6 広岡新田砂の粒径加積曲線

表II-6. 供試泥炭の物理性

採取地	深さ (cm)	比重	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	間隙比 e	分解度 H (%)	強熱減量 L_i (%)
水沢	80~120	1.84	0.153	10.63	85.6	67.5



図II-12 繰返し、非繰返し法による泥炭の縮固め曲線の対比と繊維の細分化

め曲線を示した。図(a)は縮固め後の挙動単位としての繊維の分布である。乾燥過程の場合、実験開始時の試料は、5 cm×5 cm×5 cm のブロックで行った。縮固め方法は呼び名 1.1(a)法によった。また、図(b)は、湿潤過程、乾燥過程、繰返し法、非繰返し法による泥炭の縮固め曲線である。

図(a)で明らかなように、挙動単位の縮固めに伴う細

分化が著しい。しかし、非繰返し法では長大な植物繊維がふるい上に多く残留し、ふるい分けの意味が無いと判断されたので、ふるい分けは行わなかった。乾燥過程における密度の増加の理由は、乾燥に伴っての挙動単位の仮比重の増加³⁵⁾もさることながら、泥炭繊維の細分化も主たる要因であることは明らかであろう。すなわち、非繰返し法と、繰返し法の比較で後者の方が挙動単位は小さなものであることは明らかである。

図(b)で、△印は 4.76 mm 以下にふるい分けた試料で得た縮固め曲線であるが、これによると w_{opt} , ρ_{dmax} の存在が明らかで、縮固めのメカニズムは鈹質土と類似の解釈ができよう。

4 粘性土、砂、泥炭の縮固めの比較

湿潤過程における粘性土の縮固めの基本的な特徴をまとめると次のようになる。

- 1) 供試土の団粒の密度が大きなものほど ρ_{dmax} が大きくなる。
- 2) 供試土の最大粒径が大きく、その量が多いものが ρ_{dmax} は大きくなる。
- 3) 粉体あるいは粒状体としての性質を示す低水分状態では、粒径が小さい試料の方が ρ_d は大きくなる。
- 4) 含水比が大きくなると、スレーキングを起こし易い試料では、注水による団粒の微細化が起こり ρ_{dmax} は小さな値となる。
- 5) 図II-3で見られたように、供試土の粒径が小さい場合、縮固め曲線は不飽和系で下に凸形の部分が認められる。

一方、乾燥過程の縮固めで、火山灰土のように団粒構造の発達している土では、縮固め曲線には最適含水比は見られず、含水比の減少に伴って ρ_d は増加の一途をたどる。この現象の説明は過剰水分、水の潤滑作用、団粒の乾燥収縮および団粒の破砕によるとされている⁷⁴⁾。

以上のことから、供試土の団粒の形状およびその性質が縮固め曲線を理解する上で重要であることは明らかである。特に粘性土では縮固め荷重との対応で、団粒の変化の程度の把握が必要となる。

砂、砂—粘性土混合土の縮固めでは

- 1) 砂の締固め曲線は一般に下に凸形となる。
- 2) 細砂の混入量が多くなると、下に凸形の締固め曲線の谷部は深くなる。
- 3) 砂——粘性土の混合土では、粘性土が10%程度混入されると、締固め曲線は上に凸形となる。このような形状の曲線が得られるには、粘性土の混合割合は、粗粒子（砂、礫）の大きさによって左右される。

泥炭の締固めでは

1) 乾燥過程の締固めでは、最適含水比の存在は認められないが、非繰返し、繰返し法の比較では、繰返し法の場合が ρ_d は著しく大きい。

2) 4.76 mm 以下の試料（繰返し法）で、湿潤過程の場合は、最適含水比が認められる。

以上、三種類の試料での締固め曲線を比較すると、曲線が上に凸形を示すには 0.074 mm 以下の微細な粒径が 10~20%以上必要であることが指摘される。さらに団粒および挙動単位の破碎、大粒子（団粒をも含む）の存在が締固め曲線を理解する上では重要な要因となるものといえる。すなわち、締固め曲線は基本的には供試試料の水分状態、形状、粒度、粒子および団粒の物理性に左右

されるものであり、材料の違いはこれらの諸因子に影響を及ぼすことになる。

2節 締固め方法の違いと締固め曲線²⁷⁾

締固め方法には、動的、静的、振動締固め、または、繰返し、非繰返し法、全断面、部分断面締固め等さまざまな方法がある。ここではこれらの違いが締固め曲線にどのように反映されるかを整理し、それらの違いが得られる理由を検討する。

1 動的締固め

1) 繰返し法、非繰返し法

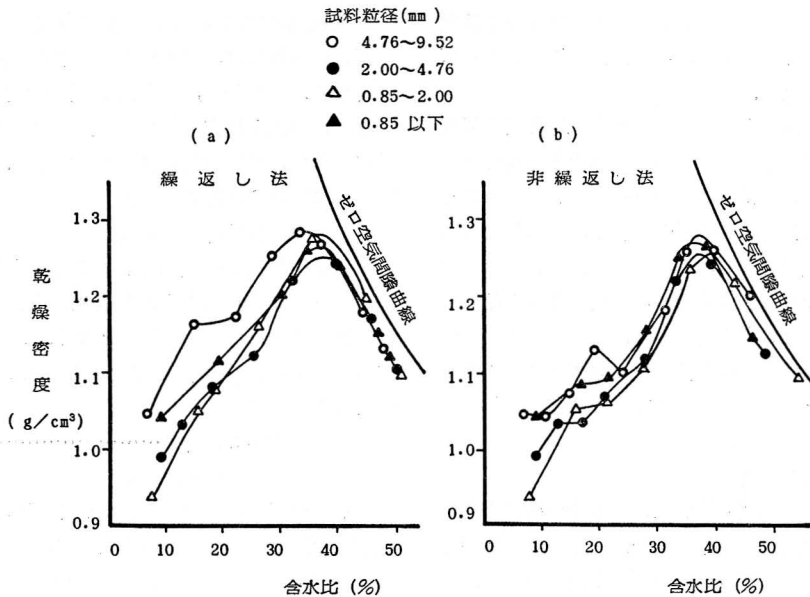
図Ⅱ—13には、繰返し法、非繰返し法による締固め曲線を示した。繰返し法の 4.76~9.52 mm の試料では密度の差は認められるが、その他の試料ではそれほど大きな違いは見られない。図Ⅱ—14は、図Ⅱ—13の関係を明らかにすべく整理しなおした。ここで用いた締固め方法は部分断面締固めであるので、繰返しによりある程度の粒子破壊が生じ、粒径の均等化が行われていると考えられるが、それでも繰返し法による方が、最適含水比より乾燥側の水分状態では、乾燥密度の大きい状態が得られる。

火山泥流（風乾）

モールド直径：10 cm

荷重：ランマー

（部分断面締固め）（湿潤過程）



図Ⅱ—13 繰返し法、非繰返し法による締固め曲線の比較

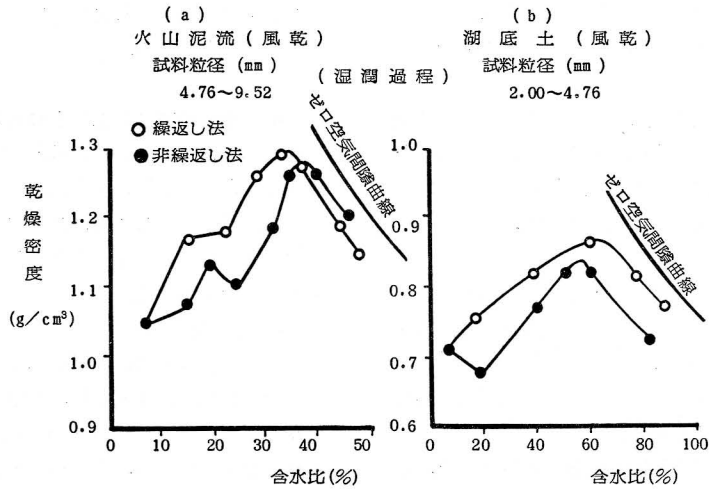


図 II-14 練返しの違いが締固め曲線に及ぼす影響

この傾向は全断面締固めにおいても認められ、一般的傾向といえる。その理由は、練返し法での練返しによる試料の微細化がその基本であろうが⁷⁾、さらに理解を深めるためには、団粒の力学的挙動または物理性についての整理が必要となろう。

火山泥流の場合、最適含水比より高含水比側での差はそれほど顕著ではなく、挙動単位としての団粒はほぼ同じ粒度の範囲内にあるものと考えられる。これより低含水比側では、練返し法で得られた新たな団粒は、締固め荷重に対し、非練返し法で用いる試料よりは変形や降状を起しやすいためと思われ、それだけ充填がスムーズに行われることになる。

湖底土の場合、最適含水比よりも低含水比側での解釈は、火山泥流の場合と同じであるが、高含水比側では異なる。湖底土は、注水によるスレーキングを起しにくい土であり、そのため新鮮試料の場合は、注水しても団粒内には封入空気が存在し、しかも粒子間にはその移動に必要な水分が十分存在するため、団粒の破壊もそれほど著しいものではないと考えられる。したがって、団粒内の封入空気の量は非練返し法で得た締固め状態の方が多くなり、ゼロ空気間隙曲線から離れた曲線が得られる。

2) 練返しの影響

練返し法、非練返し法の違いは、供試土の処理方法から見ると練返しの違いに他ならない。一方、静的締固めと動的締固めの本質的な違いも練返しの問題である。部分断面と全断面締固めでも同じことがいえる。図 II-15

(a)は衝撃的荷重による全断面締固めの場合で、しかも供試土の粒径はそれぞれ異なる。また、(b)図は、同様に粒径を違えた試料でのランマーによる部分断面締固めの結果である。全断面締固めに比し、部分断面締固めの ρ_{amax} が大きくなっている。ランマーの落下回数と同じでも(a)図と(b)図とでは単位面積当りの衝撃力や練返しの程度も異なり、このような結果が得られる。全断面締固めでは、締固め曲線にはそれぞれの試料で明らかでない違いがみられる。この理由については前述した。部分断面締固めでは w_{opt} から湿潤側での違いはみられないが、乾燥側では、含水比が減少するに従いその差が大きくなる。すなわち、注水により団粒の降伏値が低下し、また、練返し操作も加わって同一レベルの粒度に近づいて、締固め曲線は一致してくる。

2 静的締固め

1) 静的締固め曲線

図 II-16に静荷重による全断面締固めの乾燥密度(ρ_d)—圧縮荷重(p)の関係を示したが、全断面締固めは基本的には一次元圧縮となる。ジャッキによる全断面締固めにおける ρ_d と p との間には、限られた範囲内では近似的に

$$\log p = a + b \rho_d \dots\dots\dots (II-7)$$

a, b は定数

という関係が明らかにされているが⁸⁾、荷重が小さな領域では図 II-16で明らかのように、緩勾配の部分が見られる(第一段階)。これは土とモールド内壁との摩擦、土粒子の移動の容易さ、または団粒の降伏値の問題と考え

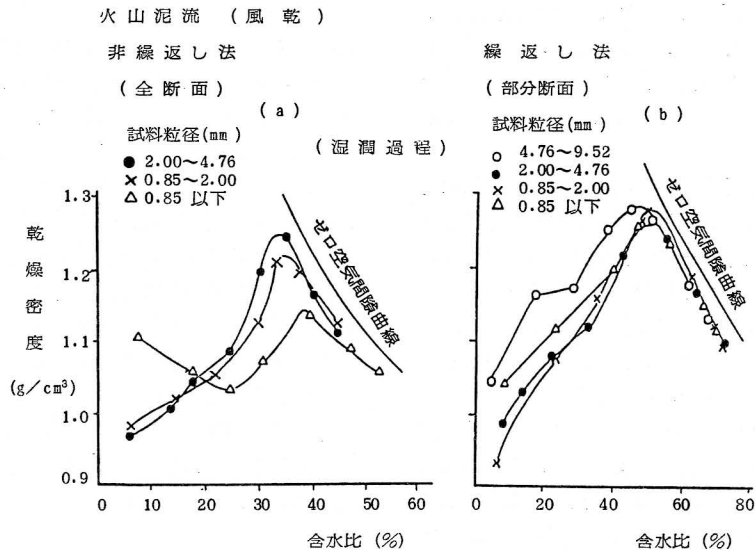


図 II—15 締固め方法の違いが締固め曲線に及ぼす影響

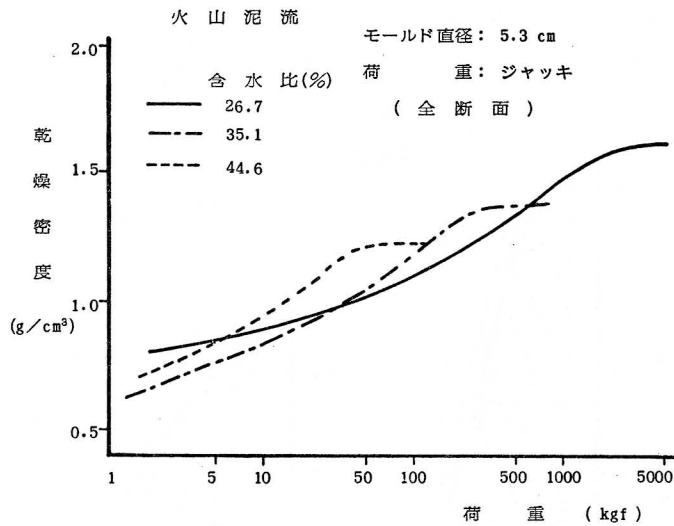


図 II—16 静的締固めにおける乾燥密度—荷重の関係

られる。すなわち、荷重が小さい場合、モールド壁面の摩擦が働いて、荷重の増加に伴う試料の圧縮量は小さなものとなる。また、低水分状態では粒子間の摩擦抵抗も大きく、 $\rho_d - \log p$ の関係は緩勾配となる。さらに団粒は低水分状態では降状値も大きく、特に風乾含水比近くで最大値を持つ⁶²⁾。団粒構造の発達した土で、大団粒が試供体の骨格の主な部分を担うとすれば、締固め荷重が小さければこれに十分抵抗し得るものと考えられる。こ

のような場合にも、 $\rho_d - \log p$ の関係は緩勾配となる。また、この領域より荷重が大きくなると、団粒の降伏も著しくなり、壁面摩擦の影響も荷重の大きさに比し、それほど大きなものとは考えられない領域に入る。このような場合には、 $\rho_d - \log p$ の関係は、第一段階より急勾配となる(第二段階)。さらに荷重が増加し、試料の圧縮が進み、飽和状態に近づくと、荷重の増加に比し、密度がほとんど増えない領域が現われる(第三段階)。図

II-16で、含水比が26.7%と35.1%の線は図上で交差しているが、これは含水比が高い場合には第二段階が早く現われること、また、26.7%の試料は交点付近では第一段階の挙動であり、緩勾配の曲線となっているためである。

実際に、このような関係図から締固め曲線を得るには、さらに多くの含水比の異なる試料での実験が必要となる。静的締固めの場合 $\rho_d - \log p$ の関係から簡単にいろいろな締固め荷重に対する締固め曲線を得ることができ、この意味で施工管理の面で利用が期待される。

静的荷重による締固めで得られた褐色森林土の締固め曲線は図II-17のようになる。このように静的荷重による湿潤過程の締固めで、上に凹部を持つ締固め曲線が得られるには、第一段階の現象が必要であり、さらには注水による微小団粒の粗粒化の影響も考えられる。すなわち、粗粒化した団粒が締固め荷重によってそれほど降伏しない場合には、疎充填状態が得られる。

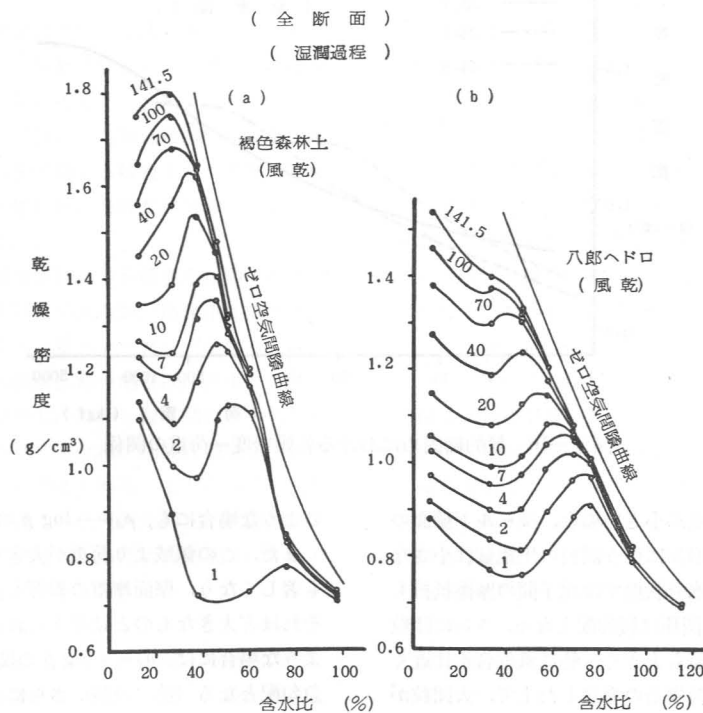
図II-18は、締固め前の試料が注水によりどのような再団粒化傾向を持つかを示したものである。含水比が33.0%まではそれほど顕著な再団粒化傾向は見られない。

呼び名1.1(a)法による火山泥流の締固めの場合、 w_{opt} は約37%であるので、この点を境に再団粒化現象は著しく異なる。 w_{opt} 以下の水分状態で粒子間の連結力は主に、結合水、半結合水が主たる要因と考えられ、高水分状態では、自由水が粒子間の連結力を担うものと考えられる。したがって、注水により再結合した団粒の降伏値にも、 w_{opt} を境に明らかな差があるものと考えられる。

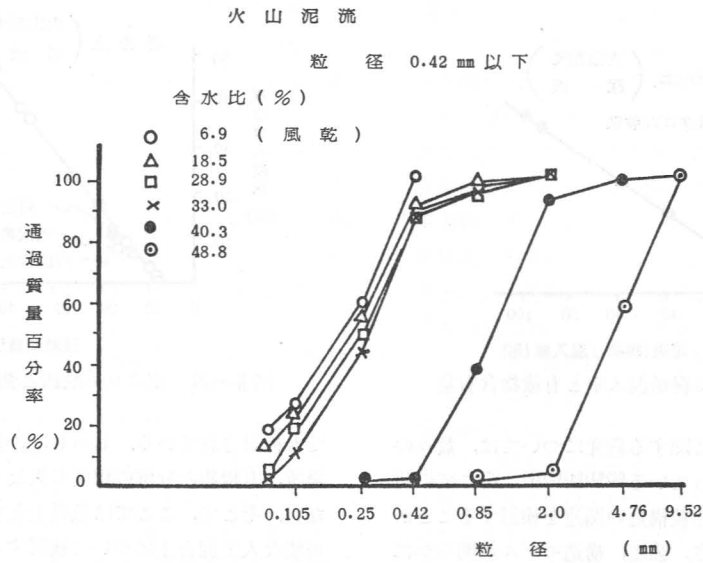
3 動的締固め、静的締固めの比較

同じ全断面締固めでも、荷重の違いによる静的締固めと、ランマーによる動的締固めがある。動的締固めでも全断面締固めでは締固め機構の解釈は静的締固めに準じて行うことができる。ランマーの落下回数を変えて行った $\rho_d - \log p$ (落下回数) の図から得た締固め曲線を図II-19に示した(点線)。また静的締固め曲線は比較のため、ほぼ同じ ρ_{dmax} が得られるものについて実線で示した。

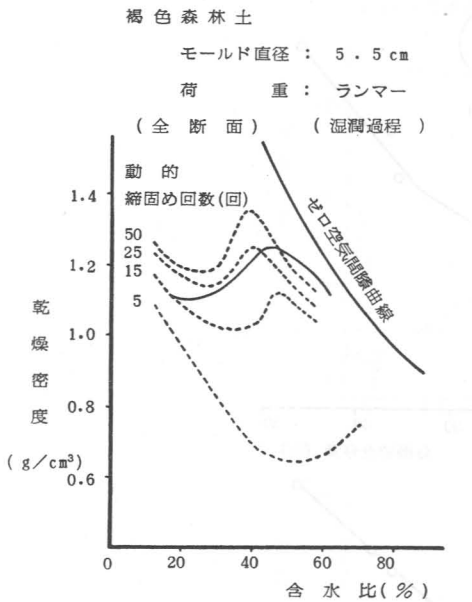
両者の曲線の形は同じ傾向とみなされる。しかし、動的締固め曲線は静的締固め曲線に比し、ゼロ空気間隙曲線に沿う領域で、空隙の量が多いこと、最適含水比が低含水比側にずれていること、さらに最適含水比より低含



図II-17 圧縮荷重をかえた静的締固め曲線
注) 図中の数字は締固め荷重 単位: $\times 10^2$ KN/m²



図Ⅱ—18 注水による団粒化現象



図Ⅱ—19 全断面動的荷重による締固め曲線
注) 図中での実線は落下回数25回に相当する ρ_{dmax} を持つ静的締固め曲線

水比側では、高い密度となっているという特徴が見られる。これらの違いが得られる理由は、荷重条件の差から来るものと考えられる。すなわち、衝撃的な荷重では、ジャッキによる連続的の荷重載荷とは異なり瞬間的なもの

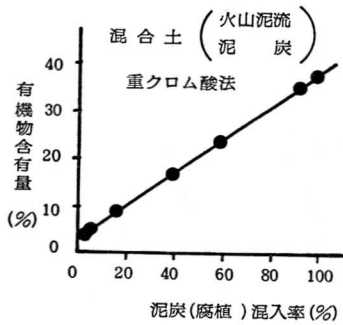
である。瞬間的な荷重は高水分状態ではもちつきのような状況となり、供試体の中に封入された空気を開放するのは容易ではないが、硬い粒子を破壊するには都合が良い。したがって、低水分状態ではランマーによる締固めの方が、ジャッキによる場合より供試土の微細化が激しく、同一含水比と比較すると ρ_d は大きくなる。

一方高水分状態では封入空気量の違いもあり、ジャッキによる締固めの方が ρ_d は大きくなる。このため結局衝撃的な荷重で得た締固め曲線の最適含水比は静的荷重によるものよりは低含水比側に移行することになる。

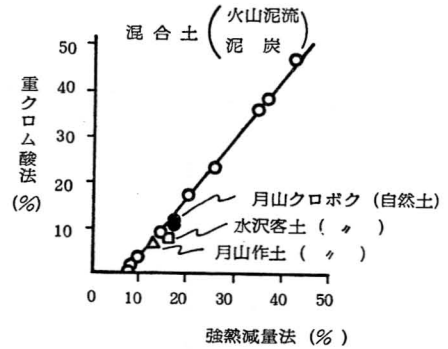
3節 理化学的要因の違いと締固め曲線

土は、地表面では環境の変化や人為的操作により、いろいろな影響を受ける。例えば、温度変化、乾燥、湿潤の繰返し作用、化学肥料や堆肥の投与によるイオンおよび有機物の作用、さらには微生物の作用を受けることになる。そして、これらの理化学的な作用により、土はその形状や構造を変化させる。その結果、このような土を対象として構造物を作る場合は勿論、耕地においても、透水性、保水性、通気性、地耐力等と直接かかわるさまざまな充填状態が得られることになる。そこで、本節では団粒の破碎と生成にかかわる要因について検討する一方、団粒の性質の違いが締固め曲線に与える影響について明らかにする。

1 有機物



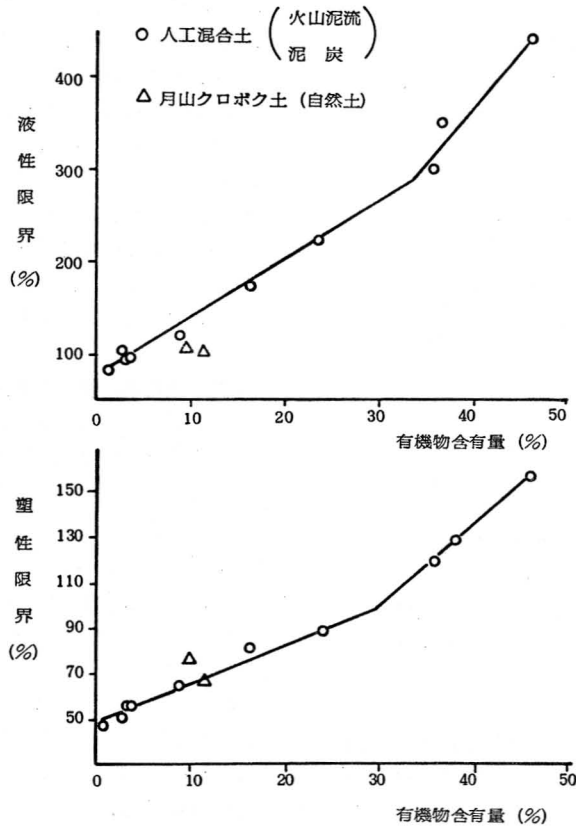
図Ⅱ-20 供試土の腐植混入率と有機物含有量



図Ⅱ-21 重クロム酸法と強熱減量法の比較

自然土で、有機質土に関する研究については、数々の研究成果が明らかにされている⁶²⁾⁶³⁾⁶⁴⁾⁶⁵⁾⁷⁵⁾。そこでの研究の目的は、有機物と団粒構造の関連を検討することが主であり、団粒の大きさ、強度、構造モデルが明らかにされている。一方、保水性、透水性、締め特性につい

ても検討されている。しかし、これらの自然土は、採取場所、有機物の分解の程度も異なり、単純な比較はできない。そこで、ここでは鈣質土と有機物の混合率を調整可能な人工混合土について検討する。この問題は、泥炭地への容土や畑地への堆肥の投入との関連で重要なこと



図Ⅱ-22 有機物含有量とアッターベルク限界(生土)

と考えられる。しかし、自然の条件の下で生成された有機質土の特性とは必ずしも一致するものではないが、有機物含有量と土の理工学性の関連を知る上では有効である。

1) 試料の物理性

i) 供試土

鈹質土としては、火山泥流（月山土）を用いた。採取深さは90~110 cmで、自然含水比は55~59%であった。これを自然含水比で4.76 mmのふるいで選別し、通過分を混入土とした。

有機物としては、水沢地区の低位泥炭を用いた。採取時の含水比は530—570%であった。試料の作成は、自然含水比の泥炭を脱塩水中でときほぐし、2 mmのふるいを通し濃縮（ $w=550\%$ まで）したものを月山土と混合した。したがって、試料の混合は生土での混合となる。

図II-20に有機物の混入率と有機物含有量（重クロム酸法）の関係を示した。混入率は炉乾燥重量で、泥炭／

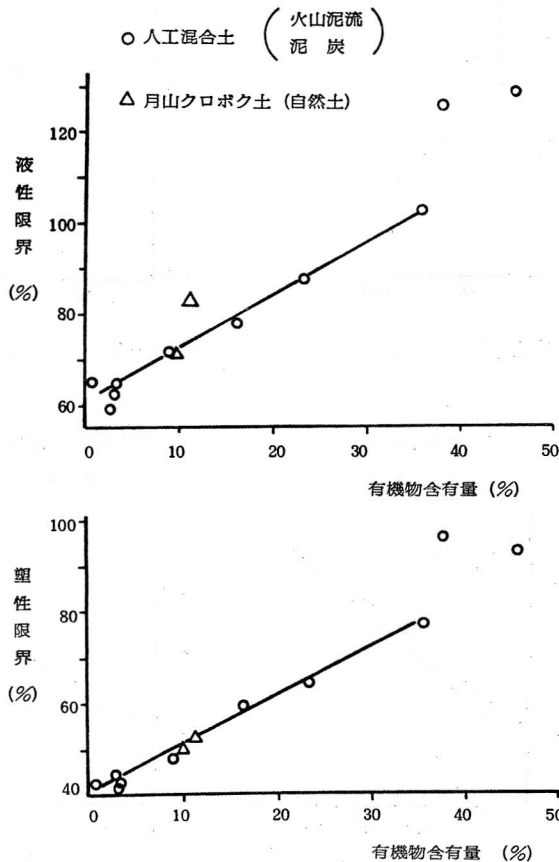
（鈹質土+泥炭）とし、百分率で示した。

ii) 有機物含有量

有機物が団粒に与える影響について明らかにするために先だち、有機物含有量の測定法について検討する。図II-21に重クロム酸法と強熱減量法による有機物含有量の関係を示した。両測定法の間には明らかな相関が見られた。本実験に用いた供試土は、母材の条件が同じなので、非常に良い相関がみられる。また、月山表層土で黒色の自然土、月山開畑地作土（堆肥投入）、泥炭地の客土についても示したが、ほぼ同じ関係となる。

iii) 液性限界、塑性限界

図II-22に生土について、図II-23に風乾土の液性、塑性限界を示した。ところで、こうした人工混合土では条件を比較的そろえ得るという利点があるが、有機物の分解の程度や乾湿の影響の差など、異なる条件が考えられる自然界で生成された土壌では、これと同様な結果が得られるという保証はない。自然土（生土）では有機物



図II-23 有機物含有量とアッターベルグ限界(風乾土)

含有量と LL, PL の間には乾燥前歴の問題もあり、一定の傾向は得られないという指摘もみられる⁷⁵⁾。

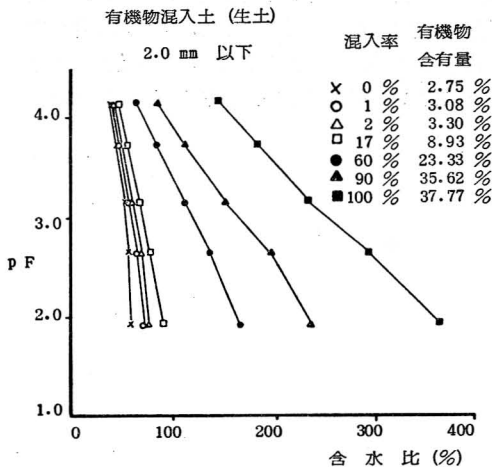
人工混合土では有機物含有量30%近辺までは比較のスムーズな直線関係が認められる。また、それ以後では、有機物含有量の LL, PL に与える影響が強調されるようである。すなわち、この領域では月山土の混入量も少なく、自然状態で生成された有機質の特性が卓越したためと考えられる。また、風乾土で有機物含有量の少ない部分では、LL の急激な減少が見られたが、PL では測点のばらつきもあり、顕著な差は見られない。有機物含有量の多い部分では、通常の練返し法では N, P となり、LL, PL を得るためには十分な練返しが必要であり、このような実験操作上の問題もあって、風乾土で高い有機物含

有量の領域では測点にばらつきが見られる。

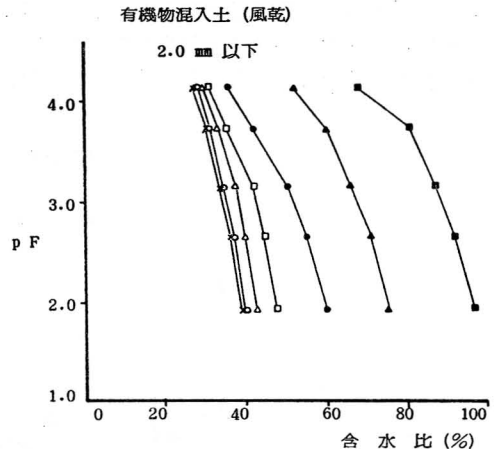
このように見てくると、風乾された有機物は基本的には疎水の性質を有し、水に対しても安定な構造を持ち、しかも団粒そのものの強度も強いものと考えられる。図中で△印は月山原野表層の黒色の有機物の多い自然土であるが、人工混合土との明らかな差は認められない。図Ⅱ-24, 25には生土、風乾土の pF-水分曲線を示した。有機物の含有量が多くなるほど保水性は良くなっている。

iv) 収縮特性

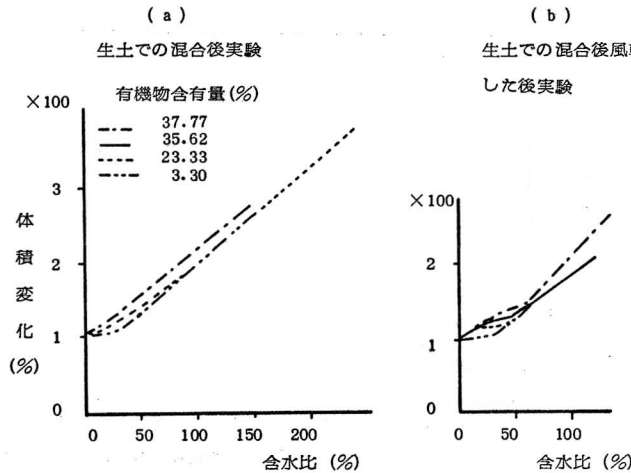
図Ⅱ-26に収縮曲線を示した。生土の場合、有機物含有量の多い試料では、正規収縮から残留収縮への変化がはっきりしない。しかし、風乾土ではその差は明らかで



図Ⅱ-24 有機物の混入率と pF-水分曲線



図Ⅱ-25 有機物の混入率と pF-水分曲線



図Ⅱ-26 有機物含有量の違いと収縮特性

あり、有機物含有量の多い試料では、正規収縮曲線から離れる点で上に凸形という傾向が見られる。風乾土の場合、土壌の団粒化が考えられ、これに注水するとスレーキングを起こさない試料では当然団粒自身の膨潤が起こる。したがって、脱水とともに正規収縮をしてきた土は、次の段階では主に団粒内の空隙から脱水が徐々に起こり、水で満されていた空隙は空気と入れ代わる。

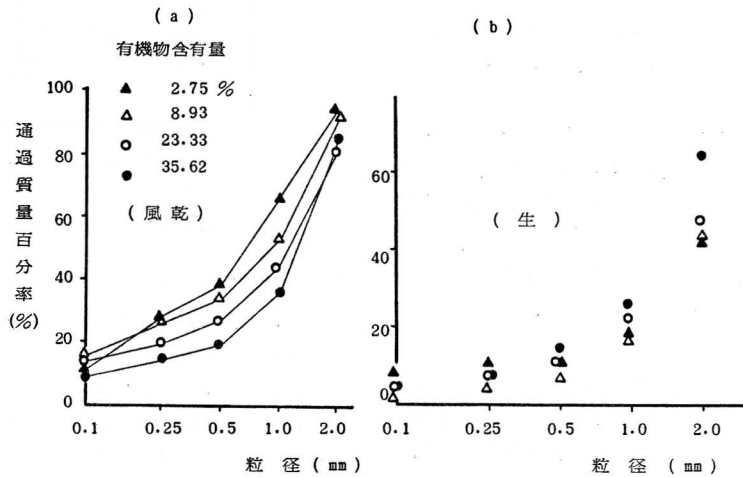
さらに脱水が進むと団粒自身の収縮により、供試体全体に比較的顕著な収縮が起こるものと考えられる。生土でしかも十分に練返された試料では、風乾土の団粒のような比較的硬い構造は考えられない。したがって、団粒

間の空隙水が空気と入れ代る段階や団粒自身の収縮はそれほど考えられず、風乾土に比し低水分領域まで正規収縮に近い挙動が見られる。

v) 耐水性団粒について

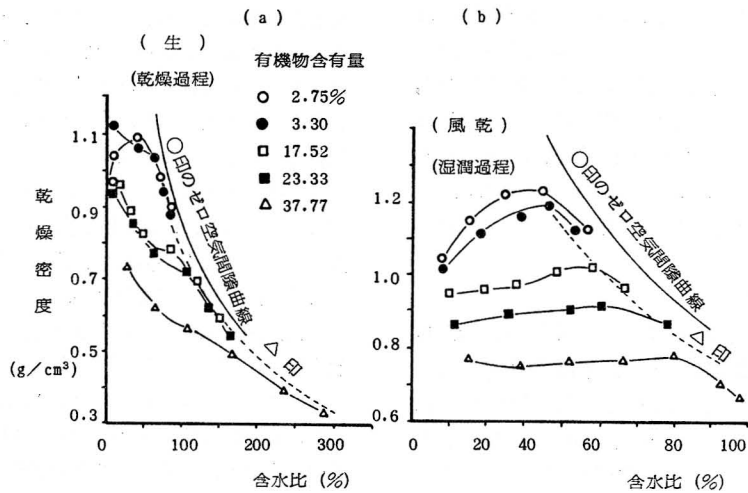
図Ⅱ-27 (a), (b) は有機物の含有量と耐水性団粒試験による団粒の安定性について検討したものである。風乾土では有機物が多くなるほど、団粒は水に対して安定になるといえる。しかし、生土ではその差は明らかではなかった。生土と風乾土では、生土の方がスレーキングによる団粒の微細化は少ない。

2) 締めめ曲線



図Ⅱ-27 有機物含有量が団粒の耐水性におよぼす影響

繰返し法



図Ⅱ-28 有機物含有量の違いによる締めめ曲線の対比

呼び名 1.1(a)法で行った有機物混合土の締固め曲線を図Ⅱ—28(a), (b)に示した。乾燥過程ではピークの見られない曲線となる。これは先に指摘したように、団粒の微細化および乾燥に伴う団粒自体の密度の増加のため、締固め土の密度は増加の一途をたどるものと解釈できる。

また、湿潤過程の場合は、有機物含有量の多い■印や△印の試料では、砂にみられるような挙動を、最適含水比より乾燥側で示す。この現象は団粒を砂粒子に置きかえたと理解しやすい。すなわち、一旦風乾作用を受けた有機物含有量の多い団粒は、水に対しても安定であり、さらに締固め荷重に耐え得る程度の降伏値を有するとすれば、締固め操作による粒子の微細化もそれほど考えられず、砂と類似の締固め曲線が得られたものと解釈できる。

風乾土におけるコンシステンシー試験で有機物含有量の多い混合土は、十分練返さない場合は N. P となる。このことから有機物含有量の多い混合土は、風乾された場合、疎水的な性質を示す一方、締固め曲線で ρ_d の低下や w_{opt} が大きくなることは水を含み得る多孔質構造を有する団粒であることが明らかである。

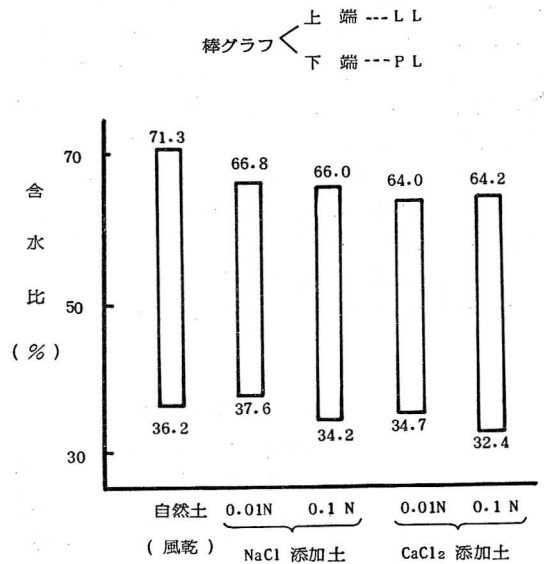
2 イオン

土—水系において特に重要なのは交換性陽イオンであろう。これは粘土粒子表面の負の電荷とつり合いを保つため間隙水中に存在し、その水膜厚さに影響を及ぼす。粒子間には拡散イオン層が存在し、その間隙水中でイオンの原子価あるいは塩濃度のいずれかが増加すれば、拡散イオン層は減少すると考えられている⁷⁶⁾。すなわち、塩の濃度差により系は分散状態になったり凝集状態になったりする。例えば、ペントナイトに Na を添加した試料での沈降現象で、添加濃度と分散、凝集特性の間には、0.5 mol 以上の濃度では凝集沈降、0.25 mol 以下になると綿毛化構造を形成し、0.05 mol 以下の濃度では分散状態となるとの報告⁷⁷⁾がある。ここではイオンを添加し、団粒構造を変化させた試料を用い、締固めに及ぼす団粒の影響を検討する。

1) 試物の物理性

試料の作製方法は、風乾土 10 kg を 4.76 mm のふるいを通し、それを各濃度に調整した溶液 30 l の中に 4 日間浸した。これを取り出して風乾させ、4.76 mm または 0.42 mm のふるいでふるい分け、締固め試験、物理試験に用いた。LL, PL については図Ⅱ—29に示した。棒グラフの上端が LL であるが、風乾土は LL=71.3%

試料：火山泥流



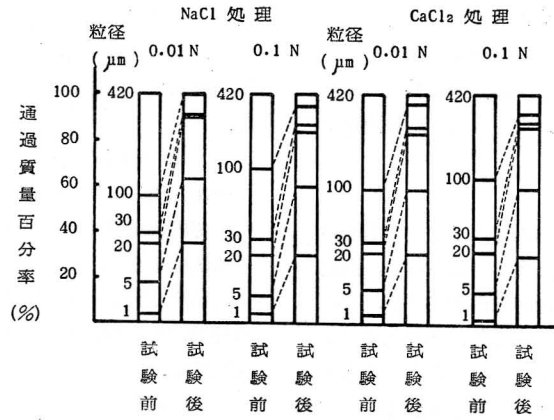
図Ⅱ—29 塩類添加土の LL, PL

PL=36.2%で NaCl, CaCl₂ 処理土に比し値が大きくなっている。しかし、各処理土間には濃度の違い、添加イオンの差による影響はほとんどみられない。

また、イオン添加土の LL 試験前後の粒径の変化については図Ⅱ—30に示した。LL 試験後の粒度を各試料と比較すると、その違いはほとんどみられず、変化の傾向も定かとはいえない。これらの結果は LL, PL の試験方法からくるものと考えられる。すなわち、これらの試験方法は試料を十分練返すという操作を行うため、粒度の均等化が進んだためと推測される。一方、自然土と処理土のコンシステンシーの違いについて考えられることは、イオンの影響もあろうが、後述する乾湿履歴の問題との関連も考えられる。すなわち、自然土とは、生土を風乾させるということであり、処理土とは、生土を風乾させ、その後水浸し、再度風乾させるということである。乾湿履歴が異なり、これが粒子表面に何らかの影響を与え、微細粒子の挙動を不活性の方向に変化させたものと考えられるが、推論の域を出ない。

また、図には結果を示さなかったが、1N の NaCl 処理土では、LL=72.5%, PL=36.8%であった。この試料の粒度については、通常の分析方法では綿毛化現象を起こし、測定不能であった。しかし、LL 試験では 0.01, 0.1N 処理土より、土壌ペーストの感触はなめらかであり、試料の微細化が予想された。

試料：火山泥流



図Ⅱ-30 塩類添加土の LL 試験前後の粒度

表Ⅱ-7には NaCl, CaCl₂ の濃度を変え添加した場合、団粒の変化が遅延時間に及ぼす影響について示した。各荷重段階において、NaCl, 0.01 N 添加試料の遅延時間が最も短かく、表で左から右に向って遅延時間は長くなっている。無添加の場合を基準に考えると、NaCl 添加では試料は分散状態とみられ、したがって、各荷重段階で遅延時間は短かく、団粒は微細化されていると考えられる。一方、CaCl₂ 添加では、凝集状態で団粒は粗粒化しているとみなし得る。

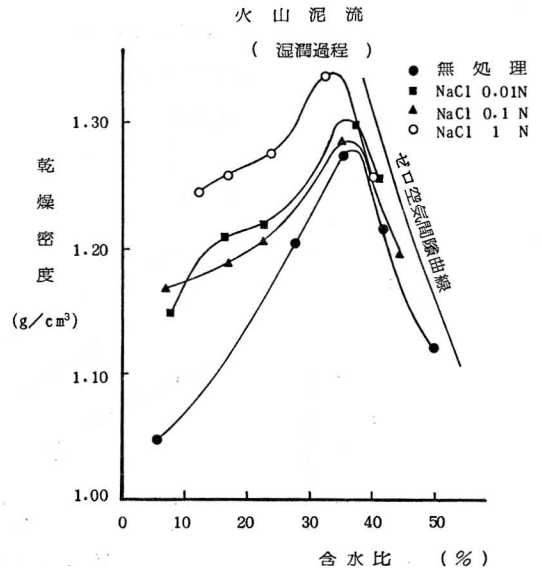
表Ⅱ-7. 塩類添加による団粒の変化が遅延時間におよぼす影響

		(火山泥流)				
荷重 KN/m ²	試料	NaCl 0.01N	NaCl 0.1N	無添加	CaCl ₂ 0.1N	CaCl ₂ 2.0N
	×10 ²					
0.05		4	7	10	30	170
0.1		3	6	9	30	150
0.2		3	4	8	25	100
0.4		1.5	3	7	15	70
0.8		1.0	2	3	10	50
1.6		0.7	1.5	3	7	30
3.2		0.6	1	2	6	20
6.4		0.3	1	1.5	3	15
12.8		0.2	0.5	1.5	3	10

単位：min

2) 締固め曲線

濃度の異なる NaCl 添加土についての締固め曲線は、図Ⅱ-31のようになる。0.01, 0.1 N 添加土についてはその差は明瞭ではないが、1 N の試料では ρ_d が大きくなり、本章、2 節で指摘した供試土の微細化による影響が考えられる。また、これは表Ⅱ-7 で明らかとなった充填特性とも一致し、ここで用いた濃度の領域では、締固めに対する団粒の挙動は、微細化の方向に変化する一方、練返しに伴う挙動単位の構造、大きさの変化が締固め曲線に反映されたものと思われる。



図Ⅱ-31 塩類濃度の違いから見た締固め曲線

以上のようにみてくると、団粒の変化に及ぼすイオンの影響は、外力との対応で考えなければならないことは明らかであり、沈定容積では凝集構造であったものが、締固めでは微細化傾向を示すといった複雑な変化を示すことも考えられる。しかし、イオンの問題は濃度の範囲や熱力学的な検討も必要であり、今後に残される問題は多い。

3 温度

土粒子をとりまく水和層は、塩類等のイオンや温度の影響を受ける⁷⁸⁾。熱力学の教えるところによると、温度の上昇は化学ポテンシャルの絶対値を減少させる。今、土壤水に着目すると、100℃で測定された水の化学ポテンシャルが (-1×10^{10}) ergs/gであったものを、含水量を変えずに20℃まで下げると、その土壤水の化学ポテンシャルは (-1.1×10^{10}) ergs/g というように減少するとの試算もなされている⁷⁸⁾。また、温度差による水分の移動を理論的、実験的に解明した研究も見られる⁷⁹⁾。一方、土壤水の化学ポテンシャルを規定する状態量として、土粒子の配列、電気変位、温度、含水量等が考えられる。

このようにみてくると、土は温度変化により、粒子間の連結力に差異を生じたり、pF 値に変化をもたらすことになる。そこでここでは LL, PL, 締固め特性における温度の影響について検討する。

1) 温度変化と物理性

実験は温度のコントロールが可能な恒温室で行った。実験器具、供試土、水は、実験実施3日前に室内に入れ、十分所定の室温と平衡させた。実験方法は JIS に従った。LL, PL の結果を図 II—32 に示した。LL, PL とともに高温になるに従って、それぞれの値は小さくなっていく。

2) 締固め曲線

一次元圧縮試験は圧密試験機を利用して行った。また、締固め試験は直径 5 cm モールドを用い、全断面締固め法によった。締固め仕事量は、JIS 1.1 法と同じである。結果を図 II—33 に示した。我々が通常経験する温度の範囲でも、一次元圧縮挙動および締固め曲線は大きく変化する。

以上の結果から、団粒の挙動と温度の関係については次のことが言えよう。

i) 温度が高くなると、同一水分量で比較した場合、粒子(団粒をも含む)周辺に拘束されていた土壤水の化学ポテンシャルの絶対値は低下する。これを pF で考えると pF 値は低下することになる。したがって、同一 pF 値(LL≒1.4~1.5, PL≒3.0) で比較すると、LL について言えば、単に温度変化だけの問題であれば、温度が高くなると LL, PL の値は小さくなる。

ii) 同一水分量であれば、温度が高くなるということは、土—水系における水の拘束力が低下し、これが水の粘性の低下につながり、その結果、粒子間の移動が容

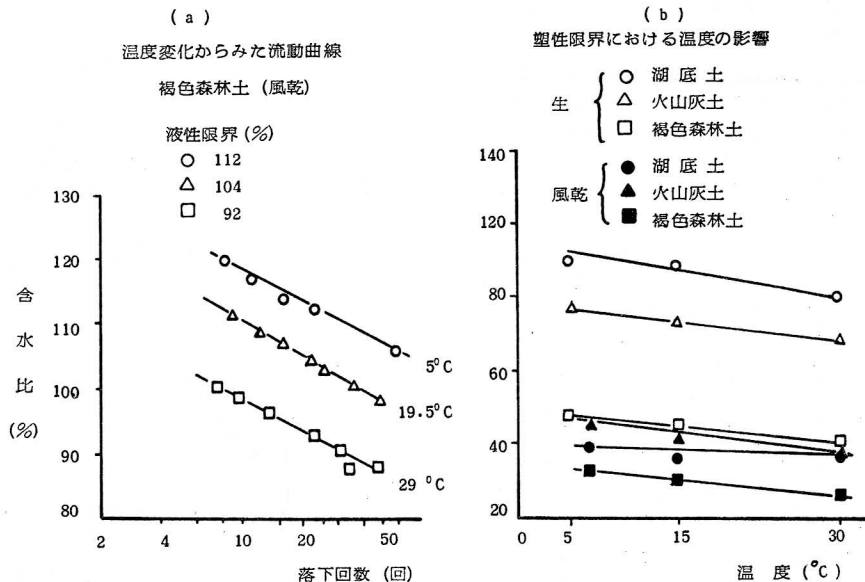
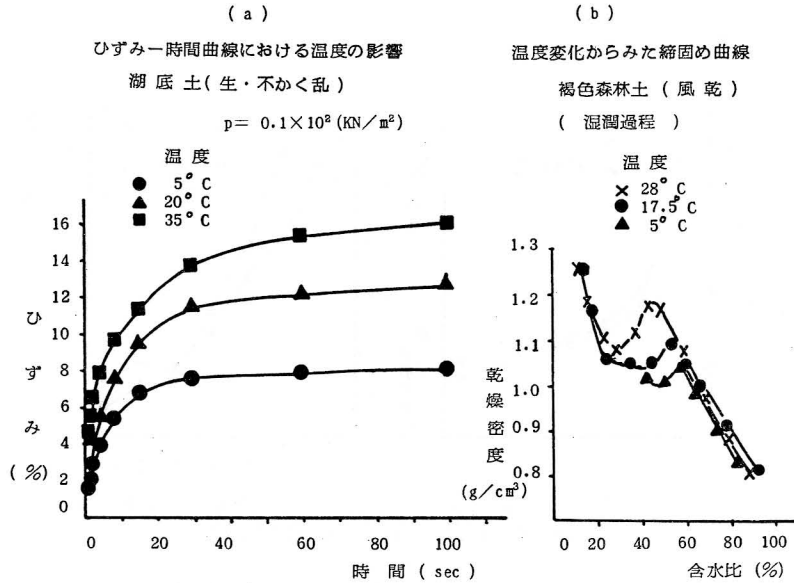


図 II—32 温度変化に伴う液性限界, 塑性限界の違い



図Ⅱ-33 充填特性におよぼす温度の影響

易になるものと考えられる。

iii) 土—水系としての土壌の理解は、pF 値のある土壌の状態を定める定数として考えることができる。したがって温度上昇に伴う pF 値の低下は粒子間や団粒内部の連結力を弱める方向に働くと考え、団粒は破碎されやすい状態にあるものと思われる。

LL, PL 試験における粒子の挙動は、(i), (ii)の理由によるものであろう。ここでは団粒の微細化の影響はほとんど考えられない。詳細な説明については、第Ⅳ章、2節2項で述べる。クリープ試験で高温の方がひずみが大きくなるということは、結果的に高い密度状態が得られるということであり、締固め試験の結果と一致する。高温になるとともに高い密度状態が得られる理由は (i), (ii), (iii)の理由によるものと考えられる。

温度と土粒子の挙動との対応は、重要な興味ある問題であるが、その熱力学的解釈にはいろいろな要因が複雑に作用していて、その解析は容易なことではない。今後さらに検討するべき重要性が痛感される。

4 乾湿履歴

生土を風乾すると、一般に LL, PL が減少するのは、風乾によって土の界面構造が変わり、保持水の pF 値が変化するからと考えられている⁸⁰⁾。そしてこの問題は団粒の構造にも影響を及ぼすものと思われる⁴⁹⁾。したがって、主に表層土を対象とする農業土木の分野では、耕地の造成、圃場整備等に伴って、深層土が地表層でいろいろ

んな条件の下で乾湿作用を受ける場合が多く、この問題は特に重要となろう。ここでは乾湿サイクルを受けた土の問題について検討する。

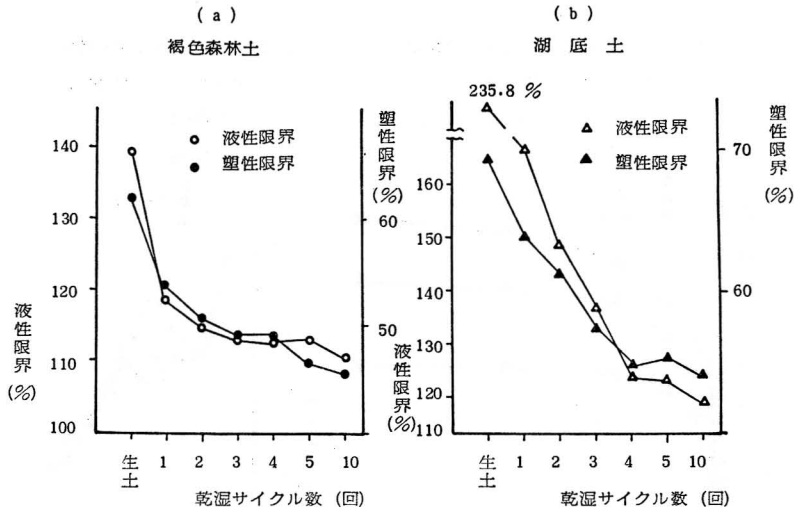
1) 試料の物理性

i) 供試土の作製

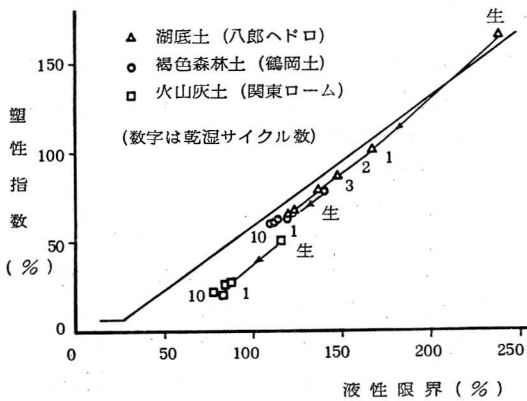
この場合、生土の定義が特に問題であるが、ここでは未耕地で、深さ 90~120 cm から採取したものを便宜的に生土と考えた。試料の処理は次のように行った。生土としては、自然含水比で 4.8 mm のふるいを通過したものを用了。風乾 1 回とは 4.8 mm のふるいを通過した生土を約 20°C の室内で乾燥させたものとし、これに脱塩水を加え、湛水状態で 3 日間放置し、その後、室内で風乾 (約 15 日間) したものを風乾 2 回とし、同様に以下 3 回、4 回というように処理した。

ii) コンシステンシー特性

いま仮に単分散の土—水系を考えると、粒子間には電気二重層による斥力とファン・デル・ワールス力の引力が考えられる。土が湿潤から乾燥に向う過程で、電解質濃度の変化は二重層を縮退させ、土が凝集構造を持つにいたることは容易に想像しうる⁸¹⁾。そして、これらの凝集構造は、再び注水を受けると、膨潤、スレーキングによる崩壊、または崩壊しないまでも何らかの構造の変化が予想される。このようにして得られた団粒が、外力のもとではさまざまな粒径を持って、力学的挙動にかかわることになる。実験で LL, PL は JIS に従った、剪断



図II-34 乾湿の繰返しとLL, PL

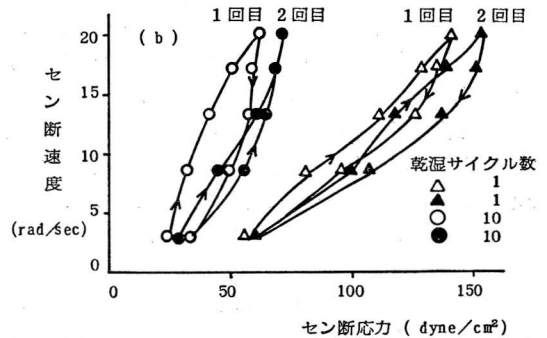
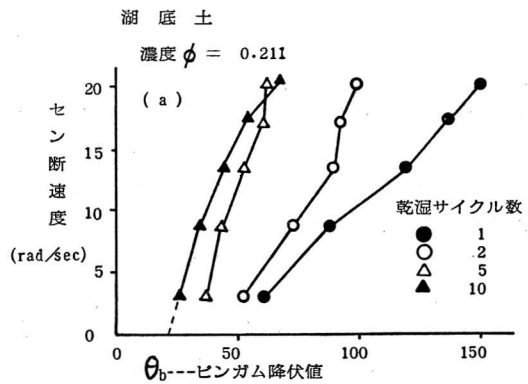


図II-35 塑性図における乾湿の繰返しの影響

応力と剪断ひずみの関係 (コンシステンシー曲線) は回転粘度計で測定した。

図II-34 (a), (b) に乾湿サイクル数とLL, PLの関係を示した。生土と風乾土 (乾湿サイクル1回) との違いは明らかであるが、乾湿サイクル回数が増すとLL, PLは一般にわずかではあるが小さくなっている。これらの関係を塑性図上に示すと図II-35のようになる。乾湿の繰返しによるコンシステンシー特性の変化は、一般にA線に沿うものと考えられる。

図II-36(a), (b) には回転粘度計による粘性の変化について示した。また、図II-36 (b) は粒子の破碎について明らかにすべく、ひずみ速度増大過程と減少過程とによって得られるヒステリシスループについて一例を示した。



図II-36 乾湿の繰返しに伴うせん断応力の変化

た。

図(a) から明らかなように、乾湿サイクル回数を重ねるにつれて、ビンガム降伏値は低下するとともに、みか

けの粘性も小さくなっている。その影響はサイクル数10回の試料においても明らかであり、前述のLL, PL試験の結果とも一致する。図(b)でサイクル数10回の試料での1サイクル目のループは2回目よりは大きい。この結果は団粒の微細化が比較的容易に行われたものと解釈できる。しかし、乾湿サイクル数1回では、1, 2サイクルともループ面積に顕著な差は見られず、団粒の微細化が前者よりはゆるやかに進行していることがわかる。

iii) 耐水性団粒について

土の力学的挙動を規制する重要な因子として団粒の大きさがある。一方、団粒は水と出会うと膨潤し、強度を低下させ、スレーキングを起こし微細化する。ここでは、このような団粒の挙動について検討することにする。図II-37(a), (b)には2.0~4.8mmの粒径範囲の試料で得た乾湿サイクル回数と耐水性団粒との関係を示した。

褐色森林土では乾湿サイクル回数が増えるにしたがって、大団粒の微細化が行われていることが明らかである。ただし、0.1mm以下の粒子の変化は、ここでの乾湿サイクルの範囲ではそれほど大きなものではない。しかし、0.25mm以下の変化は40%程度見られることなどから、比較的小さな団粒でもこの程度の粒径では、乾湿の繰返しにより団粒の内部構造は徐々に弱まり、やがてはスレーキングを起こし微細化されるものと解釈できる。

一方湖底土では、粒径の変化はほとんど見られず、水に対してきわめて安定な構造を持つことが明らかである。この傾向は2mm以下の粒子についても同様なこと

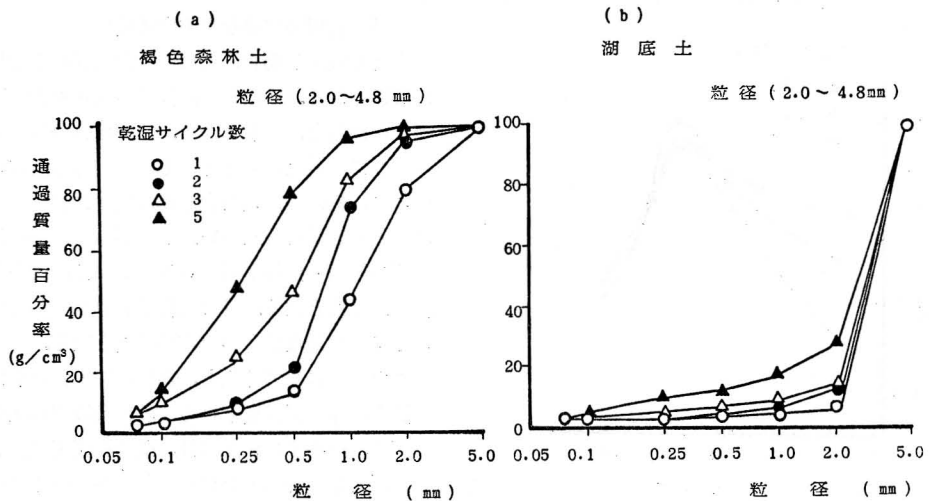
がいえる。ただ、これらの結果は、試料の作製過程で繰返し等の操作を加えていないので、これらの操作が加わった場合には、別の挙動を示すものと思われる。

iv) 乾湿サイクルを受けた団粒の性質

これまでは主に繰返し乾湿作用を受けた土の形状、耐水性の問題について検討を行ってきたが、ここでは団粒の強度を中心に検討する。

図II-38(a), (b)は供試土の粒径を0.42~0.85mmに揃え、風乾状態で締固めたものである。締固め試験では、締固めエネルギーは粒子の破碎と移動に使用されるが、粒子の破碎に必要とされるエネルギーが少なくてすむような場合には、粒子の移動にエネルギーが使用され、結果として高い密度が得られる。

褐色森林土では、乾湿サイクル回数が多くなるにつれて、間隙比(e)は小さくなっている。例えば、風乾1回と5回の団粒を比較すると、5回の方が同じ荷重ではより高い密度状態が得られるということであり、団粒は結合力の弱い微細化しやすい構造といえる。また、 $e - \log p$ の関係が直線とはならず、右下方向に湾曲する傾向は、乾湿サイクルを重ねるにつれて直線的となる。これは団粒の破碎と関係するものと考えられる。八郎へドロは褐色森林土に比し直線的になっている。しかも乾湿サイクルの差は密度の差にそれほど反映されていない。これは団粒の強度が褐色森林土よりは弱く、仮に団粒の構造に違いがあるにしても、締固め試験に現われるほど顕著なものとはなり得なかったものと解釈できる。この傾向は締固めにおける粒子破碎と発熱量の関係で得られ



図II-37 乾湿の繰返しに伴う団粒の耐水性の低下

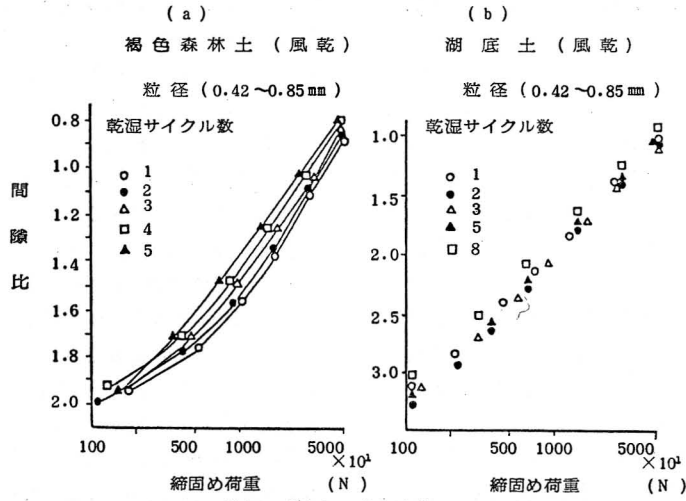


図 II—38 乾湿の繰返しが充填特性に及ぼす影響

た結果¹⁷⁾とも一致する。

2) 締固め曲線

乾湿サイクルを受けた試料での締固め曲線を図 II—39 に示した。 w_{opt} より乾燥側では、サイクル数が多くなるにつれて、 ρ_d は大きくなっている。 w_{opt} 付近では、サイクル数 1, 3 回の試料では上述の結果と同じであるが、6 回の試料では、 ρ_{dmax} は 3 回のものより小さくなっている。 w_{opt} より乾燥側では前述したように団粒はサイクル数の増加に伴って微細化する一方、スレーキングを起こしやすく、降伏値も低下する。このため第二章、1 節、1 項で述べた結果と同じ解釈ができる。また、 w_{opt} 付近

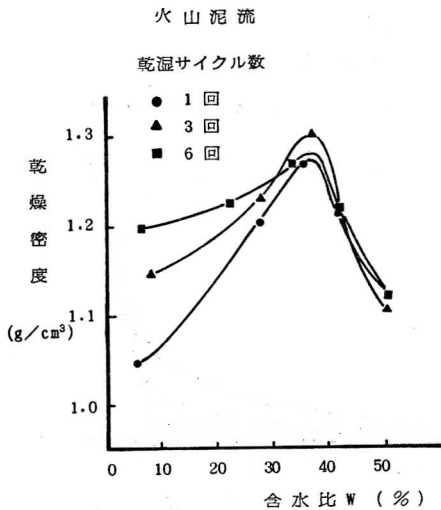


図 II—39 乾湿の繰返しが締固め曲線に及ぼす影響

では、微細化が著しい試料への注水は微小粒子の再結合を引き起こし、粗粒化した団粒を多く持ったことになり、 ρ_d の減少をきたしたものと推察できる。

4 節 締固め曲線の解釈

本節では、前節で述べたことをまとめることにもなるが、いろいろな締固め曲線が得られる理由について、団粒の性質および締固め荷重に対する団粒の挙動との関連で整理することを試みる。また、締固めにあたっての団粒の移動についてはコンシステンシーとの関係が特に重要と考えられるので、このような観点での整理も行おう。

1 締固め曲線を左右する要因

土を締固める場合、どのような状態の土を締固めるかが問題となる。すなわち、団粒 (土塊を含む) の大きさとその性質とが重要となる。礫や粗砂の締固めに見られるように、粒径が大きく、しかも破碎されないような場合には、締固め曲線で含水比の変化に伴っての密度の差はほとんど認められない。したがって、一般的な上方に凸形の締固め曲線が得られるためには、大小さまざまな粒子が必要となる。特に大粒子を移動し易くする潤滑材としての微細な粒子の存在が重要となる。

このように見てくると、締固めにあたっては、まず、供試土の性質が重要となる。特に現場での床締め、アースダム、路床土の転圧では、破碎転圧工法がよく用いられ、巨大な土塊は一旦破碎されてから転圧される。また、室内実験では供試土の許容最大粒径が定められている。

すなわち、締固めに際し、土の最大粒径が定められ、それ故、締固め土の団粒（土塊を含む）の性質（仮比重、耐荷重強度、耐水強度）が重要となる。

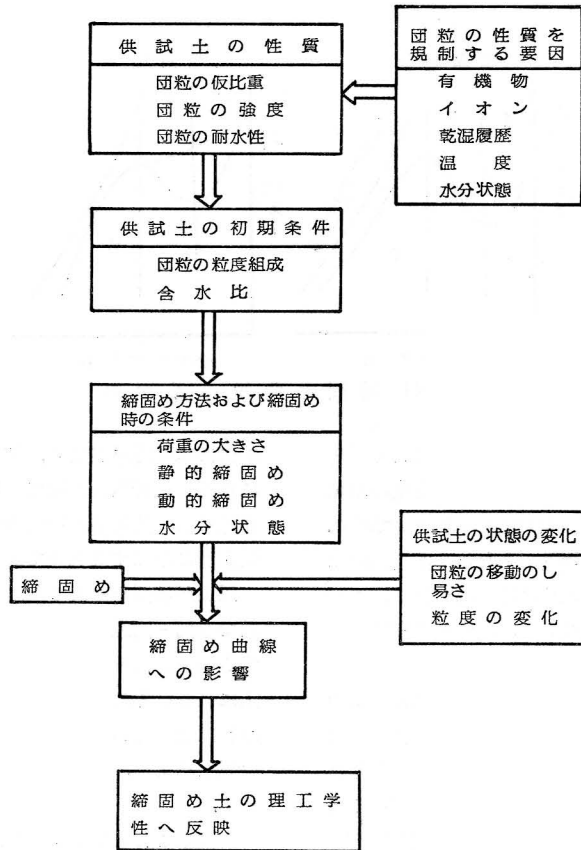
次に団粒の性質を左右する因子として、前節では、有機物、イオン、乾湿履歴、温度の影響について詳細な検討を行った。土の締固め特性を理解するにあたっては、単に団粒の物理量の把握にとどまらず、団粒の生成過程に関与した理化学的要因に対する理解も必要となる。

以上のように、どのような物理化学的特性を持つ供試土を締固めるかに加えて、締固め前の粒度組成、試料の水分状態、さらにはどのような方法で締固めたかということも、締固め曲線を理解するには重要である。すなわち、荷重の大きさにより締固め土の密度は当然変化するが、そのためには粒径も変化し、これが締固め曲線に反映される。また、同一密度、同一含水比でも、締固め方法が違えば団粒の挙動が異なり、締固め土の理工学性への影響を及ぼすことになる。

このような締固め曲線を左右する要因の関係を図示したのが図Ⅱ—40である。団粒の性質の変化の方向と団粒の性質を規制する主な因子との関連は表Ⅱ—8に示した。先にも指摘したが、団粒の移動は土のコンシステンシー特性と密接に関連するので、LL、PL の変化の方向をも示した。

2 締固め曲線の基本形

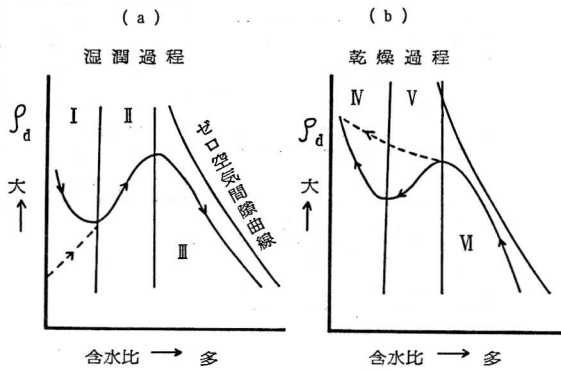
締固め曲線を左右する要因はこれまで述べてきた如くさまざまであるが、いくつかの要因が重複し、あるいは単独に作用して曲線の形を決定することになる。その基本形については図Ⅱ—41に示した。曲線の形、またはその傾向は、大別して湿潤過程、乾燥過程の二つに分けられる。さらに湿潤過程では、含水比の増加に伴って乾燥密度の減少する第1段階(図Ⅱ—41—(a)、実線部分)と、これとは逆に含水比の増加に伴って乾燥密度の増加する点線部分の形の二通りが見られる。この点線部分の締固め機構についての詳細は後述するが、第Ⅱ段階に属する



図Ⅱ—40 締固め曲線を左右する要因

表Ⅱ—8. 団粒の性質を規制する因子と団粒の変化の方向

団粒の性質を 規制する因子	団粒の性質 コンシステンシー	団粒の性質の変化			コンシステンシー
		耐水性	降伏値	団粒径	LL, PL
有機物	多	強	小	大	大
	少	弱	大	小	小
イオン	凝集	強	大	大	小
	分散	弱	小	小	大
乾湿サイクル	多	弱	小	小	小
	少	強	大	大	大
温度	高	弱	小	/	小
	低	強	大	/	大
水分状態	多	強	小	/	/
	少	弱	大	/	/



図Ⅱ—41 締固め曲線の基本形

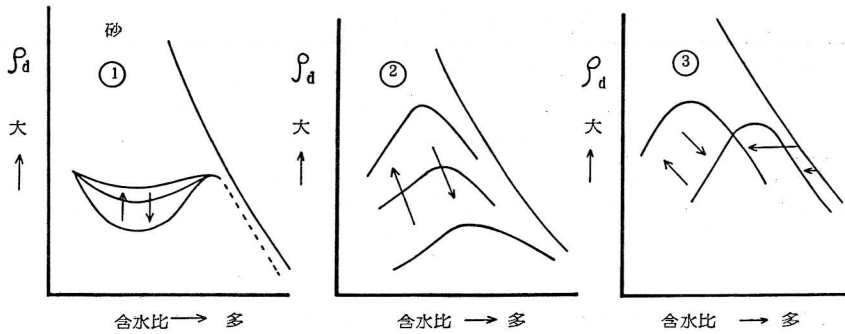
ものと考えられる。第Ⅱ段階は、締固め曲線によく見られる部分であり、含水比の増加に伴って乾燥密度の増加する部分であり、この曲線の上昇は最適含水比まで続く。第Ⅰ、第Ⅱ段階は不飽和系の締固めとなる。第Ⅲ段階はゼロ空気間隙曲線に沿って、水分の増加につれて、それだけ乾燥密度の減少する部分であり、飽和系の締固めとなる。

乾燥過程の締固めでは(図Ⅱ—41—(b)), 含水比の減少に伴って乾燥密度の増加する第Ⅳ段階と、最適含水比より水分が少なくなるにつれて乾燥密度が減少の傾向をたどる第Ⅴ段階が存在する。これらの段階は不飽和系の締固めである。なお、第Ⅳ、第Ⅴ段階にまたがる点線部分のような形を持つ締固め曲線も見られるが、これは基本

的には第Ⅴ段階がなく、第Ⅵ段階から第Ⅳ段階へ連続的に移行した締固め曲線である。第Ⅵ段階はゼロ空気間隙曲線に沿う飽和系の締固めであり、水分の減少に伴う乾燥密度の増加する部分である。

以上が締固め曲線の基本形であるが、同じ形を持つ曲線でも同一図上で上下、または左上方、右下方へシフトする場合がある。図Ⅱ—42—①は異なる粒度を持つ粒状土に見られる曲線である。点線部分は理論上は存在しなければならない部分ではあるが、実際にはモールドからの脱水により、締固め土の含水比、密度はほぼ一定値を示す。

②図はこれまでも明らかにされてきたものであるが、材料の性質または粒度組成の異なる供試土の締固めに見



図II-42 締固め曲線のシフトの特徴

られるシフトの形式である。一般的には細粒分の多い供試土が斜め下方向に位置し、すそ部の広がりは大い。

③図は②図と同じ傾向を持つ場合であるが、特徴的なのはゼロ空気間隙曲線に沿う部分のずれである。これは締固め方法または粒度が異なる場合の締固めによく見られる。

3 不飽和系の曲線における水と団粒の挙動

1) 湿潤過程

第Ⅰ段階は砂の締固めや、比較的微細な粒度組成を持つ供試土を、練返しの少ない締固め方法で締固めた場合に見られる曲線の傾向である。先にも指摘したことはあるが、砂の場合には水分がある程度多くなると毛管作用が粒子間に作用し、締固めにあたっての挙動単位は単粒状態ではなくなり、より大きな単位として行動するため、間隙が多くなり曲線は含水比の増加に伴って下降するものと考えられる。微細な粒子の場合も同様に、低水分状態では粉体として挙動していたものが含水比の増加に伴ってお互いが連結し、より大きな団粒として行動するため、砂の場合と同じ結果が得られることになる。また注水により、締固め前の団粒、あるいは挙動単位として粗粒化した団粒の仮比重は低下する。これらの現象がⅠのタイプを決定づける主要因と考えられる。その際、微細な団粒の降伏値は水分の増加により低下したり、挙動単位間のコンシステンシー状態は悪くなるが、曲線を左右する直接の原因とはなり得ない。

第Ⅱ段階は、含水比も高くなり団粒の降伏値も低下し、締固め荷重による団粒の破碎も激しくなる。したがって、コンシステンシーにかかわる微細な粒子の量も多くなり、大団粒の移動も容易になる。これらの結果、締固め曲線は含水比の増加に伴って、より高い乾燥密度が得られることになる。第Ⅰ段階の点線部分の締固め曲線は、団粒の大きさも比較的大きく、締固め方法もランマーに

よる部分断面締固めの場合によく現れる曲線であるが、この理解は上述のことと同じものと解釈される。

2) 乾燥過程

第Ⅳ段階は、含水比の減少に伴って団粒の収縮が進み、仮比重の増加する領域である。また、この曲線の形は団粒の強度の小さい場合や、試料を繰返し使用する際によく見られる。すなわち、この形の曲線が得られる主な理由は、含水比の減少につれて挙動単位の仮比重の増加と、団粒の微細化によるものと考えられる。この場合、団粒の降伏値は含水比の減少に伴って大きくなるが、締固め荷重に対してはある程度の破碎が起こる必要がある。また、破碎に伴う微細な粒子の増加は、含水比が減少しても大団粒の移動を助けることになる。

第Ⅴ段階は、含水比の減少に伴って乾燥密度が減少する領域である。脱水に伴って団粒の降伏値が高くなると、締固め荷重に対し団粒の破碎がそれほど顕著ではなく、大団粒が多くなり、大団粒間を満たす微細な団粒の不足が生じたり、毛管メナスカスの発達により系全体としての乾燥密度は減少する。この場合、団粒の移動に関与するコンシステンシーの状態は悪くなる。また、脱水により個々の団粒の仮比重は大きくはなるが、系全体の乾燥密度の増加にはつながらない。第Ⅳ、Ⅴ段階の点線部分の解釈は第Ⅳ段階と同じである。

4 飽和系の曲線における水と団粒の挙動

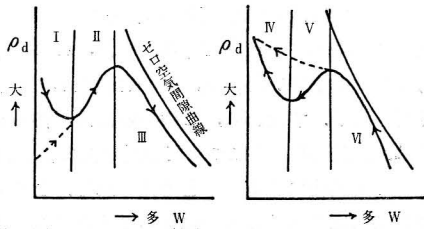
1) 湿潤過程

第Ⅲ段階は従来からよく知られているように、単に水分の増加に伴って乾燥密度の減少する領域である。この領域では団粒は降伏値を低下させ、その結果、締固め荷重による微細化は激しく、コンシステンシーも良好となるが、飽和系でもあり、乾燥密度への微細化の影響は考えられない。

2) 乾燥過程

表Ⅱ-9. 種々の締固め曲線が得られる主な要因

締固め 曲線の状態		締固め曲線が 得られる理由	挙動単位としての団粒の状態 (下図で矢印の方向に向う場合)							水分の増減による 単位体積重量の変化		
			団粒の 大き さ		団粒の 降 伏 値		団粒の 仮 比 重		大団粒の滑動 の難易		単位体積重量	
			細 粒 化	粗 粒 化	増 大	減 少	増 加	減 少	良	悪	増 大	減 少
I	飽和・ 不飽和系		○ (注水)		△		○		△			
II		○			○		△	○				
IV		○		△		○		○				
V			△	○		△			○			
III		飽和系		△		△		△	△			○
VI			△	△		○			△			



○ 主な要因
△ 団粒の性質
締固め曲線を規制する主な要因とならない

第Ⅵ段階は高含水比状態であり、団粒の降伏値も低く微細化し易い。一方、脱水に伴い団粒は仮比重を増加させ乾燥密度を高める役割を担う。また、団粒の移動を助ける微細な粒子も多く生成され、加えて十分な水分の存在が考えられるので、乾燥密度は含水比の低下に伴って増加する。

以上の結果をまとめたものが表Ⅱ-9である。締固めを理解するにあたっては、単に供試土の違いや、密度、含水比の把握にとどまらず、たとえ同じ材料、密度、含水比であっても、粒子がどのように変化しているかを把握することが重要であり、これが締固め土の工芸性を適切に解釈する鍵となろう。

第Ⅲ章 土の締固めによる団粒の変化

第Ⅱ章では、材料の種類、団粒の構造、締固め方法の違い等が締固め曲線に及ぼす影響を検討し、それらの違いを団粒径の変化に着目して整理を行った。その際、土の締固め機構を理解するには、団粒の破碎の程度、およびその形状的特性を把握することが重要であることを指摘した。

ここではいかなる大きさの粒子が、締固めにどのよう

にかかわっているかを明らかにする。それ故、締固め外力に応じその都度変化する団粒を直接取り出し、類別することが必要となるが、特に粘性土についてはこのようなことは容易なことではない。近年、耐水性団粒分析により、締固めにかかわる団粒の挙動の推定が試みられている。この手法は、締固め外力に対する団粒の応答の解析や⁶⁴⁾、団粒の構造特性の理解⁶⁵⁾のため良く用いられている。

そこで、本章では従来の耐水性団粒分析を応用し、それに修正を加えた手法を用い、締固めにかかわる団粒の動向を解析する。また、締固め機構を明らかにするには、団粒の破碎に加えて、大団粒の移動の難易の問題も重要であり、このような観点からコンシステンシーとの関連についても検討する。

1 節 団粒の分析方法と定義

1 供試土および実験方法

1) 供試土

本節および2節で述べる締固め、コンシステンシー試験の供試土には、火山泥流、褐色森林土、湖底土を用いたが(表Ⅱ-1参照)、主に火山泥流を中心に実験を進め、

他の二試料は比較のために使用した。団粒の変化に着目したため、あらかじめ粒度を調整した試料を用いた。

締固めには、乾式篩別で、2.00~4.76, 0.84~1.19, 0.25~0.42, 0.074 mm 以下の4段階と、JISに従う4.76 mm 以下の5段階の試料を用いた。実験はすべて非繰返し法によった。

液性限界、塑性限界およびフォールコーン試験に用いた粒度調整試料(0.074~0.105 mm)は水中篩別で、0.03~0.074, 0.005~0.03, 0.005 mm 以下の試料はストークスの法則を利用して調整した。

2) 実験方法

締固め試験：動的荷重による締固めは、JISに定める呼び名1.1, (b)の方法で行った。静的荷重による締固めは、ジャッキで三層に分けて行い、モールドは直径10 cmのものを使用した。

液性、塑性限界試験：実験方法はJISにしたがったが、試料の練返しについて、非すり潰し、すり潰し試験の二方法で行った。前者は試料に水を加え軽く混合した場合で、練返しによる団粒の破壊を極力避けるよう配慮した。後者はガラス板上で試料をへらで十分練返した場合で、試料全体を通常力でまんべんなくすり潰した場合を1回と数え、20回すり潰した。練返しに要した時間はおおよそ100分である。

フォールコーン試験：コーンの形状は先端角60°、重量60 gである。試料を詰める容器は内径6 cm、高さ4.5 cmの円筒形のものを用いた。

2 振盪時間と分散

ここでは締固めにかかわった団粒の粒度組成を把握することを目的としたため、水とのかかわりならびに微細

団粒の分析を考慮して、湿式方法による団粒分析を用いた。すなわち、締固め機構を理解するには、大団粒の移動を助ける微細な団粒の挙動を明らかにする必要があると考え、微細な団粒の分析をも考慮した方法を検討する必要があった。微細な団粒の分析方法にはいくつかの方法⁸²⁾⁸³⁾が見られるが、これらの方法によると、団粒の分散に必要な振盪時間は2~3時間となっている。本実験においても、締固め前後の団粒分析の予備実験を行い(図Ⅲ-1)、また、従来の結果をも考慮して、振盪時間は2時間と決めた。

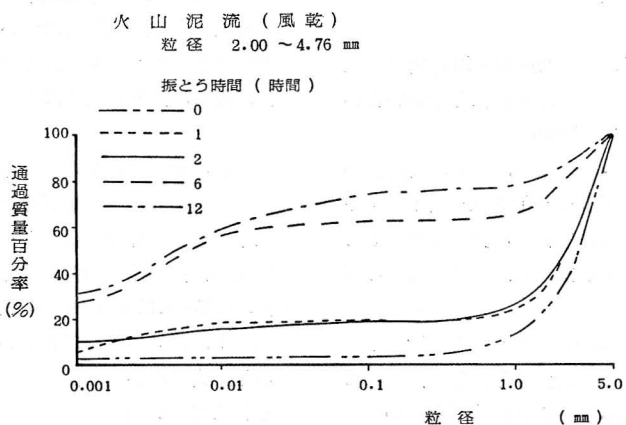
試料は4.76 mmのふるいを通過したものを乾土重で50 g取り30分間水浸し、振幅4 cm、振動数200回/minで振盪した。その後、直ちにケイ酸ナトリウム20 ccを加え、JISにしたがい比重浮標による測定を行った。その後、0.074 mm以上の粒子については水中篩別を行った。なお、締固めにかかわった粒子に近いものを取り出すことを目的としたため、過酸化水素処理は行っていない。

LL, PLにかかわる粒子については、JIS A 1204 Tに準じたが、分散方法については過酸化水素処理は行っていない。

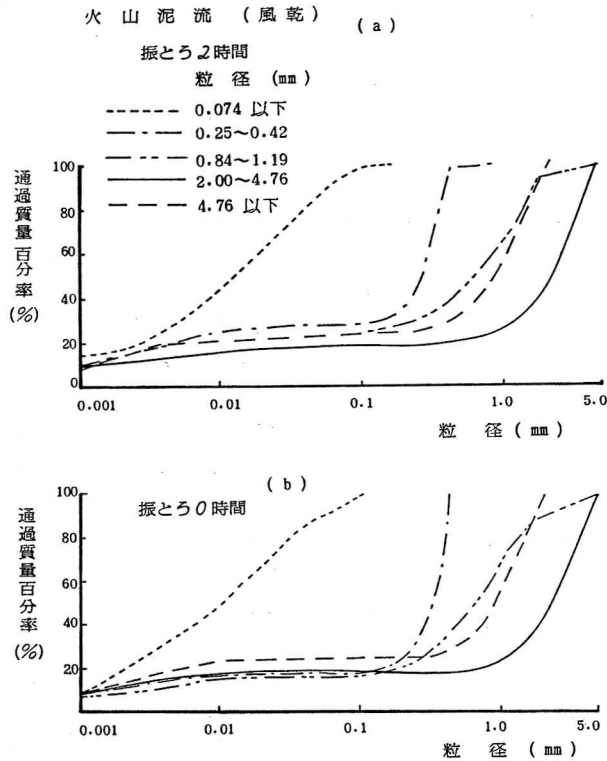
3 粒度調整試料での検討

初期粒径(実験前の供試土の粒径)がスレーキングおよび前述の分散方法により、いかに変化するかを検討する。

図Ⅲ-2-1(a)は振盪2時間の場合の粒径加積曲線である。(b)図は、水浸だけを行い、振盪は行っていない。いま両者を0.1 mmの通過量で比較すると、振盪なしでは、0.074 mm以下は別として、スレーキングにより10%



図Ⅲ-1 振とう時間と団粒の微細化



図III-2 振とう時間が団粒の破碎に及ぼす影響

以下の細粒化が認められる。また、振盪2時間では、20%以下の量となっている。すなわち、2時間の振盪で初期団粒のおよそ10%が細粒化されることになる。しかし70%以上の初期団粒は、多少の変化はあるにせよその大きさを保っている。したがって、このような手法による大団粒の分析もある程度可能といえよう。また、0.074 mm 以下のような微細な団粒にはほとんど変化は認められなかった。

図III-3は粒度調整試料で、振盪時間0~24時間の変化を見たものである。大団粒のものは細粒化しやすいという傾向がみられる。また、0.074 mm 以下の試料は振盪時間に伴う変化はほとんどみられない。なお、大団粒が細粒化する場合、ほとんどが0.02~0.03 mm 以下の粒子に変化している。しかし、この傾向は、団粒を構成している基本単位の大きさ、あるいは粒子間の連結力との関連で考えるべきことであろう。

これらの結果から、団粒について本論文では次のように考える。①初期団粒：供試土を作製した時の団粒、これはふるい分け、あるいはストークスの法則を用いて粒度調整したものをいう。②力学的挙動にかかわった団

粒：前述の手法により取り出したもの（耐水性団粒）。③、④、⑤を総称して団粒と呼ぶ。④粒子：単粒、団粒を含めて、単にその大きさに着目した場合に用いる。

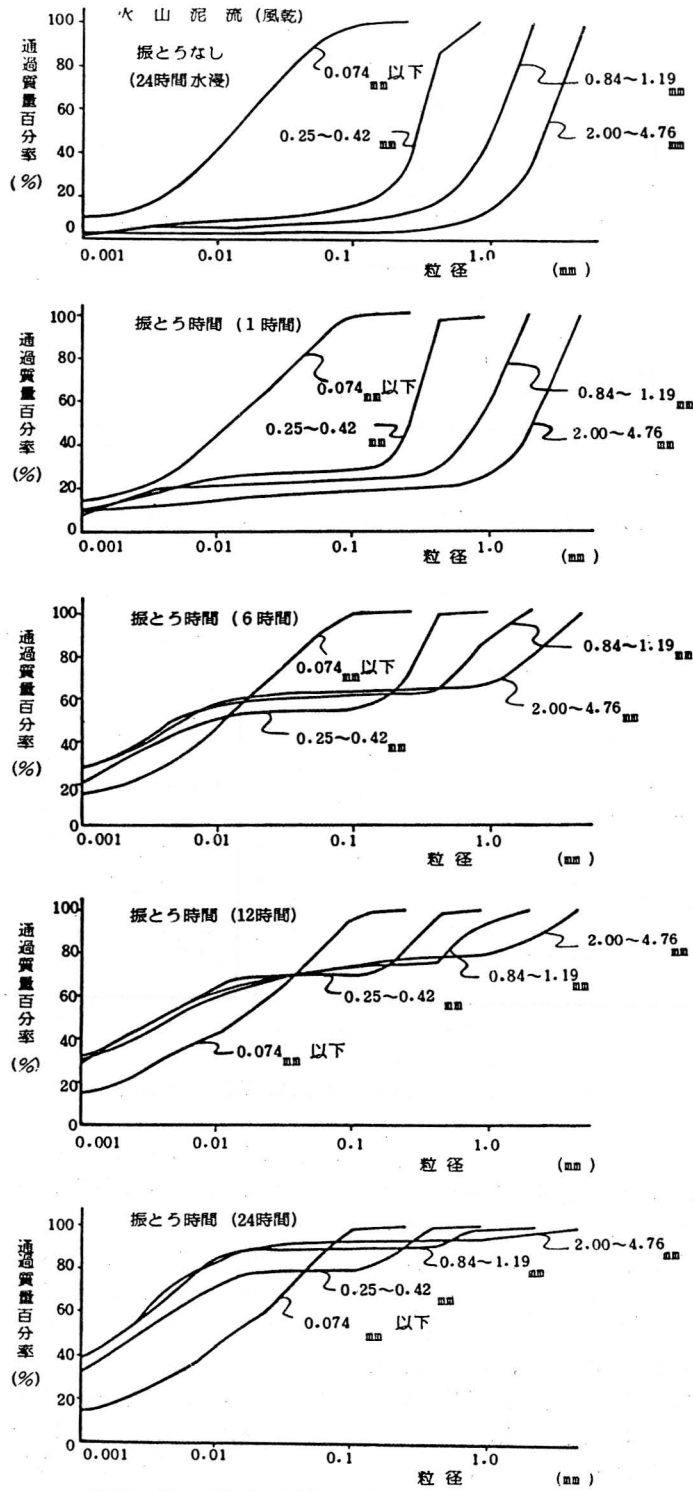
2節 締固めにかかわる団粒径

1 締固め土の団粒組成

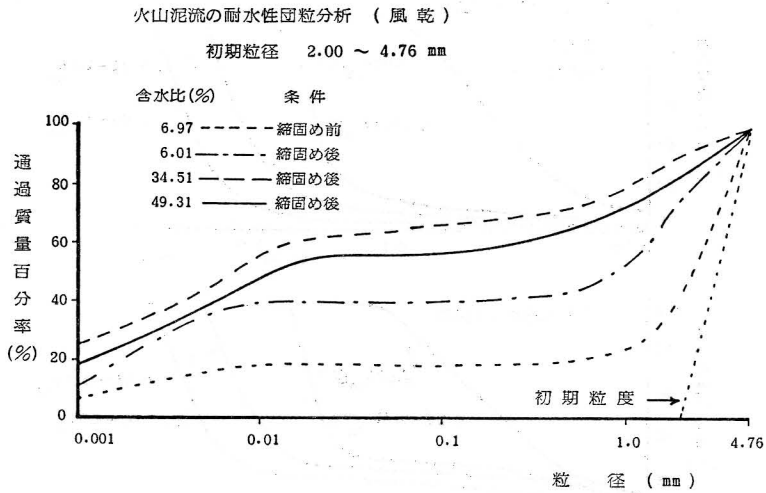
1) 締固め方法の違いからの検討

締固め土の団粒分析については図III-4に示した。締固め状態は最適含水比付近と、その前後の含水比で行った。なお、比較のために締固め前の粒度加積曲線をも示した。

一般に締固め含水比が多くなると、初期粒径の影響を持つ大粒子の減少およびそれに伴っての0.02~0.03 mm 以下の粒子の増加が認められる。また、粒度調整試料で、締固めた供試体の団粒の変化については図III-5に示した。0.25~0.42 mm の試料では、締固め含水比の増加に伴って、団粒の破碎は著しいという結果が得られた。しかし、大団粒が多く供試土に含まれる場合や、含水比がきわめて多い場合等では、飽和系の微細化の程度は、最適含水比付近よりはむしろ少なくなるという傾向も見ら



図Ⅲ-3 風乾土の粒径別、振とう時間別団粒分析

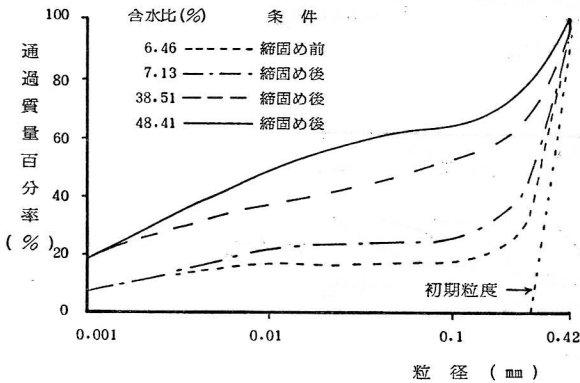


図III-4 締固め時の含水比の違いによる団粒の細粒化の程度

(a)

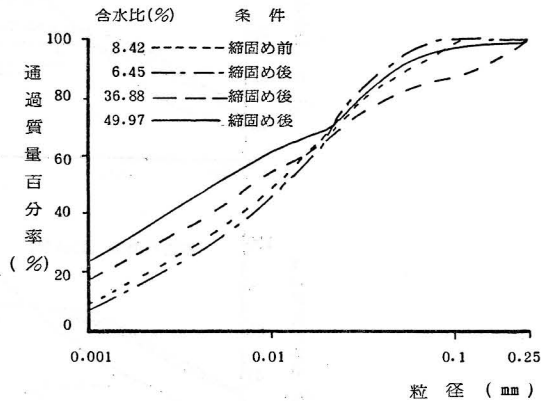
火山泥流の耐水性団粒分析 (風乾)

初期粒径 0.25 ~ 0.42 mm



(b)

初期粒径 : 0.074 mm 以下



図III-5 締固め時の含水比の違いによる団粒の細粒化の程度

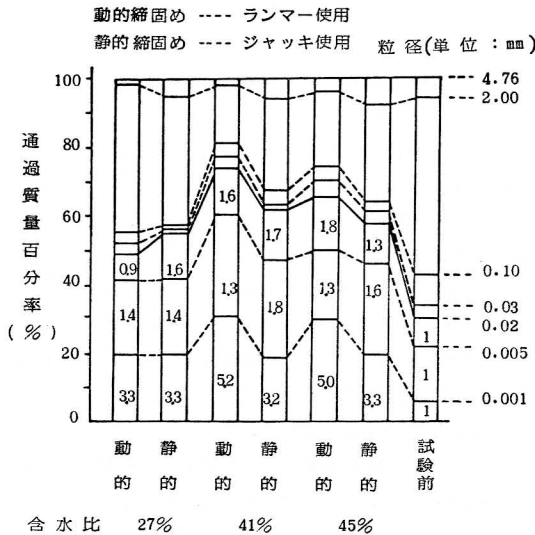
れた (図III-4).

一方, 0.074 mm 以下の試料では, 0.25~0.42 mm のものと比較すると, それほど大きな違いは認められない。すなわち, 締固めのような大きさの外力に対しても, 微細な団粒はかなり安定した挙動をするといえる。

図III-6は, 締固め方法の違う場合について, 締固め後の団粒径の違いを比較したものである。供試土の粒径は 4.76 mm 以下である。静的締固めと動的締固めを比較する場合, 同じ最大乾燥密度で比べると, 図III-7のような曲線が得られ, 必ずしも一致しない²⁷⁾。このような場合には, 締固め効果が異なり, 両者を比較するのは

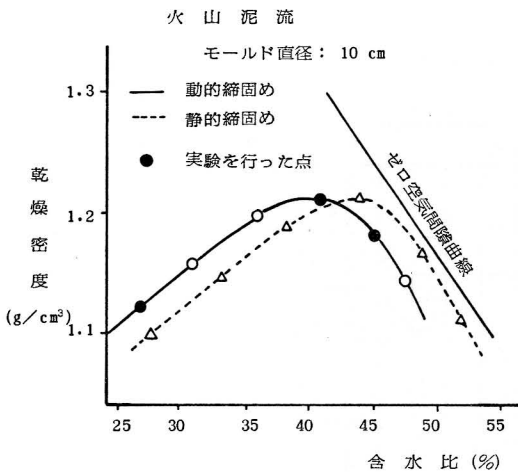
適切ではない。そこで図中の黒丸印の点まで静的締固め荷重を変化させ, 動的締固め曲線と一致させた供試体での比較を行った。

図III-6によると, 動的, 静的締固めとも前述の結果と同様 0.03 mm 以下の粒子の変化が著しい。また, 最適含水比およびそれより高含水比側での粒子の微細化の程度は著しくなっている。さらに動的, 静的締固めの比較では, 含水比が27% (不飽和系) では 0.03 mm 以下の粒子の量は静的締固めの方が若干多いが, 最適含水比およびゼロ空気間隙曲線に沿う測点 (飽和系) では逆の傾向が得られた。



図III-6 動的および静的締固め後の粒度分布 (風乾土 4.76 mm 以下)

注) 図中の数字は、試験前試料の各粒径範囲を 1 とした場合のそれぞれの増減比



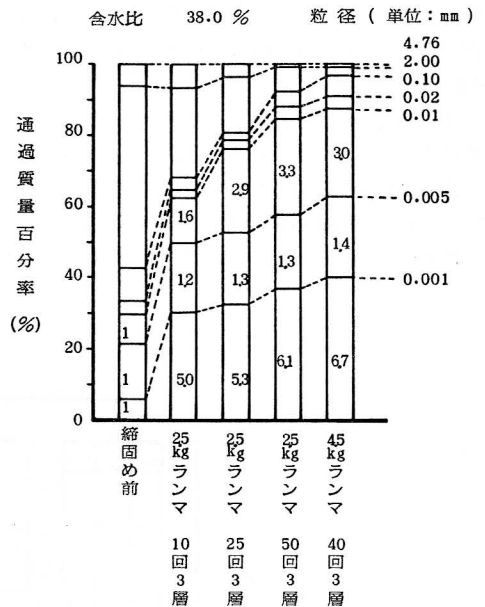
図III-7 動的および静的締固め曲線

今 0.001 mm 以下の粒子について検討してみる。試験前の供試土に含まれていた 0.001 mm 以下の粒子の量を 1 とすると、例えば締固め含水比が 41% では、動的締固めの場合 5.2 倍、静的締固めでは 3.2 倍になっている。このようにみえてくると、締固め方法の違いの持つ意味は、試料をどの程度練返したかということに起因する。すなわち、静的締固めは一次元圧縮による充填であり、動的締固めは練返しながらの充填である。したがって、締固

め含水比が多い領域では動的締固めの方が団粒の微細化が著しい。しかし、低含水比側では、試料の性質は粉体的、粒状体的であるので、動的締固めに対し粒子は単に飛び散ったり、場所を移動させたりするものと考えられる。それ故、両方法の違いによる差は明らかではない。

2) 衝撃力の違いの持つ意味

図III-8 では、ランマーの重量および落下回数を異にした締固め (突固め) を行い、衝撃力が団粒の変化に及ぼす影響について検討した。締固め含水比は 38% であり、これは JIS 1.1 法にしたがう締固めでは、最適含水比に相当する。



図III-8 締固め荷重と団粒の変化

注) 図中の数字は、締固め前試料の各粒径範囲を 1 とした場合のそれぞれの増減比

締固め前の粒度分布と比較すると、締固め後は微細化が著しい。しかも 0.01 mm 以下の粒子は増加し、それ以上の粒子は減少している。また、特に増加の著しい粒子は 0.001 mm 以下である。これらのことから、締固め荷重および衝撃力が大きくなると、団粒は微細化されるが、その増加する粒子は同じ大きさの範囲内であることが明らかである。

3) 母材の違い

これまででは火山泥流の風乾土について、締固めにかかわる粒径を検討してきた。ここでは、土の種類、供試土

の条件を変えたものについて同様な解析を行う。記載した事例に用いた供試土は火山泥流の生土、褐色森林土のNaCl 0.01 N 処理土である。

図Ⅲ-9は火山泥流 (生土) であるが、自然含水比を境に、湿潤過程、乾燥過程の締固めであり、実験は非繰返し法によった。湿潤過程では 0.1 mm 以下の粒子が増加、それ以上の粒子は減少傾向を示す。乾燥過程では、0.005 mm 近辺の粒径を境に、それ以上の粒子は増加、以下の粒子は減少傾向となる。ただし、1.0 mm 以上の大粒子では、乾燥収縮、スレーキングの影響も考えられ、団粒の量は減少したものと考えられる。褐色森林土では、締固め含水比が高くなるにつれて、0.02~0.03 mm 以下の粒子は増加、それ以上の粒子は減少している。また特に高含水比では、0.005 mm 以下の粒子の増加が著しい (図Ⅲ-10)。

2 締固めにおけるコンシステンシー特性

粘性土の締固めにかかわる粒径は、土の種類の違いにより、多少の変動は見られるものの、初期団粒の影響を持つ大団粒と、0.02~0.03 mm 以下の微細な団粒に大別されるものと考えられた。そこで、ここでは微細な団粒

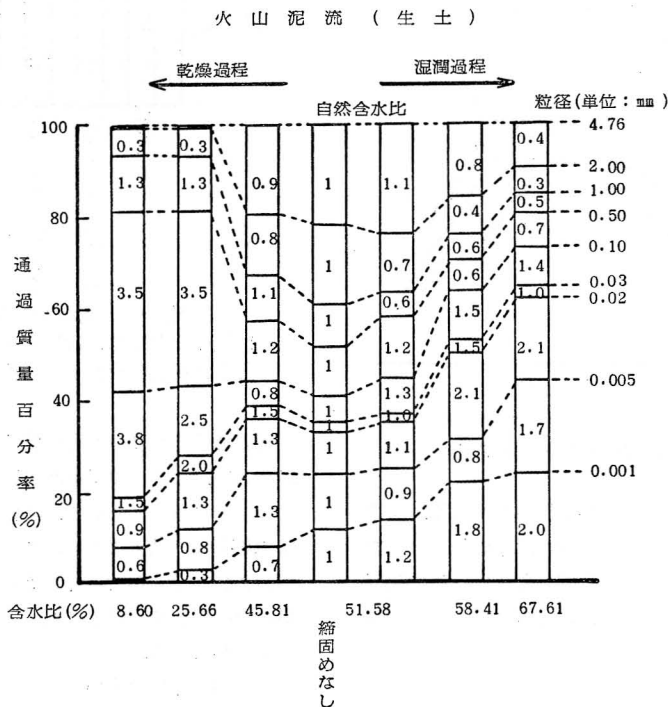
の理工学性をコンシステンシー特性との関連で検討する。

1) 粒度調整試料での液性、塑性限界

i) 実験結果

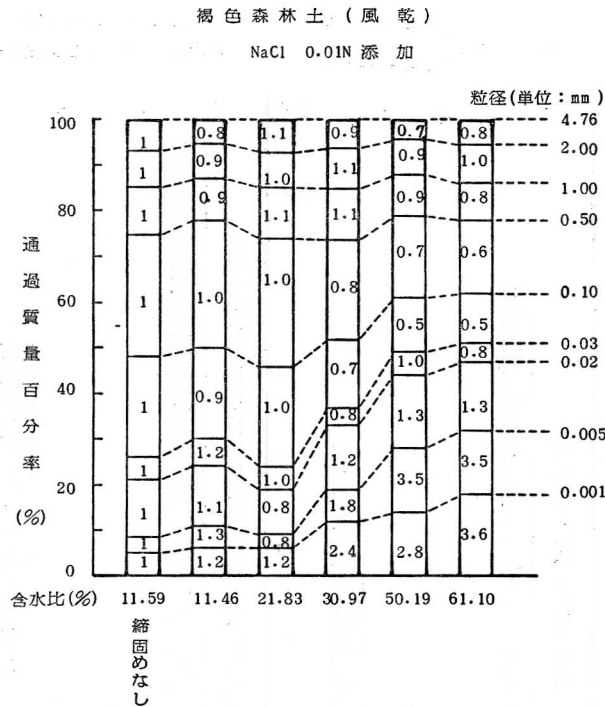
各段階の試料での非すり潰し、すり潰し試験の結果を図Ⅲ-11に示した、LLは 0.005 mm 以下の試料が最大で、0.005~0.03, 0.03~0.074 mm は小さく、0.074~0.105 mm ではやや大きな値となっている。JISにしたがった方法で得た LL は、0.005 mm 以下 > 0.42 mm (風乾), 0.005 mm 以下 > 2.00 mm (生土) という結果が得られた。生土と風乾土での違いは、0.005~0.03, 0.03~0.074 mm の二段階の試料ではその差は大きくはないが、他の三者では大きな違いとなっている。

また、非すり潰し試験では、0.005~0.105 mm の三段階の試料ではダイラタンシーを起こし、溝切りが困難であったので、溝切りで少しずつ溝を切るという手法を用いた。すり潰し試験はダイラタンシーを起こさなくなるまで十分に練返した試料での実験である。両者を比較すると、すり潰しにより LL は大きくなるが、それぞれの値の大きさの順序は、非すり潰しの場合と同じ傾向とな



図Ⅲ-9 生土の締固め土の粒度分布

注) 図中の数字は、締固めなしの試料の各粒径範囲を1とした場合のそれぞれの増減比



図Ⅲ—10 締固め後の粒度分布

注) 図中の数字は、締固めなしの試料の各粒径範囲を1とした場合のそれぞれの増減比

る。PLについては、LLほど各試料間の違いは大きくないが、LLと同じ傾向を示すものといえよう。

ii) 考察

前述の結果によると、LL、PLには0.005 mm以下の粒子の量が重要な意味を持つことが予想される。そこでLL試験後の試料の粒度について検討した(図Ⅲ—12)。

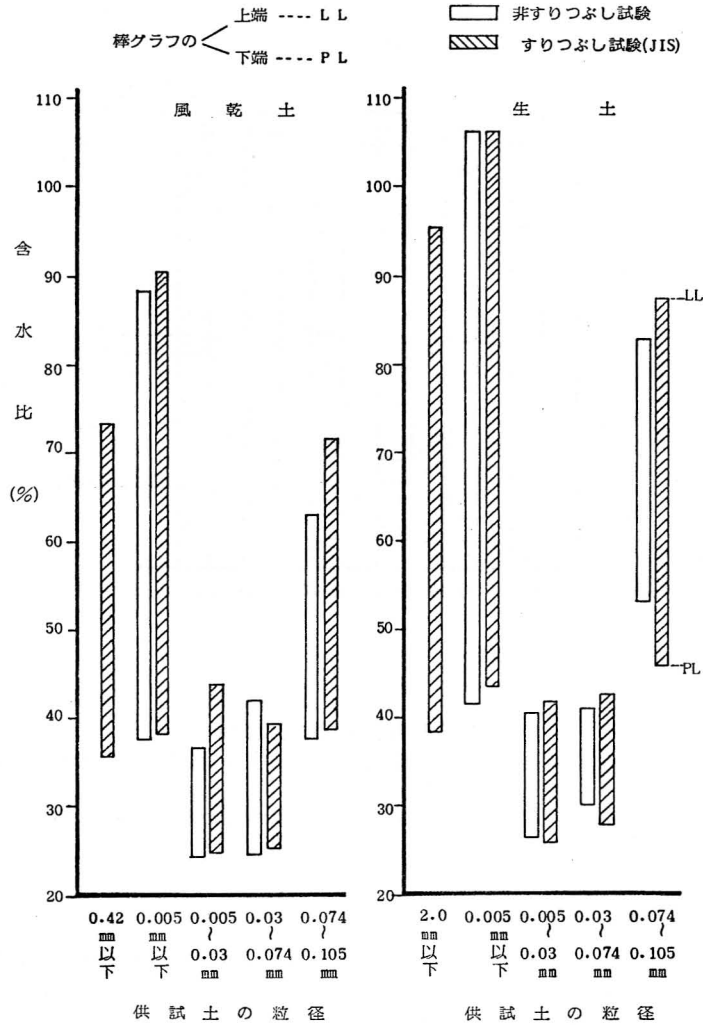
風乾土の0.42 mm以下、生土の2.0 mm以下の試料では0.03 mm以下の粒子の量が約95%を占めている。また、図Ⅲ—13の湖底土、褐色森林土では75%以上の含有率となっている。LL試験前後の比較では、0.02~0.03 mmの粒径を境にした団粒の増減がみられる。なお、0.074~0.105 mmの試料が0.005~0.074 mmの範囲の二段階の試料に比し、特異な挙動を示したが、この理由については次のように考えられる。①0.005 mm以下の粒子の量が異なる。②大団粒の量に差がみられる。すなわち、この①、②の相互関係によりこの特異な挙動は説明されよう。つまり大団粒の構造はより高次の構造を持つものと考え、これは団粒内に多くの間隙を持ち易く、また、団粒間にも多くの間隙を持つことになる。したがって、系全体の含水比は大きなものとなる。一方、0.005 mm

以下の粒子が多くなるということは、挙動単位の比表面積が増加するということであり、LL、PLは大きくなる⁸⁴⁾。

次に風乾土と生土との比較では、0.005~0.074 mmの二段階の範囲の試料では、LL、PLの差は小さいが、0.005 mm以下、および0.074~0.105 mmでは生土の方が大きな値となっている。これらの理由としては、0.005 mm以下の試料では、その粒度にもさしたる違いは見られないことから、単に風乾に伴う土粒子の親水性から疎水性への変化によるもの⁸⁰⁾と考えられる。0.074~0.105 mmの試料では、団粒も大きく高次の構造のため、生土の団粒は降伏値の小さいことが考えられる。したがって、実験時の練返しによる団粒の破碎に伴う微細な団粒の増加と、その親水性により風乾土よりはLL、PLが大きな値となったものと考えられる。

以上のようにみえてくると、コンシステンシーにかかわる粒子は0.02~0.03 mm以下の粒子が特に重要であるといえる。この結果は締固めにより増加する微細な粒子の大きさと一致している。

2) ダイラテンシー挙動と粒径



図Ⅲ-11 粒度調整試料での液性限界・塑性限界

先にも指摘したことであるが、粒度調整試料では、ダイラタンシー現象が見られた。しかし、JIS にしたがうような十分に練返した場合には、この現象は起こらなくなる。ここではこのようなダイラタンシー特性と粒径の関係について述べる。

i) 実験結果

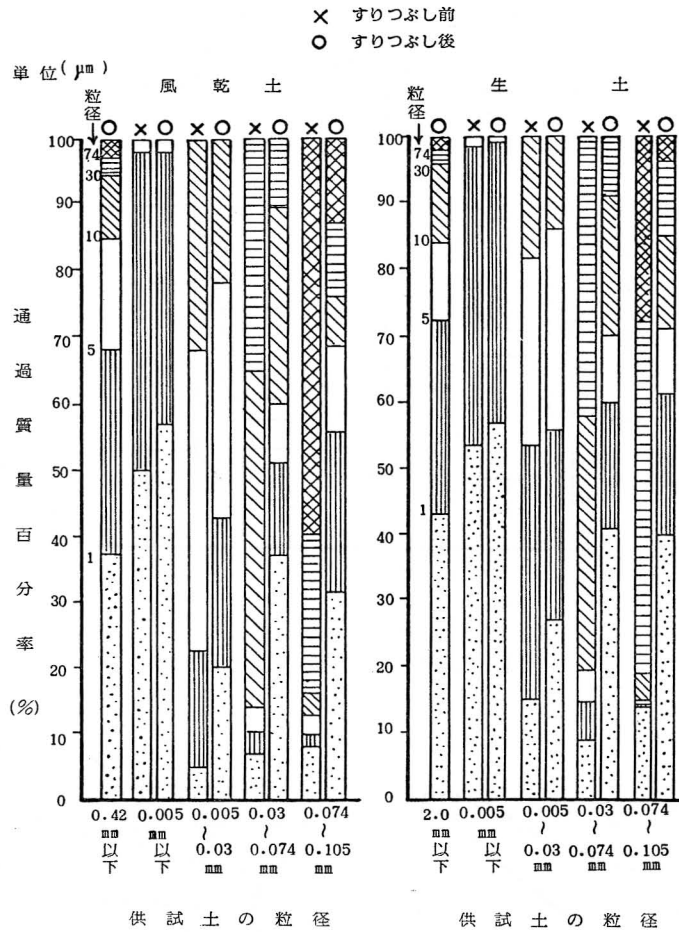
ダイラタンシー挙動を明らかにすべく、フォールコン試験を行った。図Ⅲ-14には、その結果を示したが、ここでの供試土はコーンの最終貫入量が 10 mm になる水分状態に調整した。貫入量—時間曲線によると、粒径が 0.005 mm, 0.42 mm 以下の試料では、時間の経過に伴う貫入量の変化はほとんどない。しかし、0.005~0.105

mm の範囲の三段階の試料では、15分近くまで貫入量の増加がみられる。このような貫入挙動の違いからも供試土の特性の違いが理解できよう。

一方、前掲の図Ⅲ-12に、LL, PL 試験で試料を十分にすり潰したものと、なるべくすり潰さないものとの粒度の違いを示した。前者ではダイラタンシーを起こさなかったが、後者はダイラタンシーを起こすものであった。両者の粒度の違いは、すり潰しの方が微細化していることは当然であるが、0.001~0.005 mm 以下の粒子の量的な違いが著しい。

ii) 考察

液性限界前後および粒度調整試料での粒度の変化か



図Ⅲ—12 液性限界試験後の粒度組成

ら、LL、PL にかかわる粒子は 0.02~0.03 mm 以下の粒子であることは明らかであろう。また、0.02~0.03 mm 以下の粒子は、その力学的挙動の違いから 0.001~0.005 mm 以上と以下の粒子に分けられる。

そこで、0.001~0.005 mm 以下の粒子と LL の関係について検討してみる。試料がダイラタンシーを起こす場合には、LL の測定はなかなか困難である、前掲の図Ⅲ—12によると、0.001~0.005 mm 以下の粒子の量は、風乾土の 0.42 mm 以下の試料で 37~68%、生土の 2.0 mm 以下では、43~72%である。また、0.005~0.03 mm のシルトの粒子(風乾)では 0.001~0.005 mm の粒子が 4~23% あったものが、20~43%に増えるとダイラタンシーは起きなくなる。しかし、それ以上の粒子は減少している。このようにみえてくると、一般に LL を測定可能にするには、0.001~0.005 mm 以下の粒子が極めて重要であると

言える。

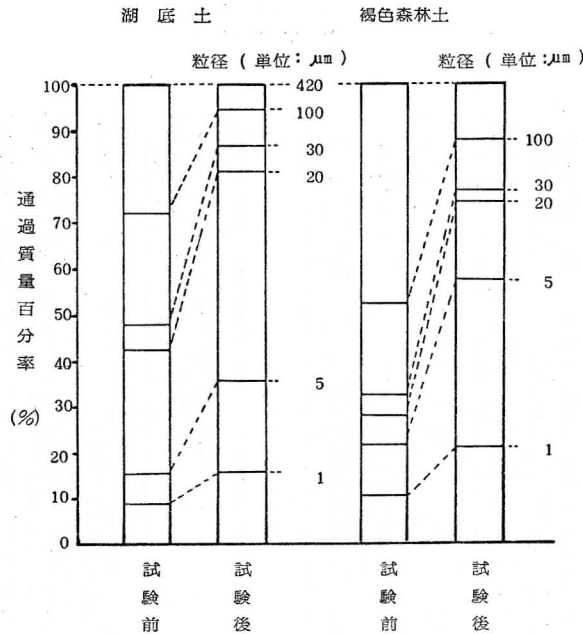
今、粘土とシルトを風乾した土塊を考えると、シルトの場合、土塊の強度は粘土に比べてきわめて弱く、これは粒子間の結合の弱さに起因することは容易に推測できよう。また、細砂の収縮試験を行うと、一次元的な収縮挙動を示し、粘土の三次元的な収縮とは異なる。一方、0.005 mm 以下の粒子でも 0.001 mm 以下のものはコロイド粒子であり、水中ブラウン運動を示し、その表面電化の効果については良く知られているところである。

このようにみえてくると、0.001~0.005 mm の粒子はそれ以上の大粒子をのり付けする効果を有するものと考えられる。

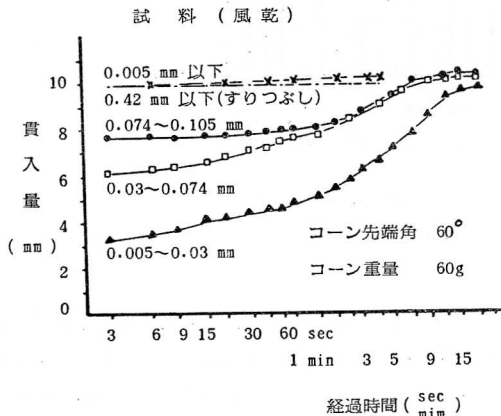
3 締固めにおける団粒の変化の持つ意義

1) 大団粒の果たす役割

締固めにかかわる団粒は、①0.02~0.03 mm 以上の大



図III-13 液性限界試験前後の粒度組成



図III-14 フォールコーン試験における貫入量-時間曲線 (最終貫入量 10 mm での比較)

団粒, ②0.02~0.03 mm から 0.001~0.005 mm までの中団粒, ③0.001~0.005 mm 以下の微細団粒に分けられる。しかし、これらの大きさについては、粘土鉱物の種類および団粒の生成過程の違い等により若干の幅は考えられよう。この問題については、今後理論的実証的検討が望まれる。

締固めにおいて大団粒の果たす役割は、粒度調整試料 (第II章1節1項) および砂の締固め (同2) で述べた如

く、破碎されて中団粒、微細団粒の供給源となったり、 ρ_d の大きさに関与する、すなわち、締固めにおいて大団粒間の空隙が中団粒および微細団粒で満されていると考える。この場合、大団粒の密度は中団粒および微細団粒の混合系の密度よりは大きなものとなり、このため大団粒が多いということは ρ_d の増大につながる。

2) 中団粒、微細団粒の果たす役割

0.02~0.03 mm 以下の粒子はコンシステンシーとかかわる粒子であった。この粒子の締固めにおける役割は大団粒をとりまき、その移動を容易にするものとする。しかも、0.001~0.005 mm 以下の粒子は、それ以上の粒子をのり付けする効果を持ち、特に強度を左右する因子となり得るものと考えられる。

ここで団粒の生成およびその大きさについて考えてみる。

電気二重層を持つ二粒子間の分散、凝集を理解するには、DLVO 理論に基づく解釈がなされている⁸⁵⁾。すなわち、粒子間に働く全ポテンシャル関数 (V) は、静電的な反発ポテンシャル (V_R) と、ファン・デル・ワールス力による吸引力ポテンシャル (V_A) の和となる。

$$V = V_R + V_A \dots\dots\dots (III-1)$$

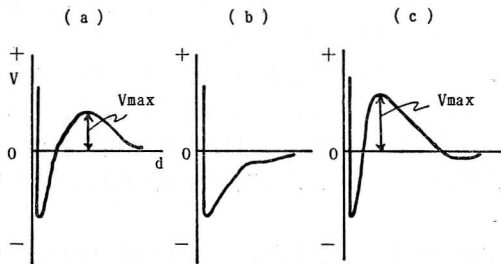
ここに

$$V_R = \frac{64 n \cdot RT}{x} r^2 \exp(-2 \kappa \alpha) \dots\dots\dots(III-2)$$

$$V_A = \frac{A}{48 x} \left\{ \frac{1}{d^2} + \frac{1}{(d+\delta)^2} - \frac{2}{d-\delta} \right\} \dots(III-3)$$

- R: 気体定数
- n: イオン濃度
- T: 温度
- x: 界面からの距離
- κ : $1/\kappa$ は二重層の厚さ
- α : 板状粒子間距離の2分の1
- r: 分子間距離
- A: ハマカー定数
- δ : 板状粒子厚さ

(III-1) 式の関係は V_R , V_A の相互関係で変わり、その代表的なものとしては、図III-15 (a), (b), (c) が考えられている¹¹⁾。これらの関係は粒子間距離や粒子厚



図III-15 全ポテンシャルエネルギー曲線の三つの場合¹¹⁾

さ、電気二重層内のイオン濃度により変化する。いずれにしても、粒子が凝集するには V_{max} というエネルギー障壁を超えなければならず、その大きさや粒子界面からの距離は、温度、イオン濃度(二重層の厚さ)に規制される。以上が凝集により団粒が生成される基本的な考えである。したがって、団粒の大きさを一概に論ずることはできないが、一度風乾された団粒は不可逆的な変化をずするため、水を加えてもさほど大きな体積変化をしない。すなわち、一度風乾された団粒の結合力および大きさは、いくつかの仮定の下で推定できるものと思われる。

レポートはその著書⁸⁹⁾の中で、粒子間の結合作用によって生成される団粒は $100 \mu\text{m}$ 以下だけで可能であり、これ以上の粒子では自重が引力を超えるので、凝集して結合するということできないとしている。したがって、凝集過程で形成された微細な団粒は $50 \sim 100 \mu\text{m}$ を本質的に超えることはできないとしている。

また、洪積火山灰土壌の団粒分析の結果、分布曲線に

は表層土の場合、 $20 \sim 30 \mu\text{m}$, $40 \sim 50 \mu\text{m}$ の間の二つのピークが見られるとの指摘もみられる⁸²⁾。いずれにしても、最小のユニットとしての団粒はそれほど大きなものとはなり得ず、本研究で指摘した力学的挙動からの類別との大きな違いはないものと思われる。

土壌の分散凝集の問題は現在多くの研究者の注目するところであるが、基本的な考えはほぼ確立されていると言える。分散、凝集にかかわる因子の主なものとして、1) 固体表面官能基の問題、2) 粘土鉱物と有機化合物との複合体、3) 土粒子表面に働く界面張力、4) 粒子間に働く静電力、ファン・デル・ワールス力、5) 水合作用がある。

今土壌の水膜厚さを試算してみると、土粒子の比表面積 (S) $100 \text{ m}^2/\text{g}$ 、含水比が20%、50%の場合は20Å, 50 Åとなる。また、 S を $5 \text{ m}^2/\text{g}$ とし、同じ含水比については、400 Å, 1000 Åとなる。土粒子の比表面積と締固めに関する研究で、最適含水比の水膜厚さは $40 \sim 80 \text{ \AA}$ の範囲であるとの指摘もみられる⁸⁹⁾。

モンモリロナイトに例をとって考えてみる。この場合微細団粒を考え、その内部は飽和しているとし、比表面積は、 $800 \text{ m}^2/\text{g}$ 、粒径 $0.1 \sim 1.0 \mu\text{m}$ 、厚さ $0.003 \mu\text{m}$ 、構造はタクトイド構造⁸⁷⁾と考える。空気乾燥を経験した試料について考えると、団粒内が飽和されているということは、吸水による膨潤は完了しているということになり、その状態はほぼ収縮限界に等しいと考える。粘土の膨潤にかかわる具体的な数値の計算については、結合水の性質、土壌構造の把握、粒子の大きさ、イオンの濃度および種類等解決さるべき問題も多く、実際の土についての値を得ることはきわめて困難なことである。しかし、いくつかの仮定の下では計算は可能となる⁸⁹⁾。湖底土(モンモリロナイト)の収縮限界は38.5%であった。粒子間の水膜厚さ (x) は

$$800 \text{ m}^2/\text{g} \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \times x \text{ \AA} \times 10^{-8} \text{ cm}/\text{\AA} = 0.385 \text{ cm}^3/\text{g}$$

$$x = 4.81 \text{ \AA}$$

4.81 Å となる。

$1 \mu\text{m}$ の微細団粒を考えると、土粒子数 (x) は

$$1 \mu\text{m} = (0.003 \mu\text{m} + 9.62 \text{ \AA}) x$$

$x \approx 252$ 個となる。したがって、単位パケットあたり粒子数 (H 方向: 図III-16参照) は252個となる。

単位パケット間の水膜厚さは

$$w = \frac{Sd}{100} \dots\dots\dots(III-4)$$

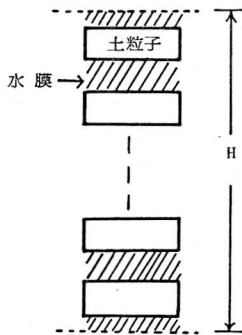
w : 含水比 (%)

S : 比表面積 (m^2/g)

d : 単位バケツ間の水膜厚さの2分の1 (\AA)
から計算できる。いま、 $\text{pF } 3$ ($=w_{\text{opt}}$) の含水比は72%
であるので($1 \mu\text{m}$ の粒径の比表面積は $2 \text{m}^2/\text{g}$ とすると)

$$d = \frac{100(72 - 38.5)}{2} = 1,675 \text{\AA}$$

すなわち、 $0.17 \mu\text{m}$ となる。 $10 \mu\text{m}$ の団粒では、 $S = 0.2 \text{m}^2/\text{g}$ とすると $1.7 \mu\text{m}$ となる。カオリナイトでは、比表面積 $100 \text{m}^2/\text{g}$ 、粒径 $0.3 \sim 4 \mu\text{m}$ 、厚さ $0.5 \mu\text{m}$ と考え、収縮限界を褐色森林土(カオリナイト)で 13.5%とすると、水膜厚さは 13.5\AA となり、 $10 \mu\text{m}$ の微細な団粒を考えると単位バケツあたり20個の粒子数となる。ここでバケツ内の粒子の構造は圧縮により平行配列になったと考える。単位バケツ間の水膜は、 $\text{pF} = 3$ の含水比56%で求めると $2.1 \mu\text{m}$ となる。すなわち、単位バケツ間の水膜厚さは両者とも似かよっているが、内部では土粒子の比表面積、膨潤特性によって種々異なる。



図Ⅲ—16 団粒の大きさの計算のための単純化したモデル

このように収縮限界を基準に考えた場合、同一粒径の団粒で比較すると、粘土鉱物の種類の違いにより、当然のことではあるが団粒内の粒子数が異なり、その結果は団粒の構造次数の違いとなって現われることも予想される。また、それは団粒の強度へも反映されることになる。

ここでの試算はいくつかの仮定に基づくものであり、実際のものとは開きがあろうが、団粒の性質を知る手段とはなり得よう。

4 荷重強度からみた団粒の変化

締固め荷重に応じて団粒は変化する。そしてその程度は団粒の水分状態に左右されることは明らかなことであ

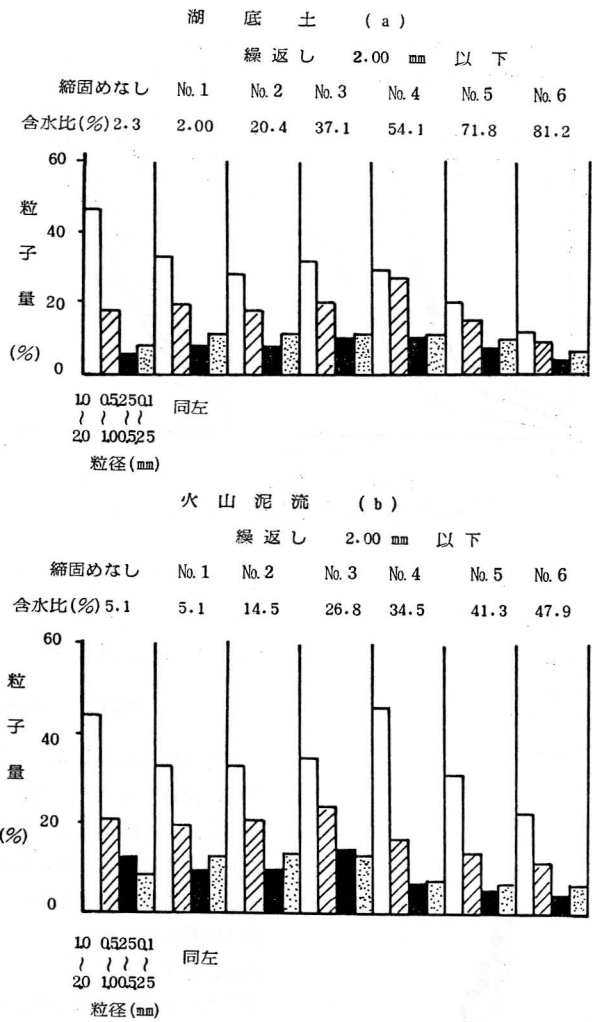
ろうが、それをいかにして定性的、定量的に表現するかが問題となる。ここでは締固め荷重により、団粒が分散結合する状態を知ることを目的としたため、団粒の分散方法はこれまでの分析方法とは異なる。ここでの方法は八幡ら¹¹⁾の方法によった。しかし、締固めに伴う粒径の変化をみることを目的としたため、 H_2O_2 処理は行っていない。

供試土の初期団粒径は 2mm 以下であり、しかも湿潤過程の締固めであるので、締固め荷重に対して最も大きな降伏値を有する状態は、実験の水分の範囲内では風乾状態と考えた。したがって、スレーキングしにくい土で 2mm ふるいに残留したものは水中で筆でときほぐした。ペースト状態では、ビーカー内で水を加え、静かに攪拌し分散させた。振盪機の振幅は 2cm 、往復振動数は $20 \text{回}/\text{min}$ 、振盪時間は 40分 である。結果を図Ⅲ—17 (a), (b) に示した。ここで、締固めなしとは 2.0mm 以下の風乾試料をそのまま分析したものであり、No.1 は、 2.0mm 以下の風乾土を締固めた後ただちに実験したものである。分散しやすい低水分領域、または飽和系の高水分領域では、明らかに団粒の微細化傾向がみられる。しかし各試料とも最適含水比(湖底土は55%、火山泥流は37%)近辺では再団粒化現象による団粒の粗大化傾向がみられる。

このように分散方法に対応して団粒は締固めにより分散と凝集という二つの相反する挙動を示す。しかし、これらの団粒の挙動はこの手法で取り出し得る団粒からの推定であり、締固め操作に対応して変化した団粒を直接意味するものとは考えられない。ある力学条件下に置かれた状態での挙動単位は、別の力学条件のもとでは、前者と異なる挙動単位として行動するものと考えられる。

次に締固め荷重による団粒間の連結性の問題について検討する。実験は $0.42 \sim 0.85 \text{mm}$ の供試土(風乾)を、それぞれの荷重段階で締固め、その後、耐水性団粒分析を行った。結果を図Ⅲ—18に示す。

火山灰土では荷重が大きくなると、耐水性団粒試験では団粒は粗大化し、褐色森林土では微細化されるという結果を得た。褐色森林土は水に対して分散しやすいという頁岩が風化して生成された土の物理特性にもよるが、締固めにおいて団粒は基本的には荷重が大きくなるにつれて微細化される。一方、締固め荷重により成形された土塊は、それ自体、新たな降伏値を持つことになり、降伏値以下の荷重では連続体として挙動するであろう。しかし、連続体内の個々の挙動単位は、系が変形する場合、



図Ⅲ—17 締固めによる耐水性団粒の変化

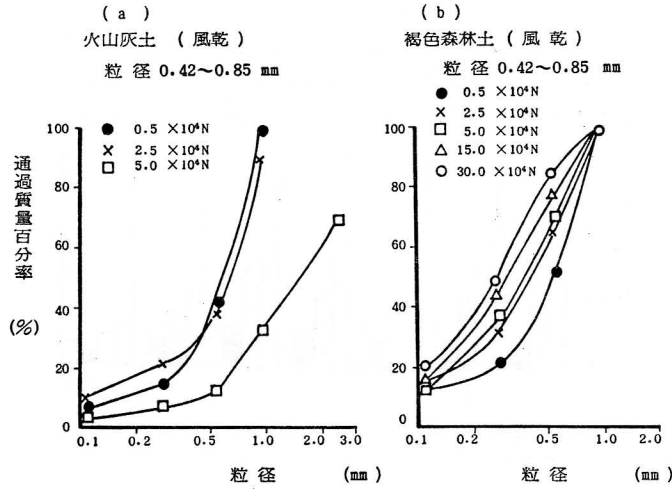
その変形量に対応しているいろいろなレベルの大きさで応答するであろう。すなわち、締固めによる粒子間の結合により連結された土塊は、その土塊の持つ降伏値を超える外力によってのみ分散状態となり得る。

図Ⅲ—19は、液性限界試験における落下回数15回のペースト状試料を乾燥収縮させながら、各々の段階での切断抵抗⁹⁰⁾を測定したものである。各供試土の収縮限界は、褐色森林土が15%、湖底土が50%、火山灰土が55%であり、その時の乾燥密度はそれぞれ 1.65, 0.98, 0.91 g/cm³であった。

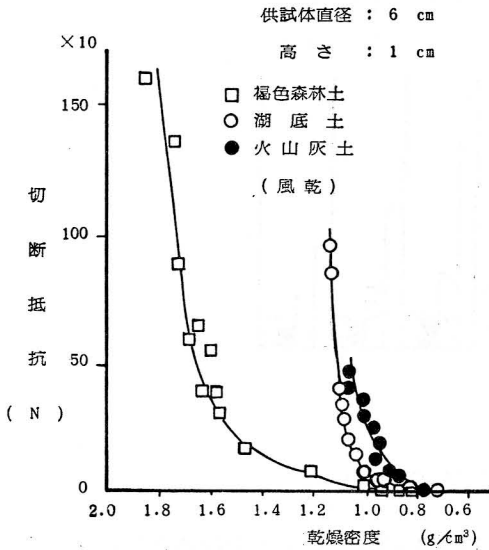
切断抵抗は各供試土とも収縮限界を境に急激に変化する。□印の褐色森林土に例をとって考えてみると、高含

水比側から収縮限界付近までは飽和系であり、粒子間の結合はいわゆる間隙水（毛管水、一部半結合水⁹¹⁾）による連結であり、脱水による密度の増加に伴っての連結力の増加はそれほど大きくはない。しかし、収縮限界を超えると、不飽和状態の供試体となり、脱水に伴い密度の増加する割合は小さいが、連結力は著しく大きくなる。この領域における水分は表面保水の状態であり、土中水の分類では結合水といわれるもので、前者とは全く別の保水形態であり、その差が粒子間の結合力の差となって現われたものと解釈される。

図Ⅲ—19で、各供試土における最大の切断抵抗を示す点は炉乾燥状態であり、その直前の点は風乾状態の点で



図III-18 締固め荷重と耐水性団粒の変化



図III-19 乾燥収縮過程の供試土の切抵抗と乾燥密度の関係

あるが、風乾状態の粒子の結合力は各供試土でそれぞれ異なり、それは風乾状態の乾燥密度に比例して大きくなっている。風乾状態での土粒子間の連結性および充填状態が、表層土での団粒の基本となると考えられ、それは各供試土で異なることは明らかである。

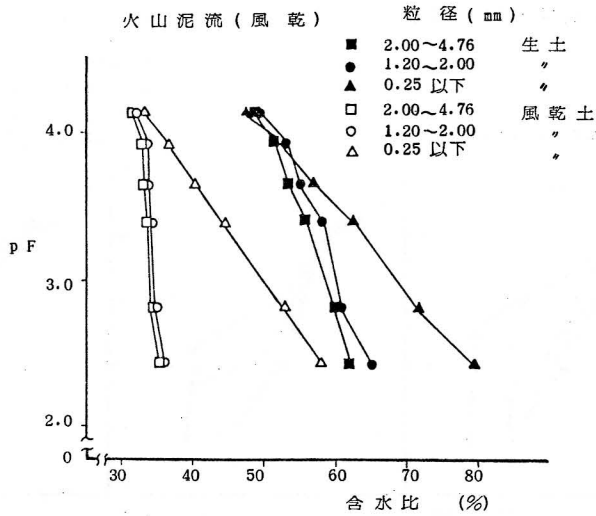
このように締固めと団粒の挙動との関連をみてくると、詳細には後述するが、締固め土の理工学性は単にマクロ量としての ρ_d や w による理解を一步進めて、締固めにより団粒はどのように変化したのか、または外力に

対してどのように対応するのが重要となる。各レベルの団粒はそれぞれ異なる理工学性を示すことが考えられ、このような観点からの整理が必要となる。

第IV章 締固め土の理工学性

農地では耕地は勿論、畦畔、堤防、土水路、農道等も表層に位置するため、気象の変化に伴う様々な影響を受け易い。その際、土壌は収縮、膨潤および踏圧、積雪等の上載荷重による圧縮、耕耘による練返し作用を受け、いろいろな粒径に変化し、充填されていく。この充填状態は団粒の分布やコンシステンシー特性、または締固め荷重に左右される。そして、さまざまな充填状態がその都度得られることになるが、この締固められた土の充填状態が、耐水性、保水性、通気性および植物の生長に直接かかわることは明らかなことである。その意味で、土の理工学性を締固めにおける団粒の挙動との関連で整理する必要がある。

従来、土の理工学性は、主にマクロ量としての密度、重量、含水比、間隙比および土の基本的性質である粒度、比重、コンシステンシーとの関連で把握されてきた。しかし、前述したごとく、土は種々なる条件によって微細化されたり、再結合したりすることは明らかで、その程度は力学、材料、物性条件によって異なる。したがって、このような団粒の変化が、どのように土の理工学性にかかわるかが重要である。そこで、室内実験を通して、貫入強度、透水性、コンシステンシー、クリープ試験などからこの問題を検討する。



図IV—1 粒団の粒径の違いと pF—水分曲線

1 節 保水・透水特性

1 pF—水分曲線

1) 試料および実験方法

i) 試料

団粒の変化に着目したため、粒度調整試料で実験を行った。用いた試料は火山泥流である。使用範囲の粒径は 4.76 mm 以下の粒径であり、これを空中篩別法により、それぞれの範囲の初期粒径を持つ試料に調整した。さらに小粒径のものについては、ストークス法および水中ふるい分けて調整した。

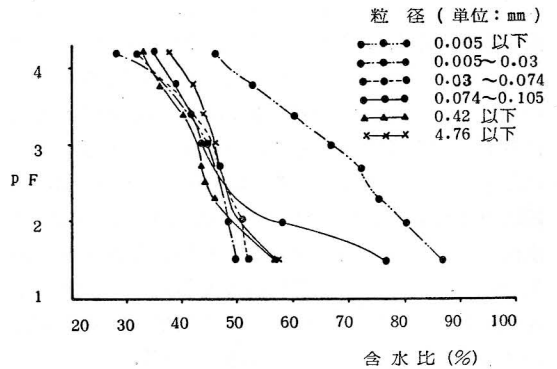
ii) 実験方法

pF 2.5 までは吸引法によった。その後は遠心法により pF 4.2 まで測定した。試料は締め固めを行ったもの、また、締め固めは行わずモールドに試料を流し込み毛管飽和させたものの二種類である。締め固め土の pF—水分曲線は、間隙量、間隙の大きさによって変わる。そこで、本実験の目的からして、ここでは間隙の量を一定にし、団粒の破碎に伴う間隙構造の変化について検討することにした。締め固め試料は、それぞれの範囲の試料を、含水比 10, 30, 52% に調整し、それを 100 cc モールドに 3 層に分け詰めた。その際、各含水比での ρ_d は正確に一定になるようジャッキを用い締め固めた。ここで用いた ρ_d は 1.1 g/cm³ である。

2) 結果と考察

締め固め試料を検討するに先だち、単に毛管飽和させた試料を用い、粒径と pF の関係を検討した (図IV—1)。

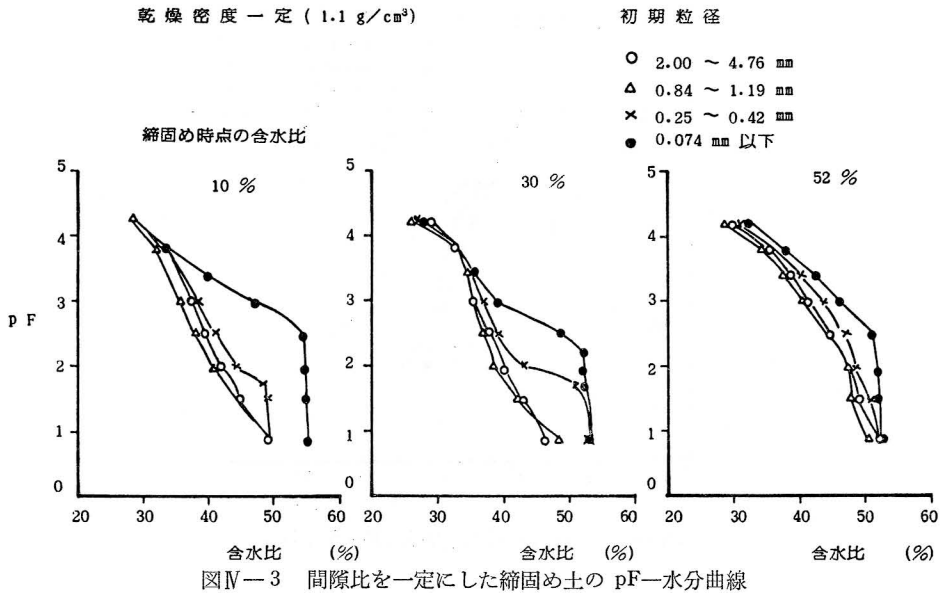
火山泥流 (風乾)



図IV—2 粒度調整試料での pF—水分曲線

一般に、初期粒径が小さくなるにつれて保水性は良くなるといえる。しかし、1.20~4.76 mm の二段階の試料の保水性の差は、0.25 mm 以下の試料に比しきわめて小さい。したがって、0.25 mm 以下の試料について、さらに詳細に検討した (図IV—2)。その結果 0.005 mm 以下の微細団粒の保水性が著しく大きいということが明らかとなった。

次に、締め固め土についての pF—水分曲線を図IV—3 に示した。含水比が 10% は不飽和系、30% は w_{opt} 付近、52% は飽和系である。含水比が 10% の場合には 0.25~4.76 mm の三段階の試料間にはさほど大きな違いは認められないが、0.074 mm 以下では、pF 3.80 から pF 2.73



までは急激な保水性の違いが現われる。含水比が52%の飽和系の試料では、各粒径段階の保水性の差は小さくなって来る。すなわち、飽和系では、水分の増加に伴ってのスレーキング現象や団粒の強度が低下し、締固め荷重に対する粒径の均等化が進み、保水性の差が縮まったものと考えられる。また、2.00~4.76 mm の試料では、各締固め含水比段階で、0.84~1.19 mm 試料とほぼ同じ保水性を示したり、若干ではあるが保水性が良いという結果が得られた。これは団粒径が大きくなると、団粒の強度が低下し、0.84~1.19 mm の範囲の団粒よりは微細化が著しいことを意味するものと考えられる。

2 透水係数

1) 試料および実験方法

i) 試料

供試土には火山泥流を使用した。また、前項同様の粒度調整試料を用いて実験を行った。礫—粘性土混合土

の実験に使用した礫の形状等については表Ⅳ-1に示した。粘性土に用いた土は 0.03 mm 以下の粒径を90%以上持つシルト質粘土である。この土は耐水性はきわめて不安定で、分散し易いという性質を持つ。

ii) 実験方法

供試体の締固め方法はランマーおよびジャッキを用いた全断面締固めである。また ρ_d を一定にした供試体を得るにはジャッキを用いた。透水試験は変水位法による。粘性土の混合土での実験は、あらかじめ 2.00~4.76 mm と 0.074 mm 以下にふるい分けた試料 (風乾) を所定の混合率にまぜ合せたものを使用した。締固め仕事量は呼び名 1.1 法と同じである。混合率 (p%) は絶乾状態で、2.00~4.76 mm の範囲の試料重量を、2.00~4.76 mm と 0.074 mm の試料重量を加えた総重量で割り、百分率で表わした。

礫—粘性土混合土の締固めでは、締固め方法は呼び名 1.1 (b) 法による、礫混合率は次式で求めた。

$$p = \frac{G}{G+C} \times 100(\%) \dots\dots\dots (IV-1)$$

- p: 礫混合率
- G: 礫絶乾重量
- C: 粘土絶乾重量

2) 結果と考察

i) 初期団粒径の違いが透水性に及ぼす影響

表Ⅳ-1. 混入礫の形状

記号	粒径 mm	表乾比重
S ₁	2.37~ 4.76	2.535
S ₂	4.76~ 9.52	2.557
S ₃	9.52~15.9	2.593
S ₄	15.9 ~19.1	2.619

透水性については、間隙の形状とその分布状況からの解析的研究⁶²⁾や、その実証的検討がなされている⁶³⁾。これらの研究の教えるところの一つは、締め固めとの関連では、どのような挙動単位で作られた間隙構造であるかを把握することの重要性を指摘していることであろう。

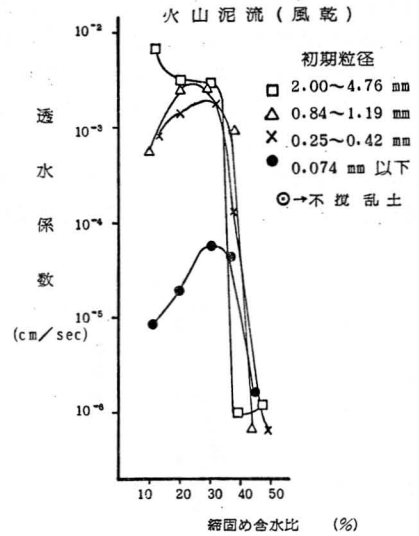
締め固めに伴う団粒の変化が透水性、通気性に与える影響は当然予想されることであるが、実際にどの大きさの団粒が、どの程度透水性にかかわるかということ明らかにすることは容易なことではない。前にも述べたが、透水に関与した団粒をいかにして取り出すかといった問題は、実験的、理論的にも困難なことである。そこで、あらかじめ粒度を調整した試料による締め固め土の透水試験から、団粒と透水性の関連を検討する。

図Ⅳ-4は締め固め荷重一定の場合である。図によると、0.074 mm 以下の試料と他の三者では明らかに透水係数(k)は異なる。それぞれの供試土で最適含水比($w_{opt}=37\%$)を境に急激に透水性は低下する。また、飽和系での k の差は、不飽和系ほど大きくはない。締め固め含水比30%で k は最大値を示す。

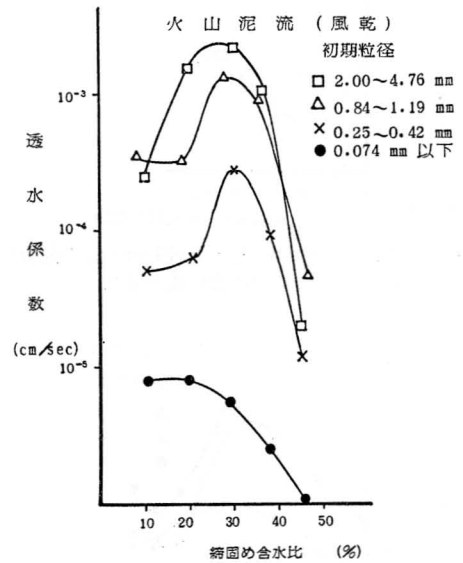
図Ⅳ-4の実験は締め固めエネルギー一定の実験であるので、締め固め曲線に沿う各測点での ρ_d は異なる。次に ρ_d を一定にした供試土で検討した(図Ⅳ-5)。 ρ_d 一定の場合では初期団粒径の影響が明らかである。図Ⅱ-3によると、同一締め固め荷重に対しては、 w_{opt} 付近の水分状態で、初期団粒径の大きい方が ρ_d は大きいという結果が得られている。このことから $\rho_d=1.1\text{ g/cm}^3$ を得るには、粒径の大きな試料の締め固め荷重は小さくて良いということになる。したがって、同一荷重で締め固めた場合よりは、大粒径試料の団粒の微細化の程度は少ないということになり、その結果が k の差となって現れたものと解釈できる。

また、図Ⅳ-4, 5で w_{opt} (37%)よりやや乾燥側で k が最大という現象が見られた。これは締め固め過程での注水によるスレーキングの影響もその要因の一つと考えられる。すなわち、スレーキングにより微細化した団粒は、注水時の攪拌により再団粒化され、大団粒として行動するため大孔隙ができ、 k の増大につながったものと考えられる。

また、不攪乱試料による実験によると、 $\rho_d=0.95\text{ g/cm}^3$ 、自然含水比=54.4%の供試土で $k=1.2\times 10^{-4}\text{ cm/sec}$ であった。図Ⅳ-4では●印であり、 k の値は締め固め土に比しきわめて大きなものとなっている。これは自然状態での既存の水みちが、締め固めに伴う繰返しにより切断さ



図Ⅳ-4 初期粒径の違いと透水係数の変化 (条件: 締め固め土, 仕事量 $5.6\times 10^4\text{ mkg/m}^3$)



図Ⅳ-5 初期粒径の違いと透水係数の変化 (条件: 締め固め土, 乾燥密度一定= 1.1 g/cm^3)

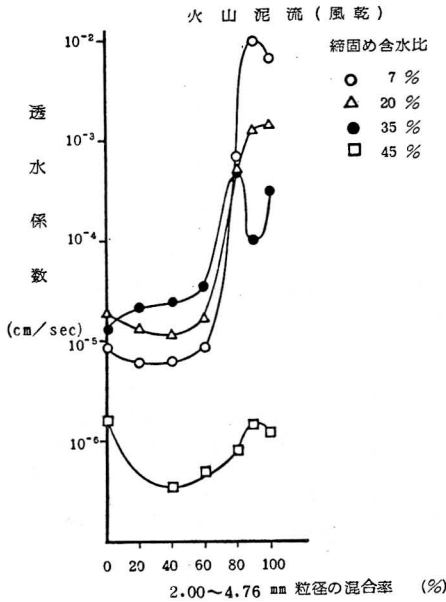
れた結果と説明されている⁶⁴⁾。

ii) 締め固めにおける粒子破碎と透水係数の変化¹¹⁵⁾

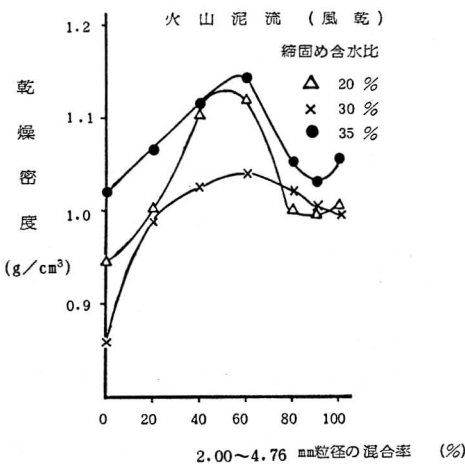
締め固めと透水性の関係を突き固め効果という指標を用い説明している研究がある⁶⁶⁾。この突き固め効果ということは、突き固めによってどれだけ土が圧縮されたかと

いうことで、いわゆる圧縮ひずみの大きなものが突き固め効果が大きいと理解される。したがって、土の移動量が大きく、練返しの程度も激しく、団粒の微細化も著しいと考えられる。このような微細化も k が最小となった理由の一つと考えられる。

一方、図Ⅳ-4で明らかなように 0.074 mm 以下の粒子が透水性に与える影響は明らかである。そこで締固め



図Ⅳ-6 2.00~4.76 mm 土と 0.074 mm 土の混合割合の違いから見た透水系数の変化

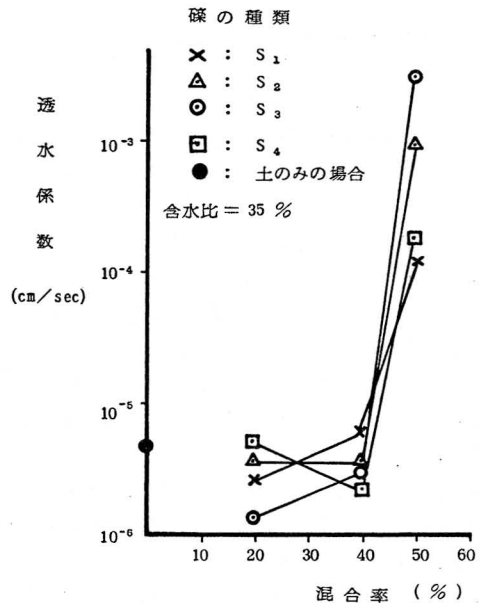


図Ⅳ-7 2.00~4.76 mm 土と 0.074 mm 土の混合土の締固め特性

によって団粒は微細化されるにしても、透水性に著しく関与するには、その大きさは少なくとも 0.074 mm 以下のものでなければならぬと考えられる。0.074 mm 以下の粒子の影響をさらに検討すべく、あらかじめ 2.00~4.76 mm, 0.074 mm 以下にふるい分けた試料を、混合率を変え混ぜ合せた混合土で k を測定した。結果を図Ⅳ-6に示した。また図Ⅳ-7は、図Ⅳ-6の各測点での充填状態を示したものである。

図Ⅳ-6によると、混合率60%を境に k は著しく大きくなっている。また、含水比が45%の試料の k は 10^{-7} のオーダーであり、変水位法での測定には問題もあろうが、参考のため記載した。前述したことであるが、45%の水分状態は飽和系の締固めであるので、団粒の微細化が著しく、 k もそれに伴って小さくなったものと考えられる。図Ⅳ-7では、混合率が増加するにつれて ρ_d も増大するが、混合率60%からは減少する。このような混合土で ρ_{dmax} を得るには 0.074 mm 以下の粒子が40%あれば良いということになる。 k の変化も 0.074 mm 以下の粒子の含有量が40%まではそれほど大きくはない。

以上のことから 0.074 mm 以下の粒子の含有量が40%を超えると、 ρ_d の増加よりはむしろ微細な土の量が土の透水性に与える影響が大きいと考えられる。ここで第Ⅲ章 2節 3項で、締固めにかかわる微細な団粒として 0.02~0.03 mm 以下の粒径の指摘を行ったが、これとの関連



図Ⅳ-8 礫混合率が透水系数に及ぼす影響

について述べる。0.02~0.03 mm 以下の微細な団粒はコンシステンシーにかかわる挙動単位でもあった。したがって、これ以下の粒子の挙動は粒子間の相互作用(引力)が大きく、塑性を示すものと考えられる。それ以上の粒子は、塑性を示さない砂のような挙動を示し、粒子間の相互作用は単に毛管力によってのみ成立するものと考えられる。

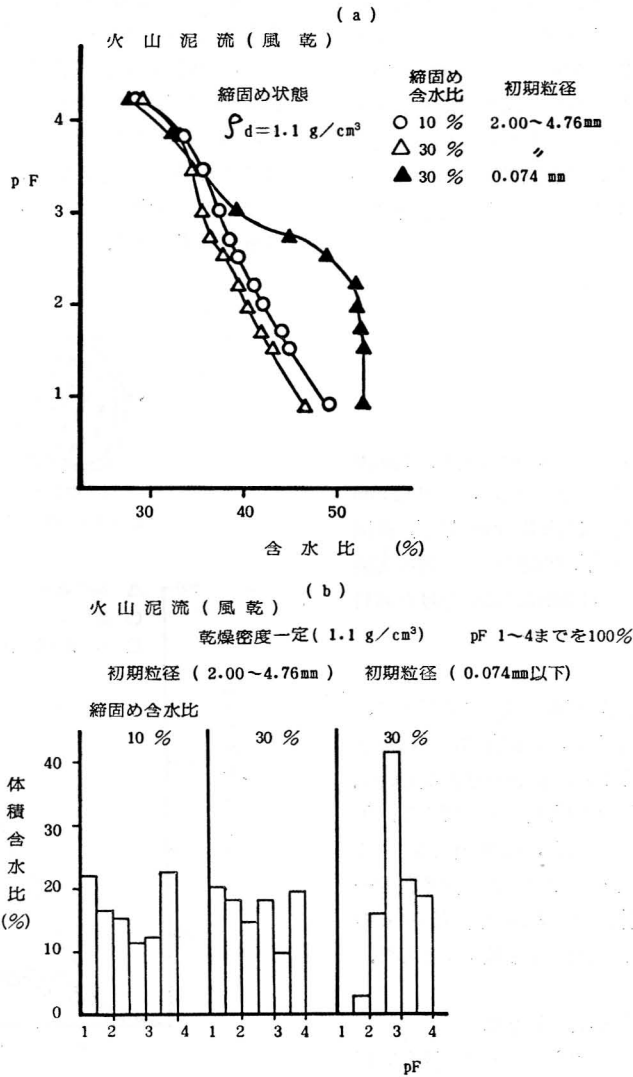
iii) 礫混合土での透水性

ここでは現地への応用をも考慮する一方、混合粗粒子に粒子破碎の起こらない礫を用いさらに検討する。

図IV—8は含水比が35%の場合の礫混合率と k の関係を示したもので、混合率40%が変曲点となっている。40%以下の混合率では、土のみの締固め土の k との差はさほど大きくなく、 k は土のみの透水性に左右されることは明らかである。また、この範囲内の混合率では礫の大きさの影響は定かではない。

iv) 間隙の形態からみた透水性

ここでは pF—水分曲線から粒度調整試料での締固め土の間隙構造を推定する。結果を図IV—9 (a), (b) に示した。図(a)は pF—水分曲線であるが、締固め



図IV—9 粒径の違いから見た pF—水分曲線(締固め土)

は各供試体とも、 $\rho_d = 1.1 \text{ g/cm}^3$ に統一した。含水比が30%で、大小の粒径の試料を比較すると、小粒径のものが保水性は良い。また、2.00~4.76 mm の試料で締固め時の含水比が10%と30%の比較では、10%の方が若干保水性は良いという結果が得られた。含水比が30%の試料は10%に比し高水分状態であるので、 ρ_d が 1.1 g/cm^3 の状態を得るにあたって締固め荷重は小さくてすむ。したがって、団粒の微細化の程度は含水比が10%の方が大きかったものと思われる。図(b)は pF 1~4までを100%とし、それぞれの pF の範囲内での水分量を体積含水率で示したものである。含水比が30%と比較すると、大粒径の試料は量的には比較的均等に分布した間隙構造を持つ。0.074 mm 以下の試料での締固め土は pF 1~2 近くの大間隙は少なく、pF 2.5~3.0 の間隙が多いという特徴を持つ。また、2.00~4.76 mm の試料で、含水比が10%と30%を比較すると、pF 3.5~4.0 の水分が10%の試料の方で大きくなっている。これは締固め荷重の違いにより、かなり小粒径の団粒が生成されたことを意味する。

2節 工学特性

1 収縮

1) 試料および実験方法

i) 試料

用いた試料は褐色森林土、湖底土、火山灰土、火山泥流の4種類である。粘土鉱物の違いの検討には 0.42 mm 以下の試料、締固め荷重の違いには 2.0 mm 以下、締固め方法の違いには 4.76 mm 以下、初期粒径の影響の実験には 4.76 mm 以下の粒径を4段階にふるい分けた試料を用いた。

ii) 実験方法

粘土鉱物の違いおよび締固め荷重の違いの検討では、全断面締固めで供試体を作製した。供試体の形状は高さ5 cm、直径5 cm の円柱形とした。締固め方法の違いは、第Ⅲ章2節1項1) で述べた実験と同じものである。供試体は高さ5 cm、直径10 cm とした。初期粒径に関する実験は、全断面締固めで、 ρ_d 一定の場合と締固め荷重一定の二通りで行った。供試体は高さ2.5 cm、直径5 cm の円柱形である。なお収縮量は読取り顕微鏡で測定した。

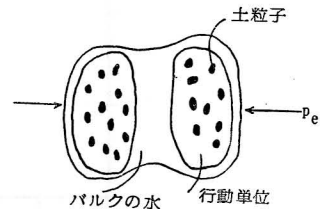
2) 結果と考察

i) 締固め荷重の違いと収縮挙動

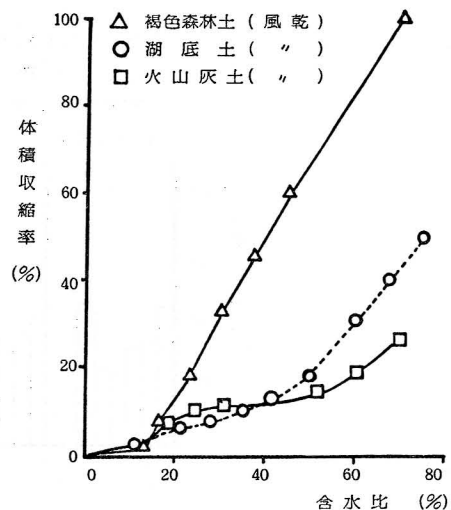
土の収縮は、農地ではクラックと関連して重要な問題となる。クラックの発生は、土中への酸素の供給を良く

し、植物根の活発な活動をうながす。しかし、他方では、土壌の急速な乾燥やそれに伴う亀裂の拡大は根に悪影響を及ぼす。また、大小さまざまな亀裂は土壌の団粒生成を助長することになり、それは土の充填状態に影響を及ぼす。収縮挙動が一軸強度、粘性率、剛性率など土の工学的性質と深い関連を持つことは既に明らかにされている⁴⁰⁾が、これも大小さまざまな団粒間の相互作用の違いに起因するものであろう。そこで粒径の変化に着目し、収縮挙動を検討する。

砂のような粗粒子系の収縮機構については、毛管力による理解で十分であろうが、粘性土のように微細な粒子の挙動を考える場合には土—水系としての理解が必要となってくる。竹中は土の収縮挙動を速度過程としてとらえ、行動単位に作用する相圧 $p_e^{102)}$ が土—水系の降伏値 θ に等しくなったとき始めて収縮が観測される⁴⁰⁾とし、図IV—10のようなモデルを提示している。本論文ではこれまで述べてきた如く、大団粒を連結する微細団粒の挙動に着目するので、土—水系としての収縮挙動の理解が必要となる。



図IV—10 土—水系のモデル⁴⁰⁾



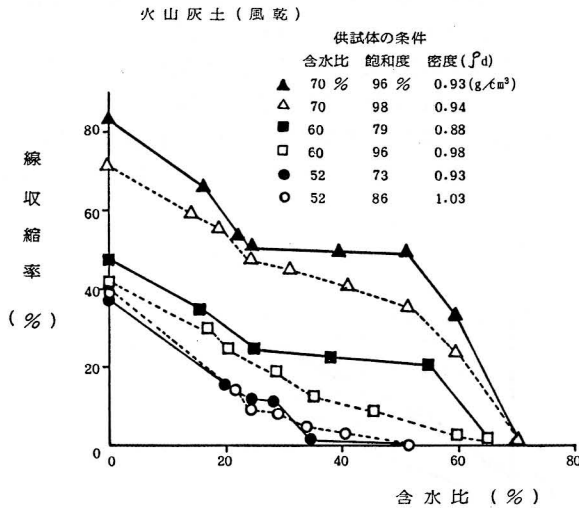
図IV—11 粘土鉱物の違いから見た締固め土の収縮特性

図Ⅳ—11には、粘土鉱物の異なる三種類の試料による締固め土の体積収縮率——含水比の関係を示した。締固め時の水分状態は pF 2.6 であり、飽和度は95~98%で、飽和系の供試体である。図によると、褐色森林土では含水比13%の点に変曲点が見られる。一方湖底土では50%と17%に、火山灰土では57%と24%の二ヶ所に変曲点がある。褐色森林土はきわめてスレーキングしやすい土であり、湖底土、火山灰土は水に対しては安定な土であった。団粒構造の発達した土は、団粒間の収縮と団粒内の

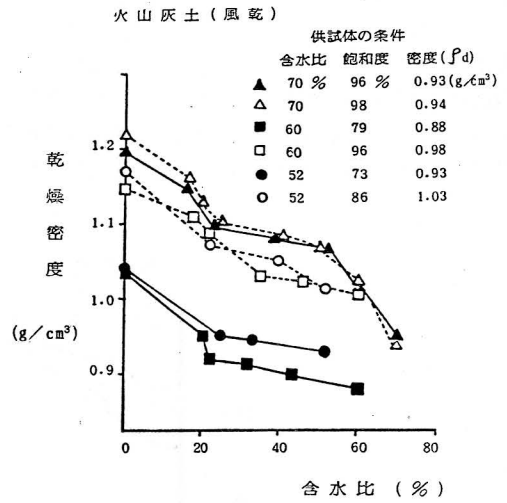
収縮の二通りの異なる収縮機構を持つことになる。しかし、団粒が微細な場合は、単に粒子間の問題が主要因となり得ると考えると変曲点は一つとなる。

ii) 締固め荷重の変化と収縮

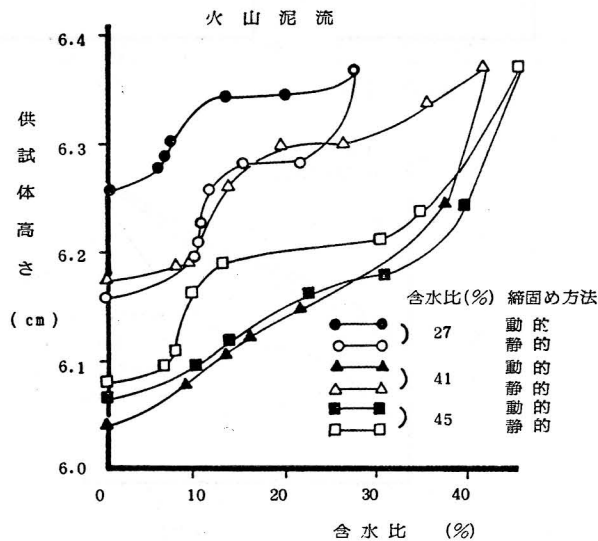
図Ⅳ—12には、締固め条件を変化させた供試体での線収縮率と含水比の関係を示した。初期含水比は、最適含水比付近と不飽和系、飽和系とし、各水分状態で密度の異なる供試体を二個作製した。図から明らかかなことは、同一 ρ_d で締固めたとしても初期間隙比（この場合は初



図Ⅳ—12 締固め条件の違いが線収縮率に及ぼす影響



図Ⅳ—13 締固め条件の違いが収縮特性に及ぼす影響



図Ⅳ—14 締固め方法の違いが収縮特性に及ぼす影響

期含水比と同じ意味を持つ) が違えば、全く異なる線収縮率を持つことである。その結果は収縮終了後(風乾時)の ρ_d にも影響を及ぼす(図Ⅳ-13)。また、同じ水分で密度を変えた場合は、 ρ_d の大きなものでは収縮率は小さくなっている。

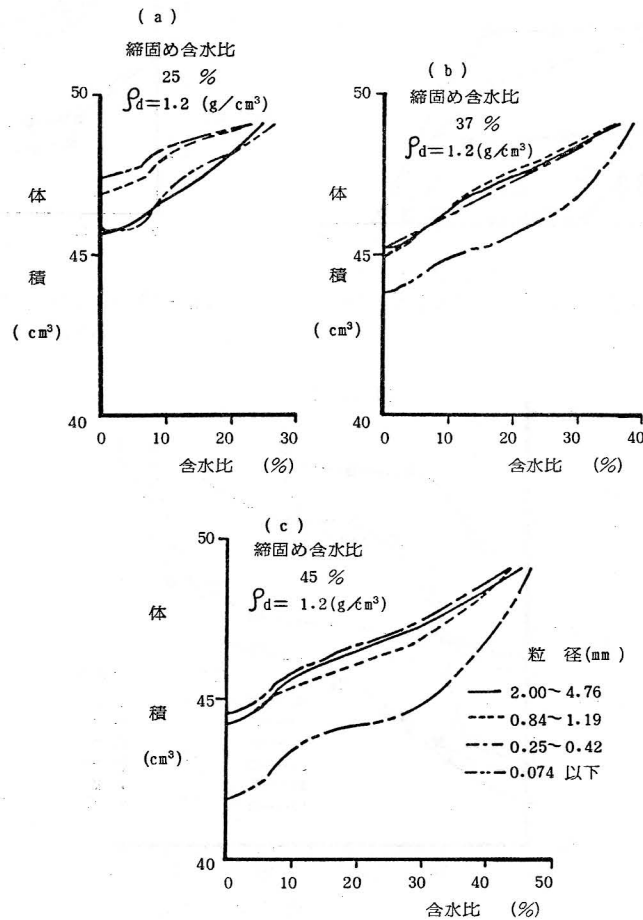
一方、竹中⁴⁰⁾は、関東ロームでは自然土に比較して、練返し後の再成形試料では線収縮が大きいことを明らかにしている。この理由としては、練返しにより自然土の構造が破壊されたためと考えられるが、その際、団粒は微細化されていることは明らかである。このような観点で図Ⅳ-12の同一含水比で密度の異なる供試体の収縮挙動について検討すると、一般に ρ_d の大きなものでは線収縮曲線はなめらかなものとなる。これは同一含水比で高い密度状態を得るにはそれだけ大きな締固め荷重が必要であり、そのため微細な団粒が多くなったためと考え

られる。

微細な粒子は比較的連続的にその位置を変えることができる。しかし、大粒径のものは団粒内および団粒間の収縮挙動の違いや、団粒が他の間隙へ移動するには大移動であったりするため、不連続的になることが推測される。その結果、変曲点が明瞭になってくるのであろう。しかし、空隙が多いということは、それだけ団粒が大きく移動することが可能であるということであり、その結果、線収縮率は大きくなる。 ρ_d に関しては、同一含水比の供試体と比較すると、供試体作製時の密度の影響もあって、供試体作製当初の飽和度が大きいものが、最終線収縮率は小さくとも、 ρ_d は大きな値となる。

iii) 締固め方法の違いと収縮²⁷⁾

図Ⅳ-14には、第Ⅳ章2節1項1の締固めと同様に、静的締固めと動的締固めの二通りの供試体で行った収縮



図Ⅳ-15 初期団粒径の違いが収縮挙動に及ぼす影響

曲線を示した。同一含水比で作製した供試体の ρ_d は同じであるが、締固め方法のみが異なるということである。

図によると、含水比41、45%の供試体では、静的締固めの場合、図上で斜上方に凸形の曲線となるが、これに比し動的締固めで得た供試体はなめらかな曲線となる。凸形になる理由は団粒内の収縮に起因するものである。しかし、動的締固めの場合、供試体は練返しにより団粒の破碎が多く、前者よりは大団粒の影響を受けないなめらかな曲線が得られる。この結果は第Ⅲ章2節1項1の粒度に関する結論を検証するものである。

iv) 団粒の大きさが収縮特性に与える影響

前述のごとく、団粒の大きさが収縮特性に関与することは明らかとなったが、ここではどのような大きさの粒子が、どの程度収縮にかかわるかといったことについて検討する。

実験は図Ⅳ—15に示したように、4段階にふるい分けした試料を、最適含水比を境に飽和系、不飽和系の水分状

態で締固めた供試体で行った。締固め含水比が37、45%では0.074 mmを除く三段階の試料で、収縮挙動の差はほとんど見られず、0.074 mm以下の粒子が収縮挙動に与える影響は明らかであろう。

図Ⅳ—16は ρ_d の変化率と含水比の関係について示したが、この結果からも0.074 mm以下の粒子の挙動の違いは明らかである。 ρ_d の変化率 V_c は次式により求めた。

$$V_c(\%) = \frac{\rho_d - \rho_{d0}}{\rho_{d0}} \times 100 \dots\dots\dots (IV-2)$$

ρ_d : 各収縮段階での乾燥密度 (g/cm³)

ρ_{d0} : 供試体成形時の乾燥密度 (g/cm³)

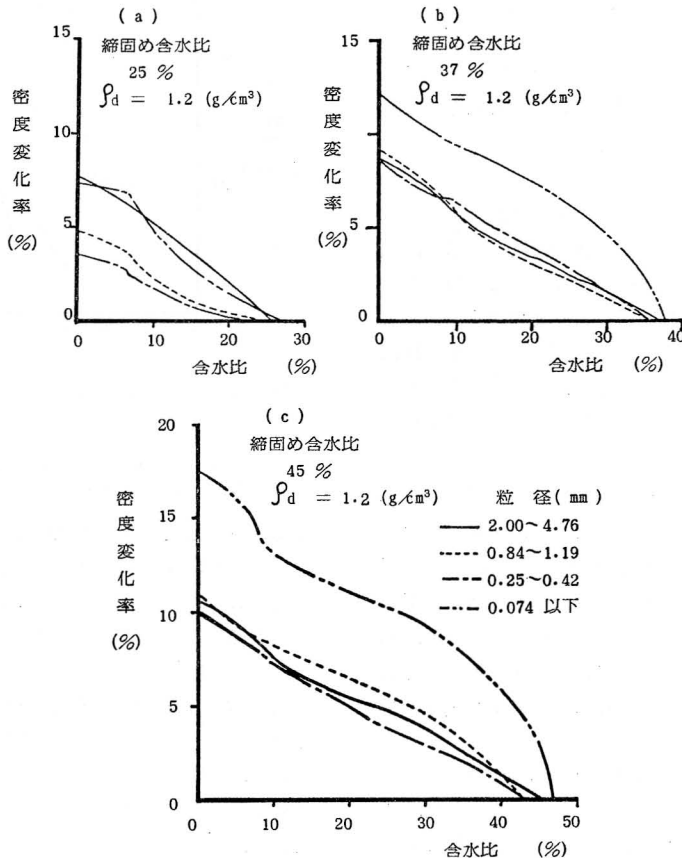
締固め含水比が25%の供試体では2.00~4.76 mmの試料が0.074 mm以下の試料と同様な挙動を示しているが、この理由は団粒の微細化の影響と考えられよう。

2 スレーキング

1) 試料および実験方法

i) 試料

供試土には、褐色森林土、火山泥流を用いた。粒度調



図Ⅳ—16 初期団粒径の違いが密度変化に及ぼす影響 (収縮試験)

整試料以外の供試土の初期粒径は 4.76 mm 以下で、風乾土を用いた。

ii) 実験方法

スレーキングの実験方法には、いろいろな方法があるが¹⁰³⁾¹⁰⁴⁾、ここでは 1 cm 角の金網の上に供試体を載せ、これを水中で振幅 4 cm、往復振動 19.5回/min を与えた。スレーキングを起し網の目から崩落した試料は受け皿で受け、バネ秤りで時間とともに落下重量の変化を計測した⁴⁴⁾。なお、1 cm 角の金網を使用したのは、本実験で用いた試料の最大粒径が 4.76 mm であることと、供試体は締め固めにより作製したもので、再団粒化による挙動単位の粗粒化をも考慮したためである。

締め固め方法は、ランマーによる全断面締め固めで、締め固め仕事量は呼び名 1.1 の方法と同じで一層締め固めとした。供試体の形状は直径 5 cm、高さ 2.5 cm の円柱形である。静置効果の実験に用いた供試体は、締め固め後ただちにビニールシートを貼り付け、空気間隙を除去し、20℃の湿砂箱の中で所定の時間静置した。

なお、スレーキング率 (%) とは、全崩落量（供試体全部が受け皿に落下した場合の重量）で時間毎に受け皿に落下した重さを割った値を百分率で表示したものである。

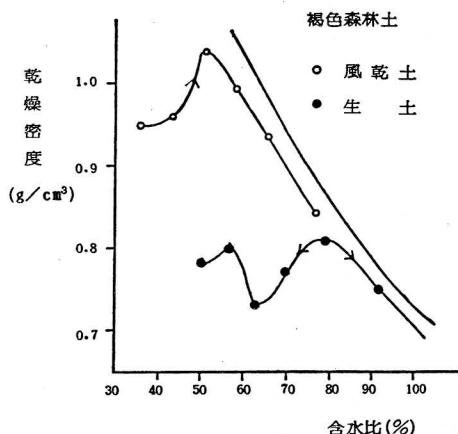
2) 結果と考察

i) 締め固め曲線とスレーキング挙動

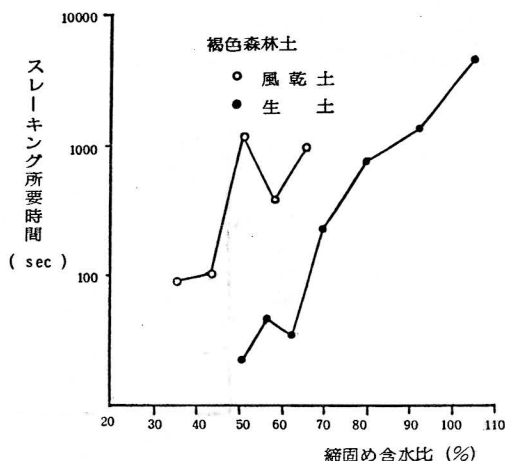
土のスレーキング特性は、供試体の密度、含水比、土壌の構造の発達の程度等によって異なることは明らかであるが、ここでは締め固めにより変化する団粒の大きさに着目した検討を行う。図Ⅳ-17および図Ⅳ-18に褐色森林土についての結果を示した。生土は自然含水比が 79% であるので、これより高含水比側では湿潤過程の締め固めとなる。

図Ⅳ-17には供試土の締め固め曲線を示したが、供試体は締め固めの各測点で成形したものである。図Ⅳ-18はスレーキング時間と締め固め含水比の関係である。図から明らかのように、乾燥過程の場合には一般に含水比の低下に伴ってスレーキングしやすいという傾向が見られる。しかし、乾燥側から 3 番目の測定は、この傾向とは異なる。この点は締め固め曲線から明らかであるが、 ρ_d の小さな測点である。

湿潤過程の場合、高含水比側では、団粒は微細なものが多く存在することはこれまで既に指摘したことであるが、微細化に伴って同一水分状態であれば高 pF の系が得られることになる。今、注水により低 pF 状態に系が



図Ⅳ-17 スレーキング供試土の締め固め曲線



図Ⅳ-18 締め固め曲線に沿う測点でのスレーキング特性

移行したとしても、締め固め操作による団粒の微細化が著しければ、それだけ系の pF は高くなることになり、注水による水分量の増加と微細化の程度の相互関係で系の pF 値は決まる。一方、 ρ_d の低下はスレーキングを起し易いという方向に作用することも明らかである。

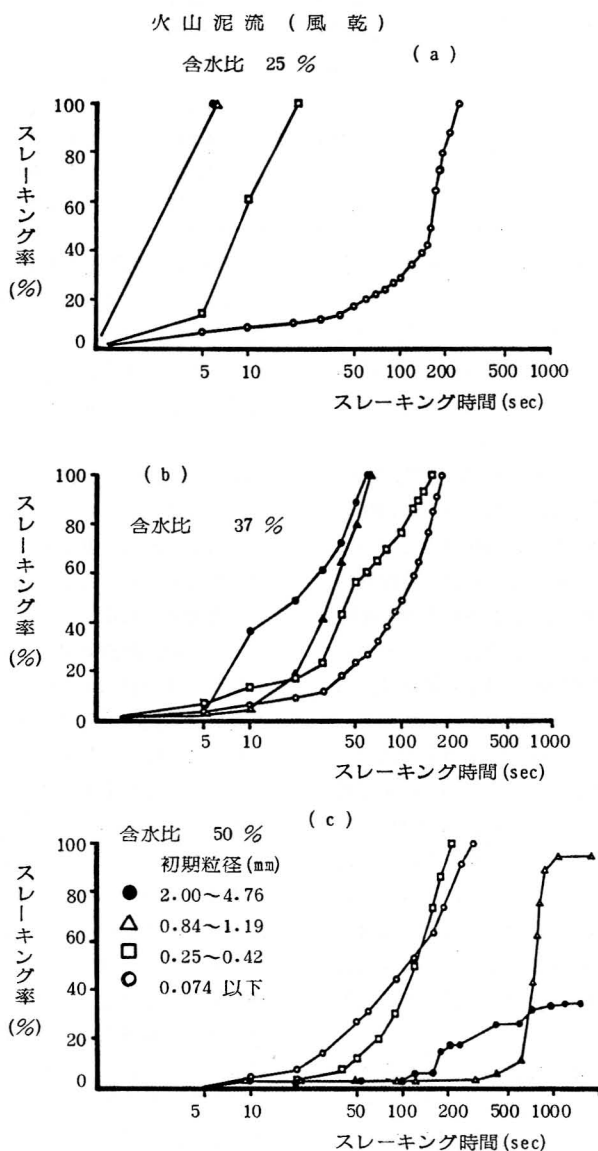
湿潤過程の場合、乾燥側から w_{opt} までは、含水比、密度の増加に伴ってスレーキングしにくくなっていく。 w_{opt} ではスレーキング所要時間は最大となり、その後やや短くなり、さらに含水比が増すとスレーキングしにくくなる。乾燥側から w_{opt} までは団粒の微細化に伴う ρ_d の増加が主としてスレーキング挙動の支配的要因になっている。

以上のようにみえてくると、スレーキングにかかわる因

子は次のように整理される。

- (1) 密度の増加(空気間隙の減少)：スレーキングしにくい方向に働く。
- (2) 含水比の増加：スレーキングし易い方向に働く。
- (3) 粒子の微細化：スレーキングしにくい方向に働く。
- (4) 静置効果(養生効果)：スレーキングしにくい方向に働く。(詳細には後述する。)

これらの要因が反対方向に作用する場合はスレーキングはし易くなるが、実際には、土壌ではこれらの要因が単独で作用することはない。例えば、締固めで注水することは、密度の増加を意味し、また、団粒の降伏値の低下につながることであり、粒子は微細化され易くなる。したがって、相反する効果のうちどちらの効果がより強く影響を及ぼすかによって、土のスレーキング特性は左右されることになる。



図IV—19 初期粒径の違いから見たスレーキング特性

表Ⅳ-2. スレーキング試験に用いた供試体の状態

初期粒径 $D(\text{mm})$	締固め含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	間隙比 e	飽和度 $S(\%)$
4.76~2.00	25	1.250	0.996	1.729	40.5
1.19~0.84		1.256	0.998	1.723	40.2
0.42~0.25		1.175	0.937	1.902	36.4
0.074 以下		1.306	1.047	1.595	42.1
4.76~2.00	37	1.457	1.056	1.573	65.5
1.19~0.84		1.522	1.111	1.448	69.7
0.42~0.25		1.356	0.986	1.757	58.1
0.074 以下		1.573	1.137	1.391	74.9
4.76~2.00	50	1.653	1.107	1.454	98.1
1.19~0.84		1.719	1.142	1.397	99.5
0.42~0.25		1.653	1.101	1.470	92.8
0.074 以下		1.680	1.117	1.434	95.6

ii) 団粒の大きさがスレーキング挙動に及ぼす影響

あらかじめ4段階にふるい分けした試料(風乾土)を用いて実験を行った。結果を図Ⅳ-19(a), (b), (c)に示した。供試体作製時の条件は表Ⅳ-2のようであった。図は締固め含水比で整理したものである。

締固め含水比が25%の試料と比較すると、初期団粒径の小さな場合にはスレーキング時間が最も長く、粒径が大きくなるにしたがってスレーキング時間は短くなっている。この水分状態は締固め曲線で w_{opt} より乾燥側の測点である。含水比が37% (w_{opt}) では 0.074 mm を除く三段階の試料で、含水比が25%の場合よりスレーキング時間は長くなっていく。0.074 mm 以下の試料は逆にわずかではあるがスレーキング時間は短くなっていく。さらに含水比が50%では、0.074 mm 以下のものは含水比が37%の場合よりスレーキングし易いという結果が得られ、他の三者はこれとは反対の性質を示す。2.00~4.76 mm の試料では35%しかスレーキングせず、1時間経過してもその変化はほとんど見られなかった。(a), (b), (c) 図を総合して判断すると、上述のことと同じことではあるが、図(a)では初期団粒径の差が明らかであったものが、(b)ではその差が接近し、(c)では逆転してしまう。

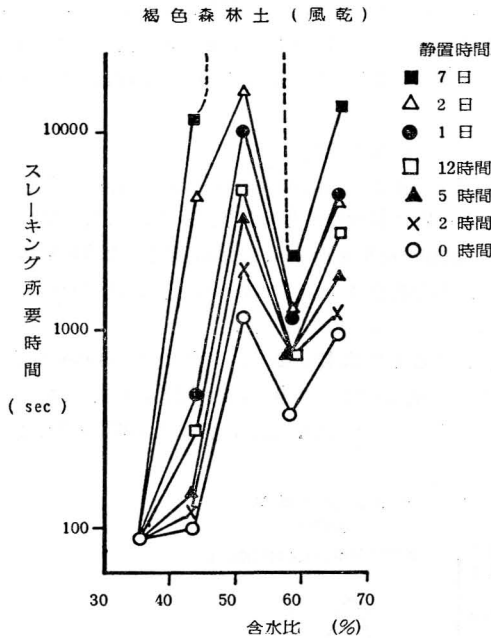
以上の結果から、これらの挙動は次のように解釈できる。2.00~4.76 mm の試料では含水比が増加するに伴って、締固めにより団粒が微細化されることは既に述べた。そのため水分が増したとしても比表面積も大きくなるた

め、挙動単位間にある水分の pF の高まりが考えられる。また、微細化により挙動単位間相互の接触面積も増大する。さらに、0.03 mm 以下の微細な粒子に拘束された水は、より高い粘性を示すことが考えられる。これらの要因が相乗して、結局水分が増加してもスレーキングはしにくくなったものと考えられる。0.074 mm 以下の試料では、含水比の増加に伴ってわずかではあるがスレーキング時間は短くなっている。この範囲の粒子は締固めによってもそれほど変化しない粒子であったので、微細化の影響よりはむしろ水分の増加の効果の方が強調されたものと考えられる。

iii) 静置効果とスレーキング

粘性土は一般にレオトロピーの性質を主に液性限界より高い含水比、そして若干の塑性領域でもこの性質が見られることは良く知られている¹⁰⁵⁾。この性質は試料の攪乱により強度が変化することであり、その原因は粒子の再配列と粒子間力の変化、あるいは吸着力の変化のためと考えられている。このような効果は団粒の挙動に影響することは明らかなことであろう。ここでは団粒の変化に着目し、スレーキングと静置効果の問題を検討する。

結果を図Ⅳ-20に示した。水分変化に伴う静置効果は低水分側ではほとんど認められないが、その後の測点では、2時間静置しただけでその効果が現われる。そして時間の経過に伴ってスレーキングはしにくくなっているが、一定の傾向を得るには至らなかった。また、含水比の違いが静置効果に与える影響は定かとはいえない。生土や他の粘土鉱物の試料でも同様な傾向が得られている



図IV—20 静置時間がスレーキング挙動に及ぼす影響

ことから、これらの性質は普遍的なものと考えられる。したがって、団粒は練返しにより分散しても、時間の経過に伴って粒子間の結合力を強める一方、大団粒に変化していくことが考えられる。

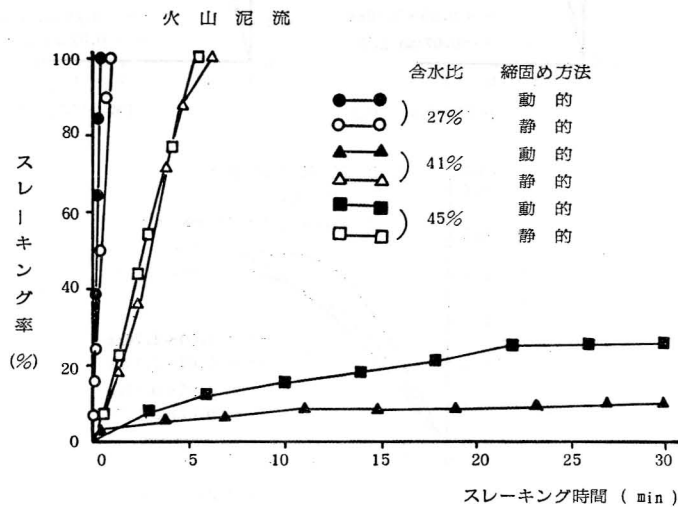
iv) 締固め方法の違いとスレーキング特性²⁷⁾

供試体は、第三章 2 節 1 項 1 の場合と同じ方法で作成した。ここでは ρ_d, w 一定で単に締固め方法が異なる供

試体のスレーキング特性について検討した。実験は締固め土を風乾後に行った。結果を図IV—21に示した。両方法の違いは含水比が27%の不飽和系ではほとんど認められない。しかし、 w_{opt} 近くの41%、また飽和系の45%では、動的締固めで得た供試体はきわめてスレーキングしにくいという結果となった。この理由としては、まず、不飽和系の試料では供試体内の空気量が多く、スレーキング挙動の説明によく用いられる空気爆発説が考えられる。さらに不飽和系の締固めであるので、試料には粉体的、粒状的性質が強く、締固め時の粒子間の結合力が弱いことも一因となる。

飽和系の試料では、図III—6によると締固め土の粒度が異なり、この原因により両方法の供試体に大きな違いが生じたものとする。また、もう一つの主たる要因は Lambe²⁹⁾ の指摘した粒子の配列の違いも考えられる。

図III—6によると、両方法の粒度の違いは特に0.02~0.03 mm 以下の粒径で大きく、その中でも0.001 mm 以下の違いがきわめて大きい。このようにみても、粘土鉱物の違いにより粒径には多少の差はあるが、0.001~0.005 mm 以下の粒子ののり付け効果はこれらの実験結果からも裏づけられよう。また、自然状態の不攪乱土は締固め土に比し一般にスレーキングしにくい。火山泥流では生土は勿論、風乾土でもほとんどスレーキングを起さない。これは自然条件下で、長い年月をかけて生成された土粒子間の結合力の違いによることは明らかであるが、その主たる因子については、さらに検討を要する。



図IV—21 締固め方法の違いがスレーキング特性に及ぼす影響

3 一軸強さ

1) 試料および実験方法

i) 試料

試料には火山泥流(風乾土)を用いた。また、締固め土の一軸圧縮強さと団粒の大きさとの関係を明らかにすることを目的としたため、4.76 mm 以下の試料を4段階にふるい分け、粒度を調整した試料で実験を行った。

ii) 実験方法

締固め方法は、三層に分けて行い、静的締固めで、全断面法によった。供試体の形状は高さ 8.3 cm, 直径 3.5 cm の円柱形である。供試体の作製は ρ_d を一定にしたものと、締固め荷重を一定にしたものの二通りである。荷重一定の場合の載荷時間は2分とした。 ρ_d 一定の供試

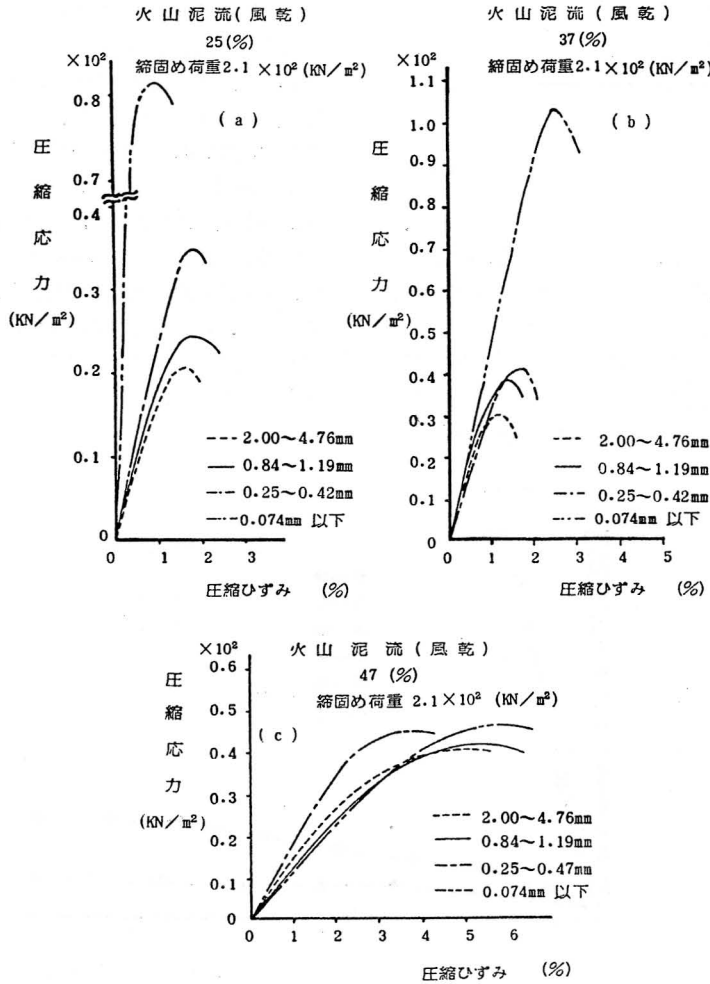
体は、あらかじめ含水比を調整した試料を三つに分け、一層ずつモールドに入れ、これを所定の高さまでジャッキで圧縮し、2分間同一高さで変形を静止させ成形した。

2) 結果と考察

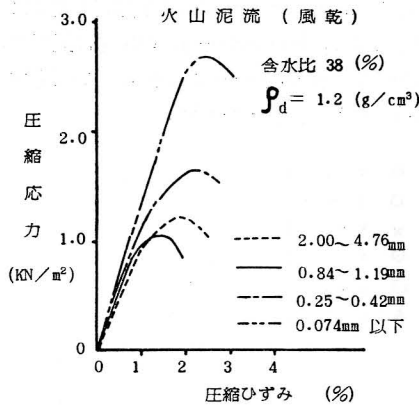
i) 一軸強さ (q_u) に及ぼす初期団粒径の影響¹¹⁵⁾

図IV-22に初期粒径を4段階にふるい分けた試料による q_u 試験の結果を示した。締固め荷重は 210 KN/m^2 である。水分状態は w_{opt} ($w_{opt} \doteq 37\%$) を境に飽和系、不飽和系のものについて行った。

図によると含水比が27%, 37%で、0.074 mm 以下の試料での q_u が著しく大きい。含水比が47%ではその差はほとんどみられない。また、含水比が27%の場合に例



図IV-22 粒度調整試料での一軸圧縮強度(締固め荷重一定)



図IV-23 粒度調整試料での一軸圧縮強度 (w, ρ_d 一定)

をとってみると、 q_u は粒子の小さい順に大きくなっている。この実験は定荷重締固めであるので、粒度調整試料で得た各供試体の ρ_d は若干ではあるが異なる。それでも、このように粒子の大きさに対応した q_u が得られる理由は次のように考えられる。

まず第一に、粒子間の接点の多少の問題である。次に団粒の大きさの不揃いの影響が考えられる。すなわち、接点が多いということは、応力が分散され、単位面積当りの応力は小さくなるということになる。団粒径の不均一の問題については、応力の伝達のされ方も不規則になり易く、応力の集中が起こり易くなる。この二つの原因が相乗した結果と考えられる。

図IV-23には同一 ρ_d にした試料での一軸試験の結果を示した。傾向としては図IV-22と同じ結果が得られた。

ii) 粒子破碎と一軸強度¹¹⁵⁾

図IV-22の含水比が37%と47%について q_u を比較すると、47%では粒径の差はほとんど見られない。また、0.074 mm 以下の試料を除く他の試料での q_u は含水比

が37%のものと同じか、むしろ強くなるという傾向が得られた。含水比が47%の供試体は飽和系であるので、団粒の降伏値の低下も著しく、締固め操作によって団粒が微細化された結果と考えられる。すなわち、圧縮荷重に抗する粒度はほぼ同じものと理解される。

同じ土で、5個の不攪乱試料で行った q_u は、平均値で $1.23 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ という値が得られた。この供試体の状態は、 $\rho_d = 0.97 \text{ g/cm}^3$ で含水比は53.6%であった。この値を図IV-23の含水比47%のものと比較してみると、明らかに不攪乱土の方が q_u は大きい。なお含水比が47%の場合の ρ_d はおよそ 1.1 g/cm^3 である。したがって、この差は自然土の発達した構造、すなわち、粒子間の結合力の違いによるものと考えられる。

4 貫入抵抗¹¹⁵⁾

1) 試料および実験方法

i) 試料

試料は現場との対比を考慮して庄内地方の沖積水田土壌を対象とした。供試土の物理性については、表IV-3に示した。また、比較のためこれまでたびたび使用してきた火山泥流(山土)をも用いた。

ii) 実験方法

供試体の作製は締固めによったが、その方法はJISに定める呼び名2.3の方法に従い、試料は繰返し使用した。またCBR試験では締固め後の水浸は行っていない。実験は締固め曲線に沿ったCBR、コーン指数(q_c)、土壤硬度(山中式: q_T)の関係を求めたため、広い範囲にわたっての貫入抵抗の測定が必要だった。そのため、大きい抵抗にはオイルジャッキを、小さい場合にはブルーピングリングを用いて測定した。 q_c はコーン先端が完全に土中に埋没した時点の値を取り q_{c0} とした。なお、使用したコーンの形状は先端角30°、断面積6.4 cm²である。 q_T は同一供試体で5点測定し平均値を用いた、供試土の締固め曲線は図IV-24に示したが、それぞれの貫入抵抗は

表IV-3. 供試土の物理性

試料	採土地点 No.	記号	真比重 G_s	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 $I_p(\%)$
山大農場	Y-S-1	●	2.69	46.3	31.1	15.2
山大農場	Y-U-1	○	2.62	50.2	35.3	14.9
幕の内	M-S-3	×	2.58	49.5	33.3	16.2
幕の内	M-U-1	◎	2.60	63.3	36.6	26.7
面の山	O-S-2	□	2.53	80.5	46.3	34.2
火山泥流	G-U-1	△	2.77	65.3	44.0	21.3

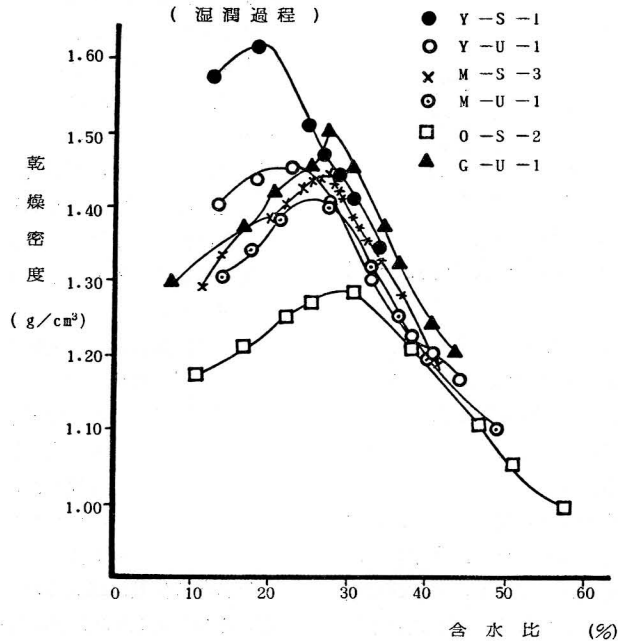
図中の各測点で測定した。

2) 結果と考察

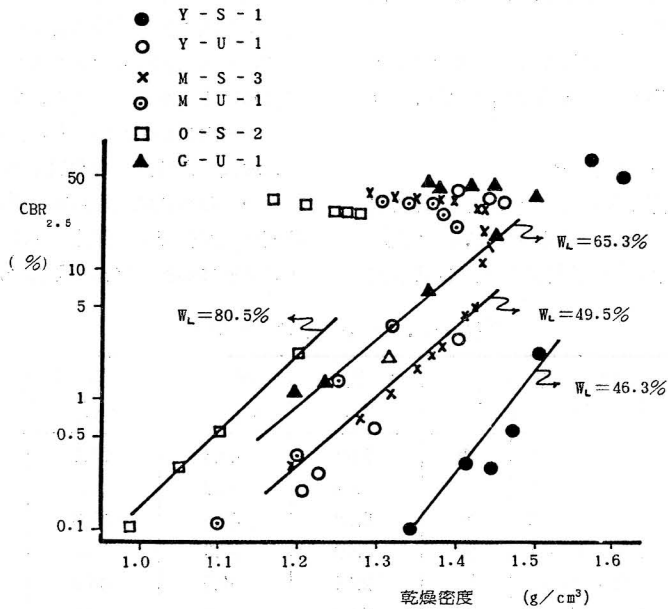
i) 締固め曲線に沿っての貫入抵抗

図IV-25に締固め曲線に沿う測点での ρ_d と CBR の

関係を示した。締固め曲線でゼロ空気間隙曲線に沿う部分(飽和系)では、 $\log CBR - \rho_d$ の関係は近似的には直線関係が認められる。 $\rho_d - q_{co}, q_r$ についても同様のことが認められる (図IV-26参照)。



図IV-24 供試土の締固め特性



図IV-25 乾燥密度と $CBR_{2.5}$ の関係

締固め曲線に沿って CBR 等、強度特性を求める場合、通常の 5～6 点という測点では、最適含水比付近で強度が急激に大きくなるがしばしばみられる。この問題を検討するため M—S—3 の試料を用い、測点数を増やして実験を行った。図 IV—25 で × 印である。 ρ_d の小さい方から 8 番目の点までは指数関係が認められるが、9 番目の点で CBR は急激に大きくなる。8 番目の点の ρ_d 、 w は 1.42 g/cm^3 、 28.5% であり、9 番目の点では 1.43 g/cm^3 、 28.0% であった。両者の差はきわめて小さいが、CBR は 4.7% から 10.9% へと飛躍的に大きくなる(第 I 段階)。その後の測点では ρ_d の変化は $1.43\sim 1.40 \text{ g/cm}^3$ とそれほど大きくはないが、CBR は 29.0% まで急に大きくなる領域が見られる(第 II 段階：図中で × 印、8 番から 13 番目まで)。さらに低水分側では、 ρ_d 、 w が低下しても CBR は一定値に近い値を示す(第 III 段階)。

以上のように明らかに異なる I、II、III 段階の領域が存在する。第 I 段階は前述した如く、団粒は十分な練返し作用を受け、微細化が進行しているが、飽和状態に近いと考えると、貫入体の進入に伴っての粒子の移動に直接かかわるものは単に水分状態(水膜厚さ)とみなし得よう。したがって、この領域は塑性流動による抵抗が貫入抵抗となり、貫入量—荷重の関係は直線的となったり、 pF と良い対応を示すものと考えられる(図 IV—30、図 V—6) が、詳細には後述することにする。

第 II 段階は、締固め曲線のピークを挟んで両側に広がるごく限られた部分であるが、この領域は ρ_d の変化は小さいが飽和度が急激に低下する領域でもある。したがって、貫入体の進入に伴って貫入体周辺の土は圧縮され、新たなより高い ρ_d の状態が出現し、その結果貫入抵抗が飛躍的に大きくなったものと思われる。

また、第 III 段階は低水分領域であり、ここでの破壊の形式は脆性的である。したがって、この領域での貫入抵抗は、単に締固め荷重の大きさに規制されるものと考えられる。それ故、 ρ_d 、飽和度は大きく変化しても貫入抵抗はほぼ一定値を示す。

ii) コンシステンシー特性と貫入強度

貫入抵抗に対する土の応答は塑性流動との関連が深い。そこで、ここではコンシステンシーとの関係について述べる。図 IV—25 によると、液性限界の小さい Y—S—1 が図上で右側に、大きな O—S—2 が左側に位置している。すなわち、多少のばらつきは見られるが、液性限界の小さな順に右から左へと移行していく。このことから飽和系における貫入特性は液性限界との関連がうか

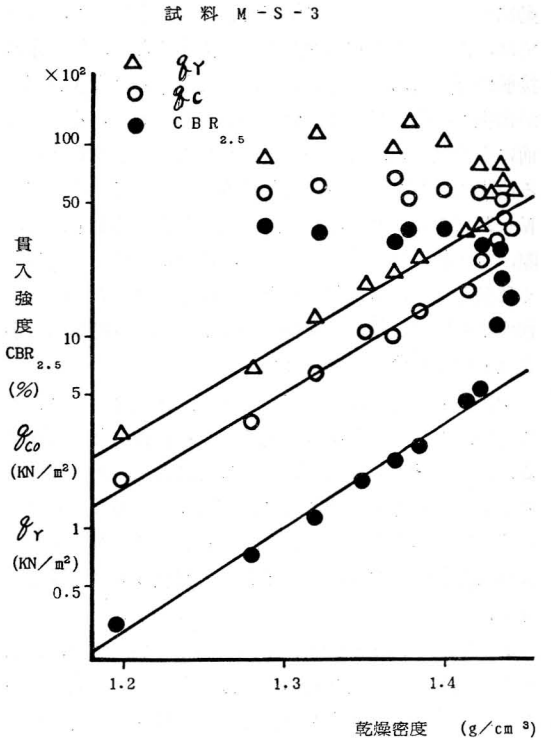


図 IV—26 乾燥密度と各貫入抵抗の関係

がえる。これは i) で述べた如く、貫入体の進入に伴って粒子は主に移動するだけで、それ自身の変化はほとんど問題にならないからであろう。

iii) 貫入体形状の違いの持つ意味

CBR、コーンペネトロメータ、土壤硬度試験は同じ貫入試験でも、貫入体の形状、実験方法は全く異なる。そこでこれらの違いについて土粒子の挙動と対応させ検討する。図 IV—26 に q_{co} 、 q_r 、CBR と ρ_d の関係を示した。

前述の第 II 段階の存在は CBR 試験で最も顕著であり、次いで q_{co} で、 q_r ではさほど明らかではない。今それぞれの貫入挙動について考えるとき、その大きな違いは貫入体の形状であり、いま一つは貫入速度が問題となる。CBR の貫入体は円柱で、断面積が 19.625 cm^2 で、底面は平面である。 q_{co} と q_r は円錐形であり、貫入断面は一般には両者で異なる。また、貫入速度は CBR で 1 mm/min 、 q_{co} では 600 mm/min 、 q_r はほとんど瞬間的と考えられるが、いま貫入体(全長 4 cm) が全て土中に侵入したとし、それに要した時間を 1 秒 とすると $2,400 \text{ mm/min}$ ということになる。

このような条件の違いを考慮すると、これらの貫入挙

動については次のように解釈できよう。すなわち、CBRでは、円柱が不飽和状態の土に貫入するとき、貫入体の接触面下部では土が圧縮され、新たな ρ_d の大きい部分が出現し、そこでは降伏値も高まると考えられることは前にも指摘した。したがって、飽和系から不飽和系へ移る段階で CBR の急激な変化が現われるのであろう (図 IV-26 で ●印の直線部から急激に立ち上がる部分)。その際、貫入体の貫入速度に応じて、粒子は間隙を埋めるべく移動したり、微細化されなければならないので、ある程度の粘性 (流動性) を持つ必要があり、挙動単位も小さなものでなければならない。

次に、 q_Y は一般に貫入深さも浅く、貫入速度もきわめて速い。このような場合、土の持つ緩和特性とも関連するが、貫入体の周囲を圧縮することにより、新たな ρ_d の高い状態を作り出すことは、CBR, q_{co} の場合より著しく少ないものと考えられよう。したがって、図 IV-25 の説明で指摘した第 II 段階はそれほど明瞭なものとはならない。

q_{co} の貫入挙動は CBR, q_Y の中間型といえよう。また、飽和系における貫入挙動の基本は三者とも塑性流動であろう。飽和系で、測点数は少ないが対数回帰分析を行うと、

$$\log CBR_{2.5} = -7.12 + 5.43 \rho_d \dots\dots\dots (IV-3)$$

(n=8, r=0.99***)

$$\log q_{co} = -5.52 + 4.76 \rho_d \dots\dots\dots (IV-4)$$

(n=7, r=0.99***)

$$\log q_Y = -5.24 + 4.76 \rho_d \dots\dots\dots (IV-5)$$

(n=8, r=1.00***)

(n: 個数, r: 相関係数, ***: 有意水準 1%)

となる。三者ともほぼ同じ勾配であり、特に貫入体形状が相似である q_{co} と q_Y は全く同じ値という興味ある結果が得られた。

iv) CBR, q_{co} , q_Y の相関

第 I 段階では各貫入抵抗値の間に相関が認められることは明らかであるが、次に第 II, 第 III 段階について検討する。図 IV-27 に q_{co} と q_Y の関係を示した。図中の数字は、締固め曲線に沿う湿潤側からの測点順であるが、第 I 段階は測点 1~8、第 II 段階は測点 9~13、この範囲では q_Y の増大に伴って q_{co} も大きくなり、ほぼ直線的な関係が両者の間に認められる。それ以後の測点ではばらつきも大きく、含水比の低下に伴っての貫入抵抗が増加するという規則性は認められなくなる (第 III 段階)。ここでは図上での測点の混雑を考慮して、M-S-3 土

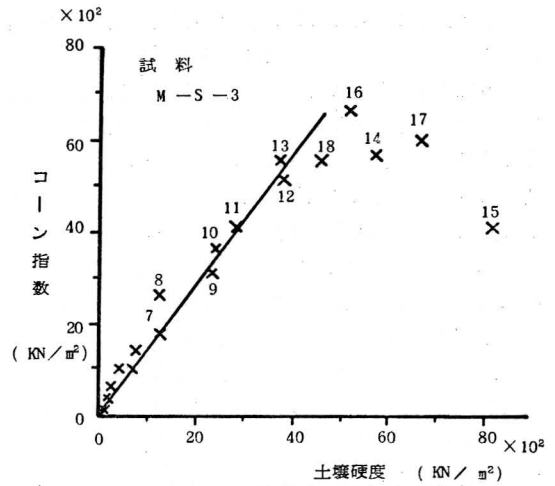


図 IV-27 コーン指数と土壌硬度の関係

注) 図中の数字は締固め曲線に沿って湿潤側からの測点番号

だけ示した。第 III 段階での測点のばらつきは、試料が低水分状態になり硬くなっていると、硬度計の土中への貫入部体積も小さくなり、しかも、含水比、密度の部分的な不均一さ、また、団粒の微細化も少ないこともあってこのような結果になるものと考えられる。

全試料で第 I, 第 II 段階について直線回帰分析を行うと、

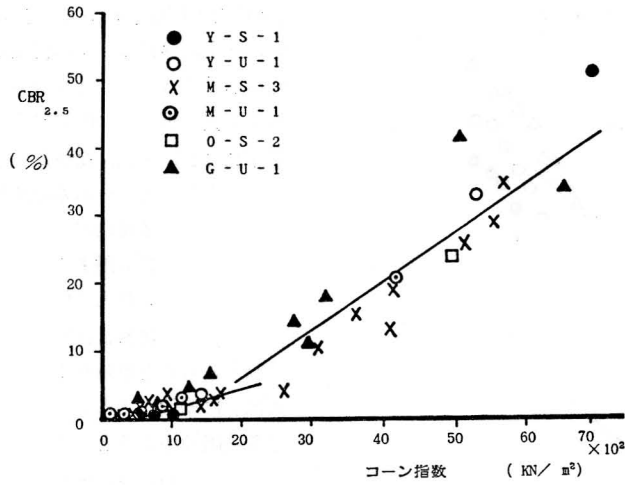
$$q_{co} = -2.06 + 0.78 q_Y \dots\dots\dots (IV-6)$$

(n=51, r=0.95***)

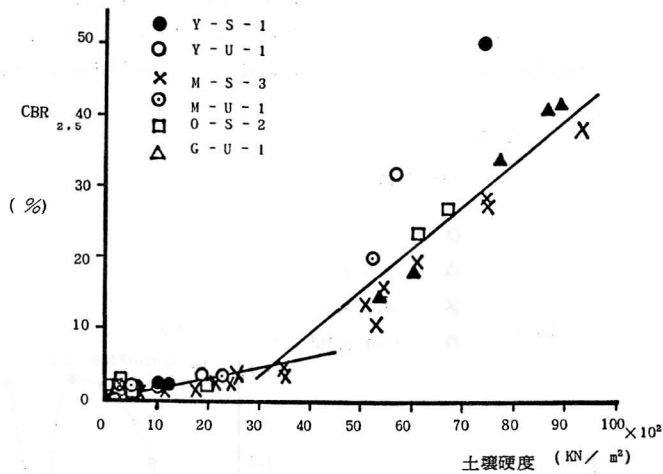
となり、非常に有意な相関がみられる。 q_{co} と q_Y の関係については既に検討がなされているが¹⁰⁶⁾、ここで得られた関数とは実験条件も異なるので、各定数も若干違うようである。

以前から各種強度定数間の関連についての検討は活発に行われ、また、土壌の状態量と強度の関係も検討されてきている⁸⁶⁾⁸⁷⁾⁸⁸⁾。一方、貫入体に関する二次元的⁸⁸⁾¹⁰⁷⁾、三次元的解析⁸⁸⁾についての理論的追求もなされている。しかし、ここでは CBR を簡単な貫入試験で推定することをも考慮して、まず締固め状態とそれぞれの貫入抵抗の関連を検討し、その適用限界についても明らかにする。CBR と q_{co} , q_Y の関係を第 I, 第 II 段階について求めた結果を、図 IV-28, 29 に示した。

第 I, 第 II 段階でそれぞれ近似的には一次式が認められるが、勾配は異なる。第 III 段階では、これらの関係のばらつきは大きく、一定の傾向は得られなかった。そこでこの関係について直線回帰分析を行うと次のようにな



図IV-28 コーン指数と CBR_{2.5} の関係



図IV-29 土壤硬度と CBR_{2.5} の関係

る。

第Ⅰ段階

$$CBR_{2.5} = -0.16 + 0.24 q_{co} \dots\dots\dots (IV-7)$$

(n=34, r=0.91***)

$$CBR_{2.5} = -0.47 + 0.18 q_Y \dots\dots\dots (IV-8)$$

(n=34, r=0.94***)

第Ⅱ段階

$$CBR_{2.5} = -0.09 + 0.71 q_{co} \dots\dots\dots (IV-9)$$

(n=17, r=0.91***)

$$CBR_{2.5} = -9.7 + 0.54 q_Y \dots\dots\dots (IV-10)$$

(n=17, r=0.77***)

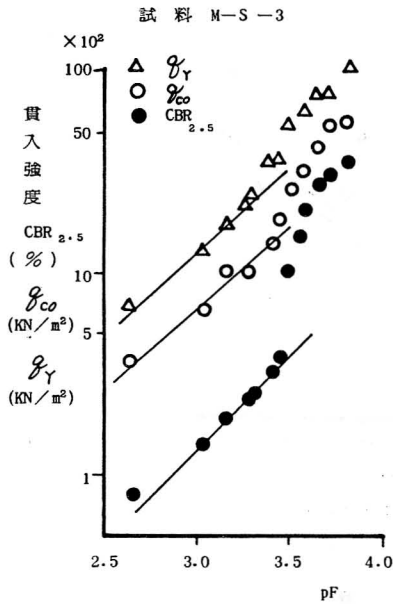
なお、ここでは第Ⅰ段階は CBR 7%以下、飽和度90%

以上を目安とした。また、第Ⅲ段階は ρ_d —貫入強度の関係で CBR_{2.5} が一定値に近づく点としたが、飽和度は70%~90%の間であった。しかし、飽和度には多少ばらつきはある。

以上の結果によると、各種貫入抵抗値間には土壌の種類による違いもみられず、 q_{co} 、 q_Y による CBR の推定は第Ⅱ段階までは可能であろう。その精度についてはさらにデータの集積が必要となろう。

v) pF 値との対応

pF と強度定数との間の指数関係の存在はよく知られていることである³⁶⁾³⁹⁾。ここでは CBR、 q_{co} 、 q_Y と pF の関係を検討する。その結果を図IV-30に示した。



図IV-30 pFと各貫入抵抗の関係

pF と CBR_{2.5}, q_{co} , q_Y の間にも多少のばらつきはあるが、第I段階については同様な結果が得られる。第I段階における CBR の荷重強さ——貫入量曲線の直線性、および貫入抵抗と pF の対応から、この領域では団粒は微細化され、また、微細な粒子の移動に十分な水分を有し、主として土——水系の流動特性に支配される部分と考えられる。第III段階は、団粒の微細化およびこれに伴う粒径の均一化も顕著ではなく、低水分領域であるので、ここでのコーン貫入に伴っての団粒の挙動は、主として団粒自体の降伏および粒子間の結合状態の破断によって移動するものと思われる。したがって、団粒の移動の形式は主に摩擦によるものと考えられる。第II段階は第I、第III段階の中間型とみることができよう。

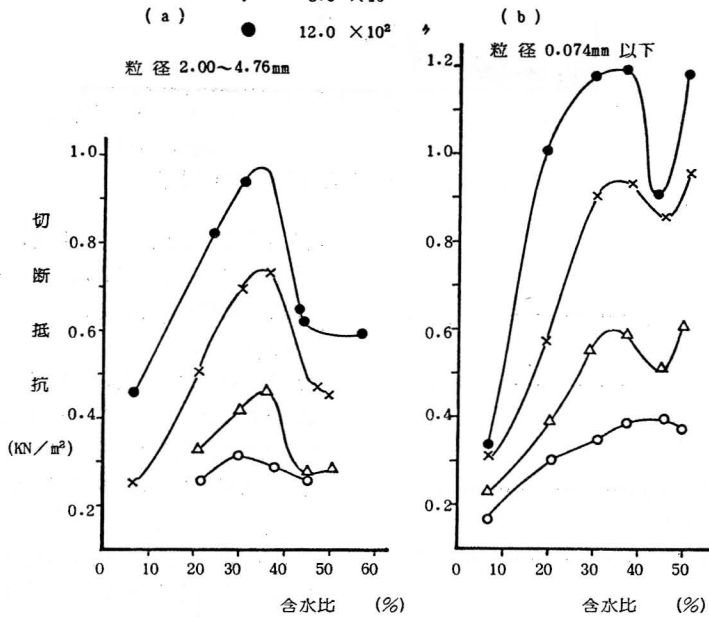
vi) 根の伸長との関連

農業土木試験場関係では、畑作物多収のための土壌物理条件を設定しているが、その中で根の伸長と関連して、緻密度は一般には24以下が良いとしている。Viehmeier¹⁰⁸⁾らは根が貫通できる最高の容積重は、粘土で

火山泥流 (風乾)

締固め荷重

- 2.0×10^2 (KN/m²)
- △ 4.0×10^2 ♪
- × 8.0×10^2 ♪
- 12.0×10^2 ♪



図IV-31 締固め荷重の違いと切断抵抗

1.46 g/cm³, 砂で 1.75 g/cm³ であると述べている. また, Taylor¹⁰⁹⁾ らは, 4 種類の土壌で貫入抵抗と根の進入の関係を検討し, 20 (bar) の貫入抵抗付近に限界値が存在することを明らかにしている.

図Ⅳ—30から緻密度24とは q_r が 11.8 kg/cm² に相当するので, およそ $pF \div 3$ ということになる. しかし, 団粒と締固め特性の関係を考慮すると, 同じ緻密度 (土壌硬度) であっても, 土壌の ρ_d は勿論間隙構造も団粒の挙動を反映して異なる. 特に不飽和系で構造の発達した土壌ではこの傾向は強まることになる. したがって, 団粒の大きさの影響を十分考慮した土壌硬度の理解が必要であろう.

5 切断抵抗

1) 試料および実験方法

i) 試料

供試土には火山泥流 (風乾) を用い, その粒径は 2.00~4.76 mm, 0.84~1.19 mm, 0.25~0.42 mm, 0.074 mm 以下の 4 段階である.

ii) 実験方法

切断抵抗⁹⁰⁾は, 土壌粒子間に作用する引張り力を求めるものと理解されている. ここで用いた方法は凝集力測定に準ずるが, 荷重を分銅でかけるのではなく, スクリュージャッキで 1 mm/min の速度で加えた.

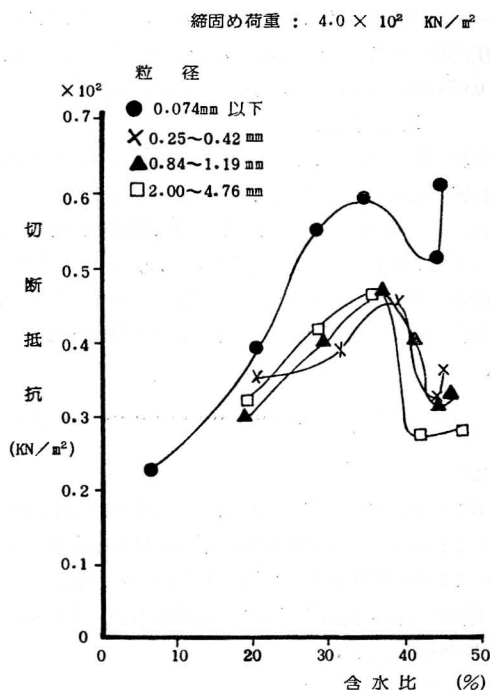
供試体の作製は圧密試験機を利用した定荷重方式で, 荷重の載荷時間は大変形のおさまる 5 分とし, 全断面一層締固めである. 供試体の形状は高さ 0.7 cm, 直径 6 cm である.

2) 結果と考察

i) 粒子間の付着力

実験結果を図Ⅳ—31, 図Ⅳ—32に示す. 図Ⅳ—31(a), (b)によると, 切断抵抗値は締固め荷重 2.0×10^2 KN/m² のものを除けば含水比35%付近で最大となり, その前後では小さくなる. 使用土の呼び名 1.1 法による締固めの w_{opt} は37%であるので, 若干低水分側で切断抵抗は最大という結果となった. このように測定した切断抵抗を付着力と考えて論ずることとする. なお (b) 図で含水比が 50%の測点が大きいのが, これは圧縮時に圧密による脱水のため, 団粒の破碎と ρ_d の増大が起こったためであった.

図Ⅳ—32に締固め荷重 $p=4 \times 10^2$ KN/m² の場合の切断抵抗と含水比の関係を示した. 0.074 mm 以下の試料が, 他の三段階のものより著しく切断抵抗が大きいという結果が得られた. 各測点の ρ_d は荷重が一定であるこ



図Ⅳ—32 粒度調整試料で締固めた土の切断抵抗

とと, 実験上の問題もあり多少のばらつきは見られるが, 切断抵抗がピーク時の ρ_d は, 0.074 mm 以下の試料で, 0.975 g/cm³, 0.25~0.42 mm で 0.995 g/cm³, 0.84~1.19 mm で 0.965 g/cm³, 2.00~4.76 mm で 1.00 g/cm³ であった. したがって, 0.074 mm 以下の試料と他のものととの差は主に粒径の違いによるものと考えられる.

一軸強度試験においても, 切断抵抗試験においても, 0.074 mm 以下の試料の力学的特性は特徴的である. 一方, 第Ⅲ章 2 節で述べたように, 締固めにかかわる粒径には三種類あり, 初期団粒径の影響を持つ大団粒と, 大団粒の移動に関与する中団粒, 微細団粒がある. この中団粒, 微細団粒は, 土の種類により多少の差はあろうが, およそ 0.02~0.03 mm 以下と考えるのが妥当であろう. このようにみても, 中団粒, 微細団粒の量およびその物理性が締固め土の強度特性を左右しているものと考えられる.

6 粘弾性特性

1) 試料および実験方法

i) 試料

供試土には切断抵抗試験同様 4 段階に粒度調整した火山泥流を用いた. また, 団粒の挙動を明らかにすべく,

砂—粘性土混合土での実験も行った。用いた砂は前述の庄内砂丘砂で、1.19~2.00 mm の粗砂である。粘性土は 0.074 mm 以下の火山泥流 (風乾土) である。

ii) 実験方法

それぞれの含水比に水分調整した試料をビニール袋に入れ密封し24時間養生した。これを一定量圧密リングに入れ、高さ 1 cm から20回落下させて締固め、その後ジャッキで 2 cm の高さに調整した。また、 $0.1 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$ の荷重を30分載荷し、これを供試体の初期条件とした。

混合土における粘性土の混入率の計算は次式によった。

$$B = \frac{m_s}{m_s + m_c} \times 100 \dots\dots\dots (IV-11)$$

ここに

B : 初期団粒径 0.074 mm 以下の試料の混入率 (%)

m_c : 初期団粒径 0.074 mm 以下の試料の乾土重量 (g)

m_s : 2.00~1.19 mm の粗砂の表乾状態の重量 (g)

実験は圧密試験に準じ一次元圧縮を行い、変形量の測定は24時間とした。

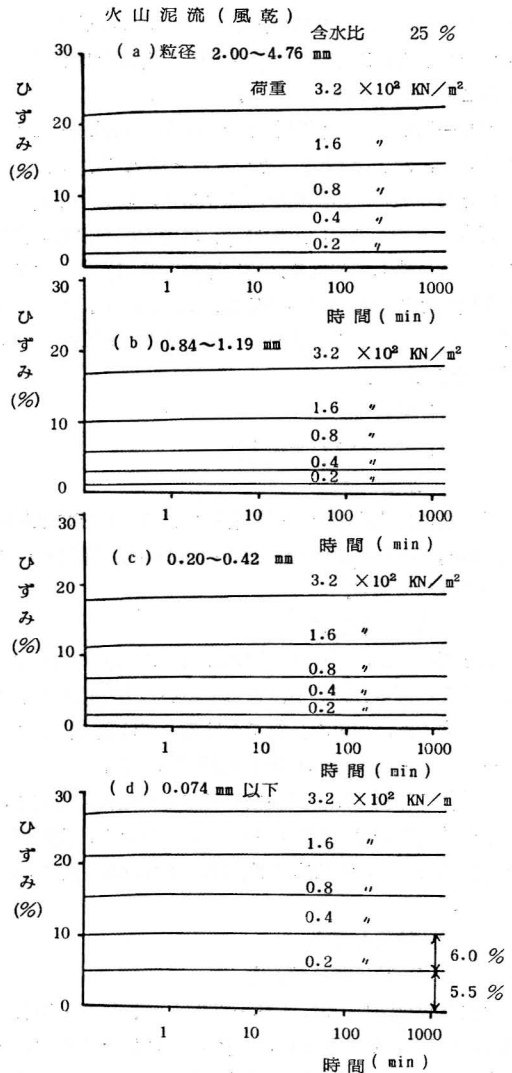
2) 結果と考察

i) 初期団粒径の違いがクリープ挙動に与える影響

これまで微細な団粒の力学的挙動における特異性の理解には、土—水系としての把握が必要であり、それは特に塑性を示す領域で強調されることを述べてきた。また、大団粒は外力により微細化されるが、その程度は団粒の大きさ、外力、水分状態、力学条件により異なる。したがって、ここでは、粘弾性挙動に直接反映されると考えられる微細な団粒の挙動および団粒の微細化の問題を一次元圧縮試験を通じ検討する。

初期団粒径の問題であるが、粒度調整試料で荷重を異にした場合のクリープ曲線を図IV-33に示した。図(d)は 0.074 mm 以下の試料についてである。荷重を二倍に増加させた場合、それぞれの荷重での24時間後のひずみは 5.5~6.0 % とほぼ同じであるが、その他の試料では荷重が大きくなるにつれてひずみは大きくなっている。

この特異性は次のように解釈される。すなわち、載荷重が小さい場合には団粒は降伏せず、変形は主に団粒の位置の変化によって起こる。したがって、中団粒、微細団粒は小粒故にその位置を変えやすく、また、土粒子と水とが一体となって挙動すると考えられるので、初期ひずみが大きく、しかもその後の変形量も比較的大きなものとなる。他の三段階の疎水的な性質を持った大粒子は

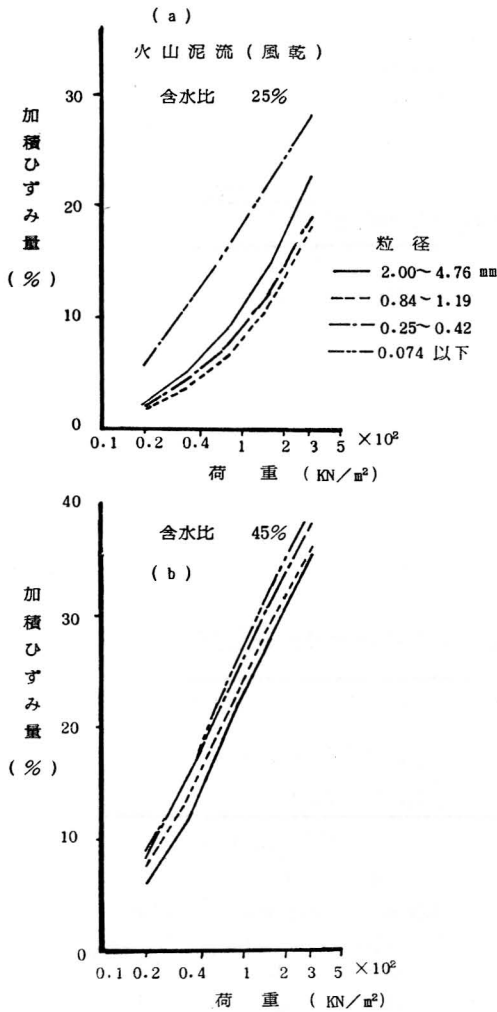


図IV-33 初期団粒径の違いから見たクリープ特性

これとは反する性質を持つため、粒子の大きさの違いによる若干の影響は見られるものの、基本的性質の違いはない。

次に荷重が大きくなり団粒の降伏値を超える大きな荷重を加えると、団粒の微細化のため初期団粒径の大きな供試体の方が変形量が大きくなってくる。以上は不飽和系の比較的団粒の降伏値の大きな領域についての挙動の解釈である。

図IV-34は、各荷重段階での最終ひずみ (ϵ) と荷重 (P) の関係を、飽和系、不飽和系の供試体で整理したも

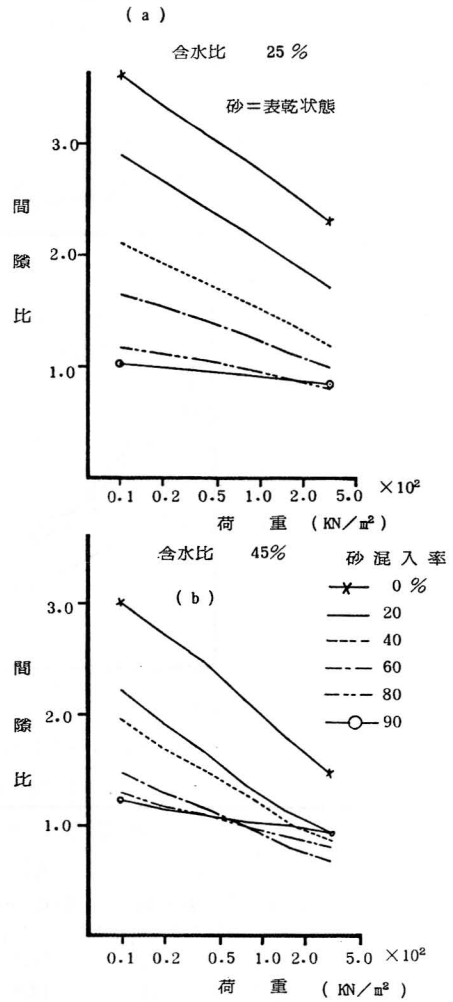


図Ⅳ—34 初期粒径の違いから見た ϵ -log P 曲線

のである。(a) 図で ϵ —log P 線の折れる点では主に団粒の降伏が起こっているものと解釈される。0.074 mm 以下の試料は直線的な変化をする。また、不飽和系 ($w=25\%$) の 0.074 mm 以下の供試体の挙動は他に比し明らかに異なる。飽和系 ($w=45\%$) では粒径の違いは明らかではない。この理由は、飽和系では粗団粒の微細化による粒径の均一化が起こったためと考えられる。

ii) 砂混合土のクリープ特性

中団粒、微細団粒がクリープ挙動に与える影響についてさらに検討するため、大団粒を載荷重により微細化しない砂に置き換えて検討した。飽和系、不飽和系の供試体で得た e —log P の関係を図Ⅳ—35 (a), (b) に示した。飽和系、不飽和系のいずれの場合も、砂混入率が



図Ⅳ—35 砂混入量の違いから見た e -log P 曲線

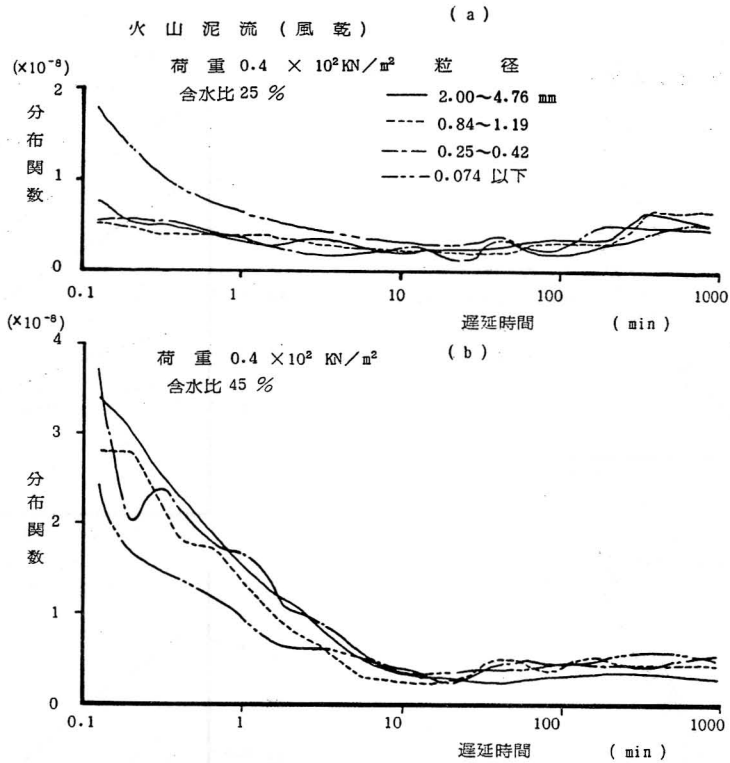
60%を超えると急激に空隙比 (e) の変化率は小さくなる。しかも e —log P の関係はほぼ直線的である。

以上のことから大団粒間を満たす微細な団粒の量が40%以上あれば、粗団粒の移動にそれほど影響を及ぼさないものと考えられる。また、荷重による大団粒の降伏が砂の場合考えられないので、 e —log P の関係は直線的となる。

iii) 遅延スペクトルからみた中団粒、微細団粒の挙動

クリープ曲線から遅延スペクトルを求めた結果が図Ⅳ—36 (a), (b) である。前例にならって飽和系、不飽和系について求めた。

(a) 図で特徴的なことは 0.074 mm 以下の試料では遅



図IV—36 遅延スペクトルから見たクリープ試験における団粒の挙動

表IV—4. 初期団粒径の違いが粘弾性定数に及ぼす影響

初期粒径 (mm)	$w=25\%$ (不飽和系)			$w=45\%$ (飽和系)		
	荷重 (KN/m^2)	E_K (dyn/cm^2)	η_K (poise)	荷重 (KN/m^2)	E_K (dyn/cm^2)	η_K (poise)
4.76~2.00	$\times 10^2$ 0.2	$\times 10^7$ 10.2	$\times 10^8$ 16.8	$\times 10^2$ 0.2	$\times 10^7$ 1.6	$\times 10^8$ 1.7
	0.4	13.8	18.6	0.4	2.8	3.4
	0.8	19.1	20.7	0.8	5.8	7.1
	1.6	25.7	30.8	1.6	11.9	12.5
1.19~0.84	0.2	11.4	9.9	0.2	1.9	2.4
	0.4	15.6	20.9	0.4	3.3	3.9
	0.8	19.8	20.5	0.8	6.5	7.8
	1.6	27.0	32.1	1.6	11.6	10.4
0.42~0.25	0.2	10.3	11.7	0.2	1.7	2.0
	0.4	16.3	22.1	0.4	3.3	3.9
	0.8	11.5	10.4	0.8	7.3	9.9
	1.6	24.1	25.3	1.6	15.4	18.4
0.074 以下	0.2	3.0	2.9	0.2	2.6	2.8
	0.4	6.1	6.9	0.4	4.6	5.9
	0.8	10.1	10.1	0.8	7.8	8.9
	1.6	20.6	20.2	1.6	14.3	16.1

延時間 (τ) のきわめて短い方(およそ1分以内)に大きな山があることであろう。しかし、他の三段階の試料では明らかな差はみられない。すなわち、微細な団粒は移動しやすく、その変形の大部分は粒子間の問題と解釈される。大団粒は降伏値以前の挙動では粒子間の変形も少なく、団粒内のクリープが比較的長く続くものと推測される。飽和系の場合には、0.074 mm 以下の試料が τ の短い領域で分布関数の山は小さくなっている。しかし、他の三つの試料では不飽和系の場合に比較して著しく大きな山が見られる。これは大団粒の降伏による粒子の微細化に起因するものと考えられる。したがって団粒が同程度の大きさに近づいた場合には、スペクトルの型または山の高さは類似なものとなってくる。

iv) 初期団粒径の違いが粘弾性定数に与える影響
固い土を対象とし、しかも一軸圧縮試験形式での実験

の場合、土は近似的にはパーガス体と考えて解析する手法がある³⁰⁾¹¹⁰⁾。この手法を用いて団粒の挙動が各定数に与える影響について明らかにする。実験は圧密試験に準じて行い、荷重を順次増加させるという手法によった。それ故、Maxwell モデルについては載荷直後の塑性流動の除去が困難であるので、Voigt モデルについてのみ解析した。

表Ⅳ—4は初期団粒径の違いが粘弾性定数に及ぼす影響を示したものであるが、これによると、荷重の増加に伴って Voigt モデルの弾性係数 (E_K) および粘性係数 (η_K) の値は大きくなっている。また含水比が25%の試料で 0.2, 0.4 $\times 10^2$ KN/m² の荷重で比較すると、0.074 mm 以下の試料の各定数は明らかに小さい。モデル定数の解析はひずみ硬化の影響を考慮して、短い時間(約5分以内)のひずみ——時間曲線から求めたので、団粒内の変形よりはむしろ団粒間の変形および団粒の移動が主に関

表Ⅳ—5. 砂混合率の違いが粘弾性定数に及ぼす影響

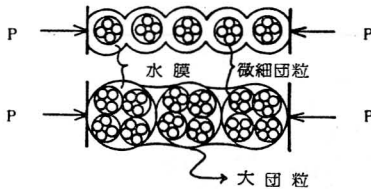
砂混合率 (%)	火山泥流(風乾)					
	$w=25\%$			$w=45\%$		
	荷重 (KN/m ²)	E_K (dyn/cm ²)	η_K (poise)	荷重 (KN/m ²)	E_K (dyn/cm ²)	η_K (poise)
20	$\times 10^2$ 0.2	$\times 10^7$ 4.6	$\times 10^8$ 4.9	$\times 10^2$ 0.2	$\times 10^7$ 1.3	$\times 10^8$ 1.5
	0.4	5.0	5.6	0.4	2.5	2.8
	0.8	9.4	16.3	0.8	4.8	5.3
	1.6	16.7	20.5	1.6	14.5	16.8
40	0.2	3.9	4.1	0.2	1.5	1.8
	0.4	5.8	6.9	0.4	2.7	3.1
	0.8	9.0	9.6	0.8	6.9	8.2
	1.6	14.3	15.0	1.6	13.1	15.1
60	0.2	4.4	4.1	0.2	1.7	1.6
	0.4	7.4	7.5	0.4	3.6	3.8
	0.8	10.6	11.1	0.8	5.9	6.2
	1.6	21.2	20.7	1.6	13.3	14.0
80	0.2	7.5	8.1	0.2	3.5	3.9
	0.4	14.0	19.3	0.4	5.1	6.1
	0.8	23.8	29.0	0.8	8.9	8.0
	1.6	30.7	32.0	1.6	25.7	35.1
90	0.2	3.3	2.0	0.2	4.4	4.1
	0.4	9.3	5.6	0.4	8.5	10.7
	0.8	34.8	53.3	0.8	20.9	23.5
	1.6	65.3	88.2	1.6	36.0	49.2

与することになる。また、不飽和系では大団粒を多く持つ試料の方が E_K, η_K が大きくなる。一方、飽和系では大団粒の破碎のため逆の傾向となったものと思われる。

v) 砂混合土での粘弾性定数

団粒の挙動と粘弾性の関連をさらに明らかにするため、前例にならって砂混合土による検討を行った。表IV-5は0.074 mm以下の火山泥流に前例と同じ粒径の砂を混入した場合の結果である。砂混合率60%が転移点とみなし得よう。また、飽和系の場合でもその差が明らかことは表IV-4の飽和系での団粒の微細化の挙動を裏づけるものである。さらに混合率60%までの E_K, η_K の値は、表IV-4の0.074 mm以下の試料の値とほぼ同程度である。これは大団粒と中団粒、微細団粒(0.02~0.03 mm以下)の混合土では、ある配合割合までは(本実験に用いた大団粒ではその含有率が60%)小粒径粒子が主に粘弾性挙動を左右することを意味する。

以上述べてきたことをまとめると次のようになる。



図IV-37 挙動単位の力学モデル

- (i) 粘弾性挙動にかかわる団粒は0.02~0.03 mm以下の中団粒、微細団粒とそれ以上の大団粒に大別される。
- (ii) 大団粒は疎水的な性質を示し、砂に類似の挙動をするが、中団粒以下の団粒は親水的性質を持ち、水膜という粘弾性特性に関与するクッションを多く持つことになる(図IV-37参照)。
- (iii) 中団粒以下の団粒と大団粒の混合土では、大団粒の挙動の卓越する一定の割合が存在する。

第V章 現場での応用事例

1節 耕地基盤の管理に伴う問題

1 地耐力

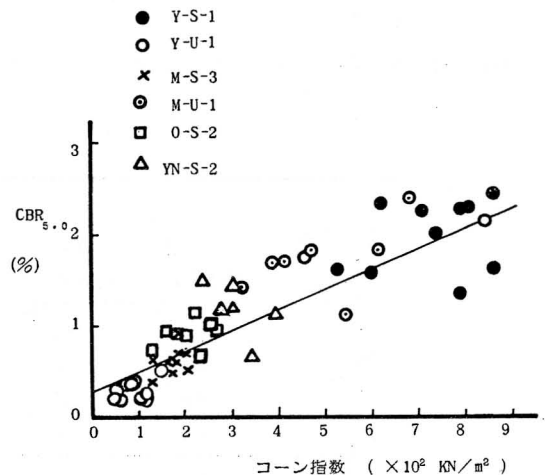
1) 現地地盤での CBR, q_c, q_Y の相関⁴⁷⁾

圃場整備等と関連して農業土木の分野では、農道や仮設道路の設計および施工にあたって CBR の測定が必要となる。その際、水田のような地盤が対象となるが、軟弱地盤での CBR の測定には問題が多い。特に CBR を

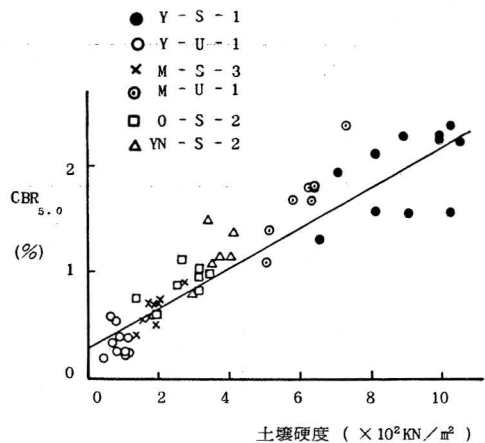
何か簡単な方法で推定できないかといった現場的要請は良く聞かれるところである。そこで、まず q_c, q_Y による CBR の推定が可能であるかどうかという問題について検討した。

締固め土での室内実験では、CBR, q_c, q_Y の間にはそれぞれ有意な相関が認められたが、現地でも同様な結果が得られるという保証はない。そこで、室内実験で用いた試料と同地点における現地実験による検討を行った。現地での CBR の測定にあたっては、貫入体の抵抗に抗する反力の取り方の問題もあるが、ここでは簡易 CBR 試験機⁴⁷⁾を使用した。

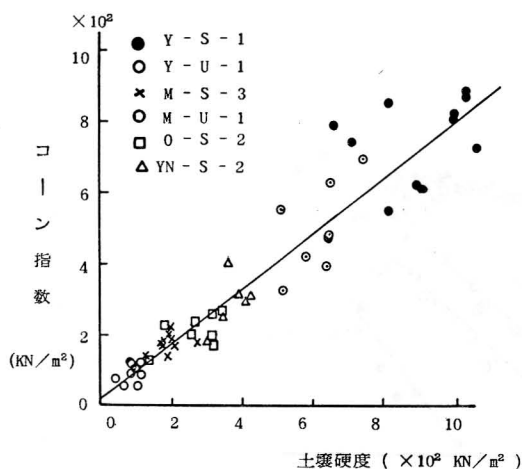
図V-1には $CBR_{5.0} - q_{c0}$ 、図V-2には $CBR_{5.0} - q_Y$ 、図V-3には $q_{c0} - q_Y$ の関係を示した。図V-1



図V-1 $CBR_{5.0}$ とコーン指数の関係



図V-2 $CBR_{5.0}$ と土壌硬度の関係



図V-3 コーン指数と土硬度の関係

表V-1. 各測点の土壌の状態

試料	採土地点 No	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)	飽和度 S (%)
山大農場	Y-S-1	1.24~1.38	34.5~42.8	96.3~98.7
山大農場	Y-U-1	0.83~0.89	68.6~74.7	89.4~97.5
幕の内	M-S-3	0.88~1.06	51.2~66.5	92.1~96.9
幕の内	M-U-1	0.86~1.04	55.7~75.1	95.4~99.7
面の山	O-S-2	0.75~0.87	66.3~77.2	82.3~93.1
山新農	YN-S-2	1.01~1.18	40.0~50.9	79.9~87.1

の回帰直線の式は次のようになる。

$$CBR_{5,0} = 0.29 + 0.22 q_c \dots\dots\dots (V-1)$$

(n=53, r=0.89***)

(nは測点数, rは相関係数, ***有意水準1%)

また, 表V-1には測定時の土壌の状態を示した。V-1式では非常に有意な相関が得られた。また式の勾配からみると, q_c は4.5倍のCBRとなる。

コーンペネトロメータに比べると山中式硬度計の測定ははるかにやりやすく簡便であるため, いくつかの点をとりその平均値を得ることも簡単である。さらに q_Y は q_c の測定できない硬い範囲においても使用可能であるという利点がある。CBR_{5,0}と q_Y の回帰直線は次のようになる。

$$CBR_{5,0} = 0.30 + 0.20 q_Y \dots\dots\dots (V-2)$$

(n=53, r=0.93***)

この関係も非常に有意な相関が認められた。山中式硬度計は手軽さという点では他の試験方法に優れ, CBRを推定するには実用的であろう。

また, q_c と q_Y の間には次式の関係が成立する。

$$q_c = 0.26 + 0.78 q_Y \dots\dots\dots (V-3)$$

(n=53, r=0.95***)

CBRを現場で手軽に測定したいという問題は, 農業土木の課題のほかに土木の分野でもいろいろな場合がみられる⁹⁴⁾⁹⁵⁾。ここでは軟弱な現場で簡単な貫入試験機による推定が可能かどうかを室内試験の結果をふまえて検討した。そして庄内地方という裏日本の沖積平野に限定した事例ではあるが, 一つの結論が得られたものと考えられる。

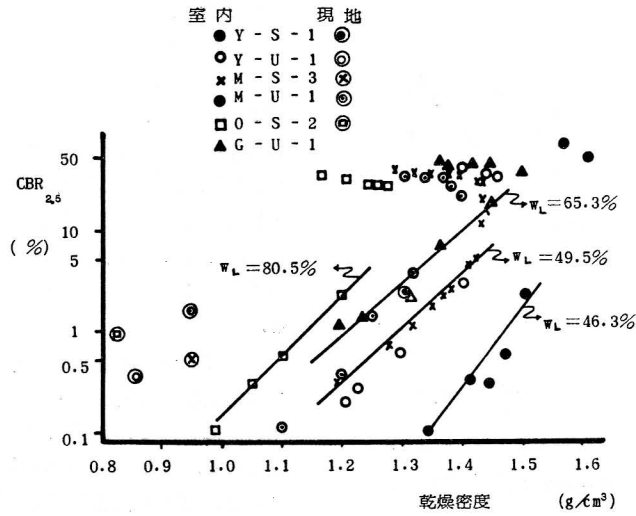
2) 現地実験と室内実験の対比

水田土壌で生土と風乾土の理工学性の不可逆性は既に明らかにされている⁹⁶⁾⁹⁷⁾。これらの影響は地耐力にも反映される。すなわち, 試料M-S-3に例をとって説明すると, 現地実験地の状況は表V-1に示すように ρ_d は0.88~1.06 g/cm³, 含水比は51.2~66.5%である。一方, 室内実験の締固め曲線, 図IV-25と比較すると, 現地の状態はかなり高含水比側の状態ということになる。しかも現地での飽和度は92~97%であり, 飽和系の問題として取り扱うことができる。

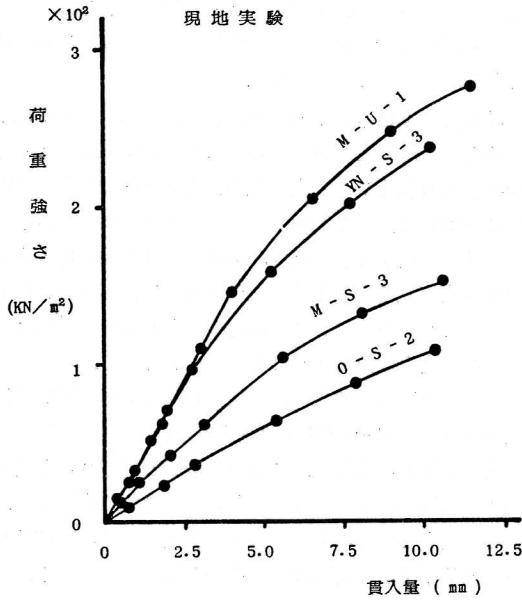
現地での CBR_{5,0}は0.4~0.8%であった。IV-4式によると ρ_d が0.88, 1.06 g/cm³では, CBR_{2.5}はそれぞれ0.005, 0.04%ということになる。この比較は現場 CBRでは5mmの方が2.5mm貫入より大きくなっているの単純な対比はできないが, 現地でも2.5mm貫入時の CBR_{2.5}を考えると若干小さな値になる⁴⁷⁾。しかし, いずれにしても, 現地における測定値は室内実験の結果よりはるかに大きな値であることは明らかである。

図V-4には各地点での現場 CBRと室内 CBRの比較を行った。同一 CBRで比較すると, 室内実験での ρ_d の方がはるかに大きい。すなわち ρ_d で比較すると現場 CBRは室内 CBRより大きいという一般的傾向がある。この理由としては, 現地の土壌は生土であり, 不攪乱状態であるので, 一定の構造を持つためと考えられる。それ故, 荷重強さ—貫入量曲線も直線的とはならず曲線になり易い(図V-5)。

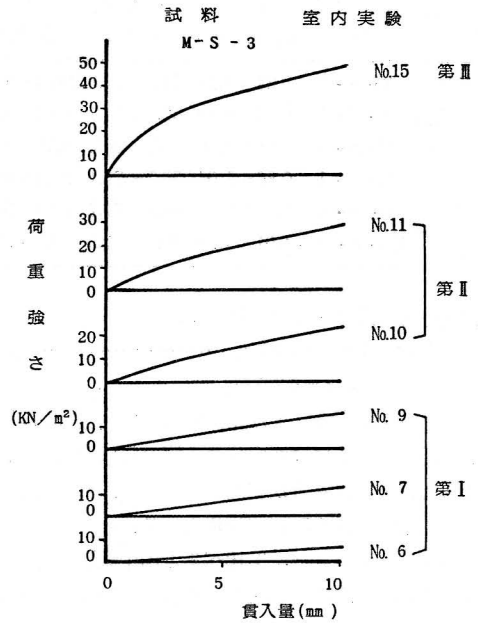
これを室内実験での荷重強さ—貫入量曲線(図V-6)と比較してみる。室内実験の第1段階(飽和系)ではこの関係は直線的である。この領域は十分な線返しにより団粒は微細化されているものと考えられる。さらに飽和系でもあり供試体の降伏値も低く, 団粒の移動は単に水分状態に規制され易くなる。また, 貫入量に比例して団粒の移動する量が多くなるという比例関係が得ら



図V-4 乾燥密度と CBR_{2.5} の関係



図V-5 荷重強さ—貫入量曲線



図V-6 荷重強さ—貫入量曲線

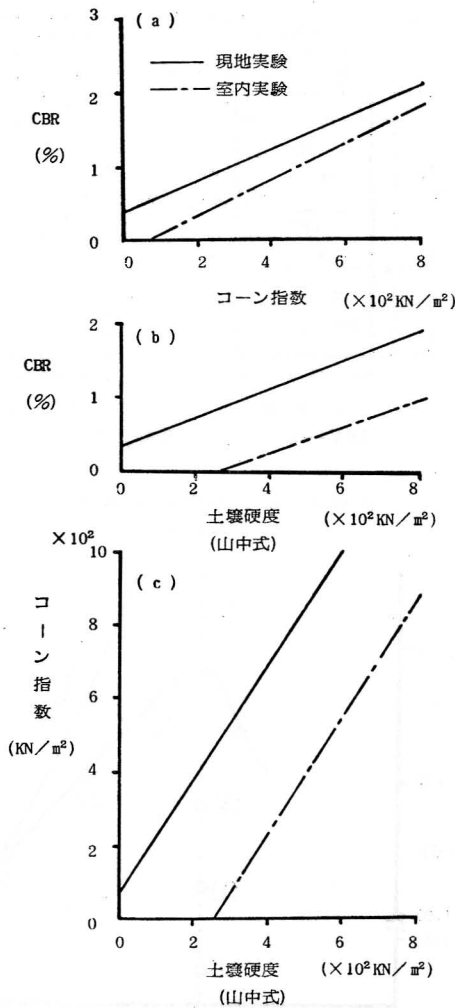
注) No. の数字は図IV-24×印で高含水比側からの順番

れ、荷重強さ—貫入量曲線は直線となる。それ故、第I段階ではコンシステシー特性と密接な関連を持つ。

第III段階は不飽和系であり、間隙の量も多い。この領域は締固め荷重に対応する十分に高い降伏値を供試体は持つものと考えられる。もし、締固め荷重を増大させたとすれば、さらに充填され間隙は減少することになる。このような系に貫入体を貫入させる場合、荷重強さが供試

土の降伏値を超えると、間隙は押しつぶされ新たな降伏値を持つ状態が貫入体の周辺で作り出される。新たな状態の降伏値は締固め時のそれよりは大きなものとなる。

このようにみえてくると、現地での荷重強さ—貫入量曲線が曲線性を有するのは、土壌の構造の発達に起因す



図V-7 室内および現地実験での各種貫入抵抗の比較
 るものと考えられる。一方、IV-8とV-1式、IV-9とV-2式、IV-7とV-3式を比較すると、図V-7に示すような結果となる。すなわち、現地では CBR と q_c 、 q_r の関係では CBR が、また、 q_c と q_r では q_c が大きくなる。

2 土層改良

1) 透水性について

圃場での透水性の問題は、単に水の通り易さだけではなく、充填状態に関連するので、地耐力、保水性、通気性ともかかわってくる。耕地の汎用化や機械導入からは透水性は良い方が望ましいが、水稻の育生面、土壌の保水性、水利用の面からは好ましいとはいえない。したがって、これらのことを考慮すると、水田土層の透水性と

しては、最小透水土層の透水係数が $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ の範囲にあることが望まれる。

透水性を増加させる方法としては、乾燥による亀裂の発生を促す方法や、心土破碎が基本的なものである。また、透水性の抑制改良法としては、心土の締固め、粘土土の客土、土層改良剤の混入等があるが、特に火山灰土の場合には破碎転圧工法は有名である。

締固め土における団粒の変化との関連では、図IV-4、図IV-5で明らかにした如く、0.074 mm 以下の団粒の透水性に与える影響は大きい。また、このような小粒径の団粒をより多く生成し得る条件は、最適含水比近くの水分状態での締固めということになる。しかし、水田では常に一定の地耐力が要求され、農作業機械の走行性の判定には表V-2のような値も示されている⁹⁸⁾。室内実験の結果によると(図IV-30)、コーン指数4ということは、pF 2.7~2.8に相当し、これは飽和系の締固めということになる。

表V-2. コーン指数による走行性の判定⁹⁸⁾

走行性判定	トラクター(耕耘)		コンバイン(収穫)
	ゴム車輪	ガードル装着	セミクローラ
走行容易	4以上	3以上	3以上
” やや難	3~4	2~3	2~3
” 難	2~3	1~2	1~2
” 不能	2以下	1以下	1以下

以上のようにみえてくると、床締めにおける1つの目安としては、pF 2.7 近辺の土壌状態で、しかも飽和状態を得る荷重での締固めが考えられる。しかし、ここでの結論は沖積水田土壌での限られたデータによるものであり、さらに詳細な検討が必要であろう。

2) 保水性について

沖積平野に位置する水田は、おおむね湿田であるので、乾田化の必要があっても、保水性が問題になることはほとんどないであろう。しかし、農地の汎用化が広く行われつつある今日、それに伴う土壌の物理性の変化は大きい⁹⁹⁾。一般に湿田は乾田に比べて保水性は高いと言われていたが、その理由は排水不良によるものなのか、土粒子自身の持つ高い保水性によるものかは必ずしも明らかにされていない¹⁰⁰⁾。ここでは団粒の大きさと保水性の問題を検討する。

前に示した図IV-1、図IV-2によると、0.005 mm 以

下の微細団粒が表面保水に与える影響は明らかである。しかし、保水性の問題は表面保水のみならず、間隙保水をも考慮しなければならないので、一般に団粒の大きさに反比例して保水性は良くなる。

また、団粒径の影響は生土、風乾土とも保水能力は異なるにしても、同じ傾向を示すことは明らかである。図Ⅳ-3の締固め土の結果によると、大団粒のものは量的には比較的均等な間隙構造を持ち、それに応じた保水能力を持つ。小粒径の団粒は締固め荷重の大きさの影響を受けることは考えられるが、ある定まった大きさの間隙を多量に持つという特徴を示す。したがって、有効水分量 (pF 3 以下) に与える団粒の影響はそれほど顕著ではないが、その内容は明らかに異なる。また、このような間隙構造の相違は、通気性、根の伸長の問題にとっても重要であるので、このような観点での検討が望まれる。

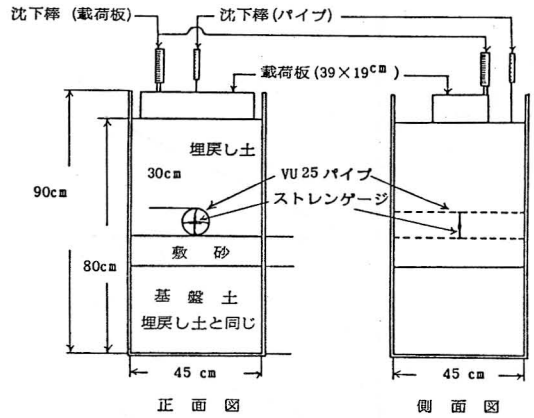
2節 締固めと埋設パイプの挙動

近年、圃場におけるパイプライン給水の傾向は活発であり、庄内地方においても月山開畑地のスプリンクラー灌漑や、水田でもかなりの面積で用いられている。パイプラインの構造設計にあたっては、締固めは重要な役割を担う。すなわち、パイプ側部の土を埋戻す際、いかに締固めるかにより、パイプの変形は左右される。パイプの周囲の土を十分密な状態に締固めた場合には、パイプは上部から荷重が加わって側方に変形しようとしても、土の抵抗によりそれほど大きく変形しない。このような土の抵抗の大きさが、受働抵抗係数¹⁰⁾といわれているものであるが、そのおおよその値は土の締固め状態と対応して示され、パイプラインの設計上重要なものとなっている。

しかし、この値は限られた土壌についてのものであり、LL が50%以上の粘性土や泥炭地では使用することはできない。一方、沖積平野に位置する水田には粘性土や泥炭も多く、しばしば受働抵抗係数 (e') として、いかなる値を使用すれば良いのか、またはこのような土層にパイプを埋設して良いのかということが問題となる。そこで締固めの応用事例として e' の持つ意味や、締固め状態とパイプの変形挙動、さらには泥炭地でのパイプ埋設に伴う問題について検討する。

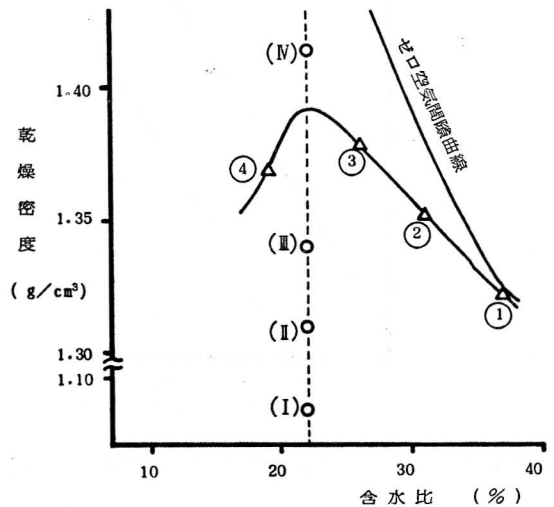
1 締固め状態とパイプの変形

ここでは沖積水田土を用いて、土の締固め状態がパイプの変形に及ぼす影響について室内実験で検討した。実験装置は図Ⅴ-8に示した。実験に使用したパイプは硬



図Ⅴ-8 パイプの実験装置

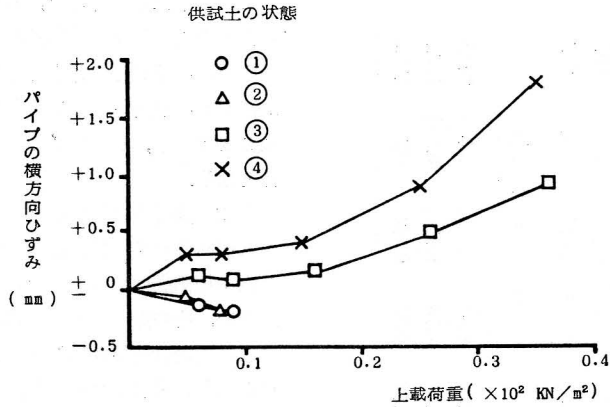
沖積土 LL (46.3%) 砂質土
PL (31.3%)



図Ⅴ-9 パイプの変形挙動実験時の供試土の状態

表Ⅴ-3. 各測点における土壌の状態

土壌の状態 \ 測点	①	②	③	④	(I)	(II)	(III)	(IV)
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.84	1.84	1.86	1.71	1.19	1.62	1.69	1.87
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.35	1.41	1.46	1.44	0.98	1.32	1.38	1.53
含水比 w (%)	37	31	26	19	22	22	22	22
間隙比 e	1.00	0.91	0.84	0.87	1.76	1.04	0.95	0.76
飽和度 S (%)	99.5	91.6	83.3	58.7	34.2	58.7	63.7	79.1



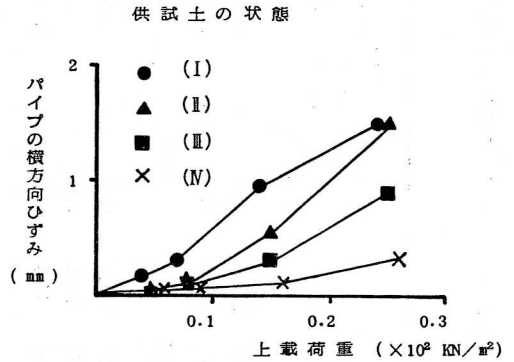
図V—10 締固め状態とパイプの変形

質塩化ビニール管 Vu 25である。パイプの変形は図に示すようにパイプの中央でストレングージを用いて測定した。載荷方法はジャッキにより行ったが、所定の荷重強さに達するまで加圧し、その後は加圧せず定ひずみ状態で、パイプの変形、沈下量を測定した。

図V—9には実験に用いた供試土の締固め状態を締固め曲線との対比で示した。また、各測点の詳細な土壌の状態については表V—3に掲載した。

図V—10、図V—11は埋戻し土の各締固め状態に対するパイプ上面での荷重と横方向への変形量の関係である。締固め状態が①、②の飽和系の試料では上載荷重によってパイプは縦方向にひずんでいることになる。このような現象は飽和系の実験ではしばしば見られたが、その理由は次のように考えられる。パイプ上部での圧力は上載等分布荷重に土層厚さと土の単位体積重量を乗じたものを加えた値である。一方、パイプ側部については、土壌の状態が飽和系で軟弱であれば、団粒も微細なものとして動き、しかも粘性土では内部摩擦角は0°と考えられる。

したがって、パイプを縦方向にひずませる力は、パイプ側部の方が上部の力よりは土層の深さ分だけ大きくなるものと考えられる。それ故、パイプは上下方向に長くなるように変形する。③、④の状態では横方向に長く変形する。しかも④の方が変形量は大きくなっている。また、(I)～(IV)の状態での変形は横方向に長くなり、(I)から順に変形量は小さくなっている。表V—3によると、③の状態では飽和度が83.3%であり、①、②と比較すると空隙の量はかなり多い。(I)から(IV)の状態では空隙率に比例して横方向の変形量は大きくなっている。この



図V—11 締固め状態とパイプの変形

ように見てくると、パイプの変形量およびその方向は空隙の量と強いかわりを持つことは明らかである。

不飽和系の埋戻し土上面に荷重が加わり、土が圧縮されパイプ側面の土が降伏し空隙が押しつぶされると、土は上下方向に圧縮される。この圧縮の際に、パイプも上下方向から押しつぶされるように、土の変形に伴って水平方向に変形するものと考え、前述のパイプの挙動は理解できる。

表V—4には各締固め状態の e' と、上載荷重の関係を示した。①、②の状態では e' はマイナスとなっているが、これは縦方向にひずんだことを意味する。水平たわみ量と e' の関係は、スパンダラーの修正式¹⁰⁾によると、同一荷重条件であれば e' が大きくなるとたわみ量は小さくなるが、それはまた空隙の量によっても左右されることは明らかである。すなわち、締固め状態(I)～(IV)で同一荷重で比較すると(I)→(IV)の順に e' は大きくなっている。

表V-4. 締固め状態の違いとパイプの変形および e'

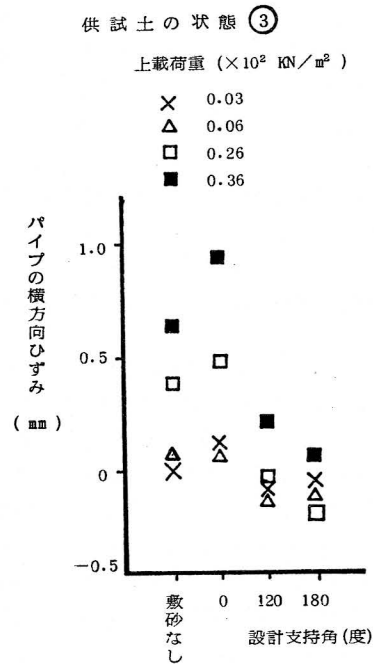
締固め状態 ①		締固め状態 ②				締固め状態 ③				締固め状態 ④			
荷重 (KN/m ²)	e'	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	荷重 (KN/m ²)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	e'	荷重 (KN/m ²)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	e'
$\times 10^2$ 0.06	78.1	-0.014	0.16	-0.009	0.10	$\times 10^2$ 0.06	0.013	0.15	55.8	$\times 10^2$ 0.05	0.032	0.37	12.1
0.09	82.1	-0.020	0.23	-0.020	0.23	0.09	0.008	0.09	157.5	0.08	0.032	0.37	26.7
締固め状態 (I)		締固め状態 (II)				締固め状態 (III)				締固め状態 (IV)			
荷重 (KN/m ²)	e'	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	荷重 (KN/m ²)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	e'	荷重 (KN/m ²)	水 たわみ量 (cm)	平 水 たわみ率 (%)	e'
$\times 10^2$ 0.07	22.4	0.029	0.34	0.010	0.12	$\times 10^2$ 0.08	0.009	0.10	129.5	$\times 10^2$ 0.09	0.005	0.06	261.6
0.14	8.4	0.096	1.12	0.054	0.63	0.15	0.029	0.34	68.0	0.16	0.013	0.15	175.6
0.24	10.7	0.150	1.74	0.154	1.79	0.25	0.090	1.05	29.7	0.26	0.032	0.37	111.5

このようにみえてくると、パイプの変形にはパイプ周辺の土の締固め状態が特に重要であると言える。パイプ周辺の土はパイプと一体となって挙動するので、これがいかに変形、移動させないようにするかが施工管理上大切なことであり、それが e' の大きな土の状態を作り出す条件となる。

2 設計支持角の問題

水田へのパイプ埋設にあたっては、一般に地盤が軟弱なため掘削底面に砂を敷き、その上にパイプを置く場合が多い。その際パイプ側面にどの程度まで砂を入れるかによって設計支持角は決まる。パイプの高さの半分まで砂を入れた場合が180°の支持角であり、0°とは敷砂の上にパイプを置いただけの状態である。先に述べたように、パイプの変形にはパイプ側部の土の状態が特に重要なので、それが砂で置き代わった場合は変形挙動は異なる。また、敷砂の効果はパイプの沈下と直接かかわってくる問題でもある。そこで設計支持角の違いが、パイプの沈下量、横方向の変化、 e' に及ぼす影響について検討した。

図V-12はパイプの変形と設計支持角の関係について示したものであるが、変形量と設計支持角の関係では、変形量は支持角0°が最大であり、敷砂なし(沖積土に直



図V-12 パイプの変形と設計支持角

接パイプを置いた場合)では変形量は小さい。また、支持角 120° , 180° ではマイナスの値となっているものも見られる。このような結果が得られた理由として、支持角が 0° では、パイプの下には硬い支持層があるため、パイプ側部の土は圧縮されやすいためと考えられる。 120° , 180° では側方にパイプが変形しようとしても、比較的硬い砂層に変形が押えられるものと思われる。さらに縦変形を起こすのは、埋戻し土の微細な粒子が砂層の空隙に進入し、横方向の力が生じるためであろう。敷砂がない場合は、砂という硬い支持層がないため、上方からの圧力に対しパイプは容易に下方に移動してしまうため、変形は少ないものと考えられる。

パイプの沈下と設計支持角の関係については図V-13に示した。パイプの沈下量は敷砂なしが一番大きく、設計支持角が大きくなるにつれて小さくなるという結果が得られた。設計支持角が大きいうことは、砂層がそれだけ厚いということであり、それ故、敷砂下部の原地盤をあらかじめ圧縮する荷重も大きいということになる。その結果地盤は安定なものになっている。

以上のことから変形量を見る限りでは、設計支持角 0° が最も悪い設計条件であり、敷砂なしの場合は変形量も小さいので、ある程度考慮の対象となり得ようが、この場合は沈下量が大きいことから、軟弱地盤では不適當である。設計支持角 120° と 180° では大差はないが、パイプ側部の砂を十分締固めない場合には空隙が大きく、埋戻し土の荷重による圧縮が大きくなり、結果として支持角の大きい場合がパイプの変形が大きくなるという現象が

見られた。この点は施工上留意すべきことであろう。

e' については沖積土の場合を表V-5に、また泥炭土については表V-6に示した。設計支持角 0° の場合が、各荷重段階で e' は最小値となり、パイプの変形は大きいということになる。なお、表V-5で、支持角 120° , 180° で e' がマイナスの値を示すが、これは先にも指摘したように、埋戻し土の微細な粒子の砂層への進入による横方向力の発生と、パイプ埋設後砂層を締固める際に横方向力が生じ、すでに施工中に縦ひずみが生じているということである。

設計支持角とパイプの変形について、ひずみ遅延の観点から検討したものが図V-14である。図から明らかのように載荷後一分以内に変形はほぼ終了し、その後の変形も大きなものではない。ここでも支持角 0° の場合の変形が他に比して大きくなっている。

3 泥炭地におけるパイプ埋設の問題

泥炭地は山形県だけでも 6,000 ha と推定されているが¹¹³⁾、設計基準には泥炭土に対する受働抵抗係数 e' についての記載はない。

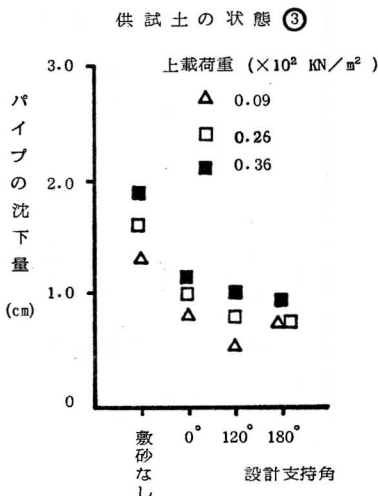
ところで泥炭については二つの問題がある。まず第一に、どのような締固め状態が期待し得るかということである。特に数百%の水分を持つ自然含水比の泥炭では、締固めはおろか練返しによる強度低下が問題となる。第二に、泥炭の受働抵抗係数 e' としてはどのような値が考えられるかということである。以上のことを明らかにすべく検討を行う。

1) 泥炭の練返し

実験に用いた泥炭の締固め特性については第II章3節12項で明らかにした。締固めに伴って泥炭は練返され繊維は細分化されるが、それが ρ_d の大きな値が得られる条件であった。しかし、現地における実際の施工にあたっては、練返ししながら乾燥させて泥炭を使用することは無理なことである。それ故、泥炭を埋戻し土として用いるにあたっては、単に練返しの問題だけが強調されよう。

練返しとは外力を受けて土の構造が乱される事を言うが、これには足で踏むような人力とか、施工機械による場合が考えられる。ここでの実験は締固めとの関連を考えてモールドに入れた試料にランマーを落下させる方法を採用した。

結果は図V-15のようになり、ランマーの落下回数増加に伴って、指数関数的に強度が低下していくことがわかる。同様なことを一軸圧縮強度でみると、図V-16



図V-13 設計支持角とパイプの沈下量

表V-5. 設計支持角の違いとパイプの変形および e'

沖積土 ③

(受働抵抗係数 e')

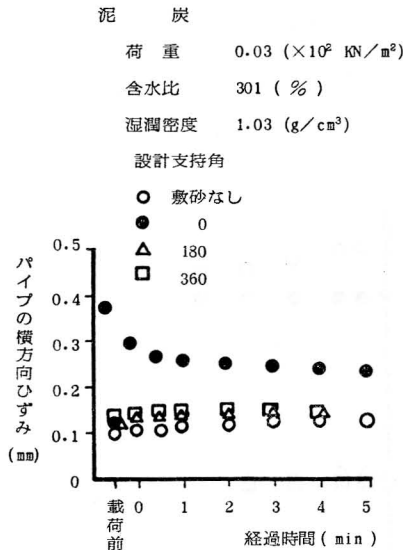
敷砂なし			支持角 0°			支持角 120°			支持角 180°		
荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'
$\times 10^2$			$\times 10^2$			$\times 10^2$			$\times 10^2$		
0.06	0	—	0.06	0.013	55.6	0.06	-0.009	-95.2	0.06	-0.008	-99.1
0.09	0.006	214.6	0.09	0.008	157.5	0.09	-0.011	-114.6	0.09	-0.013	-93.3
0.16	0.020	108.9	0.16	0.015	149.9	0.16	-0.013	-166.7	0.16	-0.016	-129.7
0.26	0.039	88.8	0.26	0.048	69.6	0.26	-0.003	-1094.2	0.26	-0.018	-181.8
0.36	0.063	74.3	0.36	0.091	47.2	0.36	0.020	210.9	0.36	0.006	684.8

表V-6. 設計支持角の違いとパイプの変形および e'

泥炭

(受働抵抗係数 e')

パイプ下不攪乱			敷砂下不攪乱									全攪乱		
敷砂なし			支持角 0°			支持角 180°			支持角 180°			敷砂なし		
荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'	荷重 (KN/m ²)	水平 たわみ量 (cm)	e'
$\times 10^2$			$\times 10^2$			$\times 10^2$			$\times 10^2$			$\times 10^2$		
0.06	0.010	84.1	0.06	0.025	25.3	0.06	0.013	42.3	0.06	0.014	38.8	0.06	0.001	966.2
0.13	0.023	75.9	0.13	0.051	26.6	0.13	0.015	89.9	0.13	0.022	56.8	0.13	0.013	145.0
0.23	0.040	76.5	0.23	0.117	17.0	0.23	0.032	71.7	0.23	0.055	35.7	0.23	0.031	102.7



図V-14 設計支持角の違いから見たパイプの変形挙動

のようになる。すなわち、自然含水比付近では、締固めようとする行為が締固めるのではなく、逆に繊維部分の切断により繊維は細分化され、しかも十分な水分を有するので、各繊維間の移動はスムーズになり、結果として軟化が起こる。

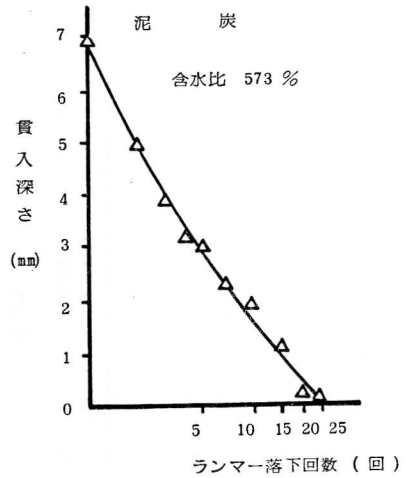
2) 設計支持角

設計支持角に関する限り、角度が増大すればたわみは減少し、その結果、受働抵抗係数 e' は増大する (表V-6)。ただし、パイプ全体を砂で覆った場合 (支持角 360°) では、パイプの側部の空隙の量が多くなり、結果として 180° の場合より e' は小さくなる。しかし、これは泥炭の締固め方によっても異なり、多分に施工上の問題に左右される。実験に使用した泥炭は図V-15と同じ条件であり、図II-12の締固め曲線と対比すると比較的乾燥されているが、飽和系の状態とみなし得る。

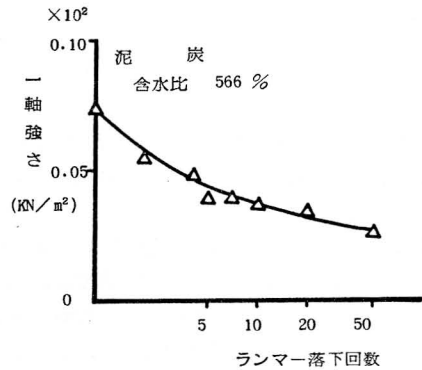
ここでもっとも重要なことは、泥炭土で、敷砂のない場合では e' は設計支持角 180° と大差なく、たわみも小さく、したがって e' も大きくなる。また、泥炭を十分練返して埋戻し土にした場合 (表V-6で全攪乱) では、むしろ e' は最大となっている。一見これはパイプライン設計上には好条件と受け取れるが、たわみは小さくともパイプの沈下量は大きいので (図V-17(a, b)), むしろ危険である。

3) 泥炭の受働抵抗係数

泥炭については、設計基準にいうところの締固めI、



図V-15 練返しによる強度低下



図V-16 練返しによる強度低下

締固めIIというような状態を得ることは不可能である。もし、仮にそのような状態を得るために十分乾燥させたとしても、そこはもはや水田とはなり得ないからである。しかし、幸いなことに泥炭地でもパイプ側部の空隙に注意して十分に締固めれば、かなり大きな e' が期待できる。圧密等によりパイプ側部の泥炭の間隙が小さくなる場合には注意を要するが、作業機械の通過等の短時間の上乗荷重では問題はない。

本実験に用いた泥炭は自然含水比であるが、サンプリング時のばらつきは含水比で270~310%、乾燥密度で0.25~0.29 g/cm^3 であり、プロクター密度は40%程度と泥炭としては乾燥の進んだ条件の良いものといえる。このような地盤での e' は一般に $20\sim 30 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$ と考えて良いであろう。もちろんパイプ周辺を良く転圧しき

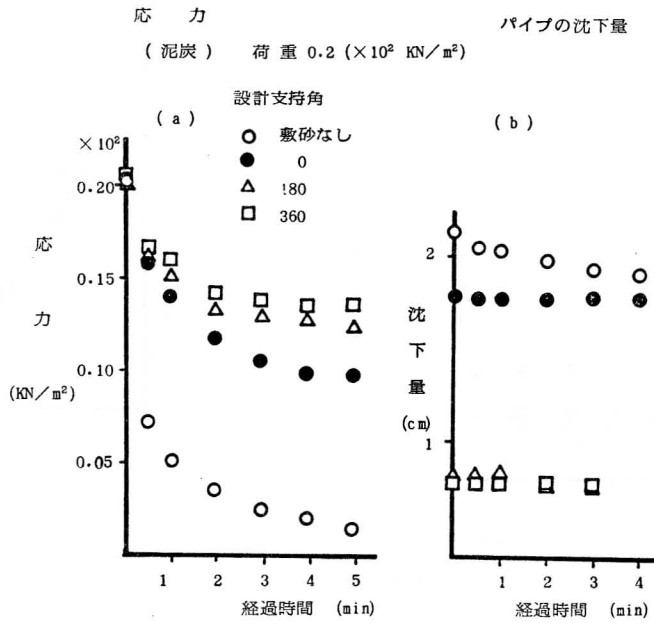


図 V-17 泥炭地盤におけるパイプの挙動

えすれば、 $50 \sim 70 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$ という値も得られるが、現地では施工上の問題もあってこの値は現実的なものとはなり得ない。

ここではパイプの長さ方向の問題についてはふれなかったが、設計基準によると、縦方向の強度は通常は検討しなくとも良いことになっている。ただ地盤が不均質な場合には不等沈下の対策が必要となろう。また、圧密による長期間にわたっての変形については、ここでは取り扱わなかった。

第VI章 結 言

本研究は、農地基盤改良の重要な手法の一つである土の締固めに着目し、その機構を粒子 (団粒を含む) 破碎との関連で整理した。さらに団粒の破碎の程度が締固め土の理工学性に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。研究を進めるにあたり注目した点は次の三点である。1) 締固めに伴う団粒の挙動と締固め曲線の形式との対応、2) 締固めにかかわる粒径 (団粒を含む) の把握とその果たす役割、3) 破碎粒子が締固め土の理工学性に及ぼす影響の3点である。

本研究の特徴は、締固めエネルギーによる粘性土の団粒の破碎、再結合についての詳細な検討結果から、いろいろな締固め曲線の形式が得られる理由について述べ、

粒度と締固め機構との関連について明らかにしたことにある。さらに、これらの観点を、締固め土の理工学性および二、三の現場的応用事例の中で検討した。その際、締固めに関与した団粒をいかに評価するかが問題となるが、ここではレオロジー的手法による推定と、耐水性団粒分析を応用した微細団粒分析法により、団粒の変化の傾向を把握した。この点も本研究の重要な特徴といえる。

第I章では、土の締固めと農業土木とのかわりや述べ、その中で締固め機構および締固め土の理工学性、土壌構造の変化に関する研究の整理を行った。その結果、土の締固めを明らかにするには、締固めエネルギーと団粒の応答挙動の定性的解釈から、定量的な把握へと発展させる必要性が考えられた。さらにそれに関連する具体的事項についても言及した。

第II章1節では、母材の異なる粘性土の締固め、砂および砂—粘性土の混合土の締固め、さらに東北地方に広く分布する泥炭の締固めについて、それぞれの締固め曲線の特徴を明らかにし、締固め曲線に与える粗粒子および微細粒子の影響について検討した。

2節では、締固め方法の違いについて、すなわち、動的、静的締固め、繰返し法、非繰返し法での締固め曲線を対比し、供試土の繰返しに伴う団粒の微細化の違いに

着目した解析を行った。

3節では、締固めエネルギーにより団粒が変化する場合、団粒の性質および変化の方向に影響する理化学的要因として、有機物、イオン、温度、乾湿履歴をとり上げ、これらの各要因と団粒の挙動のかかわりについて検討した。

4節では、1～3節で述べたことを定性的解釈に基づき整理した。以上の結果を要約すると

1) 締固めで高い密度状態を得るには大団粒の存在が必要である。しかし、その量的把握は、大団粒間の空隙を充填するさまざまな粒径との関連でとらえられなければならない。すなわち、大団粒をスムーズに移動させる中団粒、微細団粒の存在が必要となる。この意味でコンシステンシー特性との関連が指摘された。

2) 同じ初期粒径を持つ試料の締固めでは、試料の練返しの程度の激しい操作で得られた締固め土がより高い密度状態となる。これは供試土の破碎の程度および大団粒の移動のし易さに起因するものと考えられた。

3) 締固め曲線と締固め方法の問題については、締固め仕事量が同じでも、衝撃力が大きく、練返しの激しいものが乾燥密度のより高い状態が得られることが明らかとなった。

4) 団粒の性質とそれを規制する理化学的要因については、各要因が団粒を微細化あるいは粗粒化のいずれの方向に変化させるか、または荷重に対する降伏値の変化、および耐水性がどのような方向に変化するのかが重要となる。供試土の微細化、スレーキングのし易さ、団粒の降伏値の低下は、一般には締固め土の乾燥密度の増大に寄与する。しかし、微細な粒子が著しく多くなると、注水による再団粒化のため、ポーラスな大団粒が形成され、乾燥密度は減少傾向を示すことが指摘された。

5) 以上のことから、締固め曲線は基本的には湿潤過程、乾燥過程で6段階の異なる特徴を有する部分に分けられるとの結論を得た。また、同じタイプの曲線でも、同一図上でその位置が上下、左右にシフトする場合が見られるが、その基本形についても明らかにした。さらに基本形が得られる理由について、締固め時の挙動単位としての団粒の状態(団粒の変化の方向、降伏値の大小、仮比重の大小)、およびコンシステンシー状態との関連で整理した。

第Ⅲ章では、締固めに関与する団粒の大きさおよびその果たす役割について検討した。

粘性土では、締固めにかかわった団粒を直接取り出す

ことは困難なことで、通常用いられている耐水性団粒分析方法では、締固め操作により連結した微細な粒子を取り出すことはできない。そこで本研究では種々検討の上、微細団粒分析方法を応用した手法を用いた。また、この手法の妥当性をも検討した。

締固め土の団粒分析の結果から、団粒の変化は0.02～0.03 mmを境に、これより大きな団粒は減少、小さなものは増加していることが分かった。また、0.074 mm以下の団粒では、締固めによる粒径の変化はそれ以上の団粒に比し大きなものではない。すなわち、0.02～0.03 mm以下の粒径に変化した粒子は、締固め操作に対し安定した挙動を示す。したがって、締固めにかかわる粒径は、(1)初期粒径の影響を持つ0.02～0.03 mm以上の大粒径と、(2)締固めの結果、新たな生成の著しい0.02～0.03 mm以下の粒径に大別されることが明らかとなった。

さらに0.02～0.03 mm以下の粒子の持つ意義について検討するため、あらかじめ0.074～0.105, 0.03～0.074, 0.005～0.03, 0.005 mm以下の4段階に粒度を調整した試料およびJISに従う試料でコンシステンシー試験を行った。その際、通常の練返しの程度では0.005～0.105 mmの範囲の試料ではダイラタンシー現象が見られた。しかし、十分な練返しを行った場合にはこの現象は現われなかった。

一方、液性限界試験後の粒度組成によると、JISに従った方法の試料では、0.02～0.03 mm以下の粒子の増加が見られ、それ以上の粒子は減少傾向を示した。また、0.03 mm以下の粒子の量は75～95%以上であった。ダイラタンシーを起こすか否かは、粒子の大きさおよびその配合状態をも考慮しなければならないが、0.001～0.005 mm以下の粒子(コロイド)の増減がきわめて重要な要因となることが明らかとなった。

このように締固めにかかわる粒径は大小二種類の粒径に大別されたが、初期粒径の影響を持つ0.02～0.03 mm以上の大団粒は、微細な団粒の供給源となること、また、主として締固め土の密度の増大に寄与する。0.02～0.03 mm以下の微細な粒子は、大団粒間の空隙の充填材となったり、大団粒の移動にあたっての潤滑材としての役割を担うことが明らかになった。なお、微細な団粒の中でもさらに小さな0.001～0.005 mm以下の粒子は、団粒間のりづけする効果を有するとの知見を得た。

第Ⅳ章では、締固め土の理工学性について、締固めに伴う団粒の挙動との対応で検討した。

保水性に関しては、各粒度調整試料で締固めた供試体

の pF 試験によると、不飽和系で、0.074 mm 以下の供試体の保水性が著しく大きく、飽和系では、各粒度調整試料での差は小さなものとなってくる。このような差は 0.074 mm 以下の粒子の中でも特に 0.005 mm 以下の粒子によって引き起こされることを明らかにした。

透水性に関しては、0.074 mm 以下の試料および飽和系で締固めた各粒度段階の試料で得た供試体で、透水係数の著しい低下が明らかとなった。これは締固めによる微細な粒子の増加による挙動と良い対応を示した。また 0.074 mm 以下の試料の含有量が約 40% 以上になると、透水性は著しく低下し、この含有量が透水性を規制する目安となることが判った。

締固め土の工学性については、収縮、スレーキング、一軸圧縮強度、貫入抵抗、切断抵抗、粘弾性特性について検討した。

これらの結果によると、締固め方法が異なれば、締固め状態が同一含水比、同一密度であっても、理工学性は異なるものとなる。この理由は粒子の配向の影響に加えて、団粒の微細化の違いも主な要因となり得ることが判った。また、その際 0.005 mm 以下の粒子ののりづけ効果が重要であることを明らかにした。

粘弾性特性に関しては、遅延スペクトルおよび粘弾性定数の変化から、荷重による団粒の変化の過程を明らかにした。また、このような解析を行うと、団粒の挙動が間接的に把握でき、土の力学的特性を知る上で有効な手段となり得ることを指摘した。

第 V 章では、現地での応用例として、地耐力、土層改良およびパイプライン埋設と締固めの関係を検討した。

地耐力については、同一充填状態で比較すると、現地の方が大きな強度を示した。また、それぞれの貫入強度間には室内実験同様かなり良い相関が見られたが、その関係式の定数は異なる。これらの違いは、挙動単位の大きさに関連した粘弾性挙動の差に起因することが推定された。

パイプ埋設の問題については、軟弱な庄内沖積水田における粘性土および泥炭土を対象に、フルスケールテストで検討した。その結果、これらの地盤でのパイプ埋設は可能であるとの結論が得られたが、締固めとの関連では、埋戻し土をいかに変形の少ない状態に保つということが重要であり、このため特に粘弾性挙動との関連でパイプの変形特性を明らかにすることの必要性が指摘された。

第 IV 章は結びの章であり、本論文の成果を要約し、展望を述べるとともに、残された問題の整理を行った。

本研究は主に室内実験を通し、粘性土を対象に団粒の挙動に着目した締固め機構の解釈を行ってきた。また、締固め土の理工学性における、それぞれの大きさの団粒が果たす役割についても検討を加えた。しかし、団粒の挙動を規制する因子は複雑で、それ故、室内実験では実験条件を単純化しなければならない場合が多く、より複雑な条件を多く持つ現場的課題の検討は十分とはいえず、現象の把握に終始した観がある。一方、室内実験において用いた試料の種類も少なくここで得た結論により厳密さを与えるには、さらに多くの供試土での検討の必要性が痛感される。

今、作物との関連で締固めを考えると、根の伸長にとって好条件となる土壌は、間隙も多く、保水性、通気性も良く、適度の透水性を有していれば良いということになる。しかし、一方、圃場では一定の地耐力が要求される。地耐力の面からだけみると、土壌は密充填であれば良いのであるが、そうすると農地としての他の必要条件が満たされなくなる。したがって、現在では、最大公約数的土壌の物理的条件で、土壌の状態は処理されることになる。

水田および畑地について土壌の備えるべき条件は既に整理されているが、具体的にこれらの条件を全て満足するには、どのような状態で土を締固めれば良いかということになる。そしてこのような指標を提示することは、特に現地では土性および水分状態も異なるので、なかなか困難なことである。しかし、締固めを団粒の大きさとの関連で整理すると、土粒子は基本的には砂のような挙動をする大団粒と、土—水系として行動する 0.03 mm 以下の微細な団粒に大別されることが明らかとなった。そしてこれらの団粒が土の理工学性にどのようにかわるかについての一定の結論が得られたものと考えられる。

しかし、本研究で得られた結論は、定性的なものが主で定量的把握は不十分である。これは団粒の大きさは常に変化するものであり、その大きさとの関連で、土の理工学性を左右する微細な挙動単位の量は決まるからである。このような量的な把握がさらにデータの蓄積により明らかにされるならば、土の理工学性に関する解釈は勿論、現場的課題への対応もさらに進むであろう。

例えば、畑地土壌では、表層 30 cm が対象となり、植生への物理的障害の少ない土壌の物理条件として 4 つの条件が指摘されているが¹¹⁴⁾、このような条件を得るた

めには、どのような団粒の大きさ、粒度組成のものが良いのか、また一定の地耐力を得るためには、いかなる水分状態で破碎転圧すれば良いのかといったことへの解答も可能と思われる。

謝 辞

本論文の遂行にあたっては、終始全般にわたって東京大学教授 白井清恒博士から御懇篤なる御指導と御校閲を賜った。また、東京大学教授 中野政詩博士からは本論文の取りまとめに際して、御懇切なる御指導と御校閲を頂いた。さらに東京大学教授 志村博康博士、小出進博士、東京大学助教授 富田正彦博士からは適切な御教示と御校閲を頂いた。

なお、本研究のとりまとめは、昭和57年5月から10ヶ月間にわたり東京大学農地工学研究室に内地研究員として御世話になった時から進めたものであるが、その際、東京大学教授、故竹中肇博士からは御懇篤なる御指導を賜った。ここに謹んで生前の御高誼に深く感謝申し上げる次第である。さらに農地工学研究室の方々から御指導と有意義な示唆を頂いた。

また、山形大学教授 東山勇博士からは格段の御便宜と御指導を頂いた。さらに弘前大学教授 月館光三博士からは適切な御助言と暖かい励ましの言葉を頂いた。山形大学文部教官 石田朋靖博士からは有意義な示唆を頂いた。

なおデータの整理、図表の作成については、山形大学農業造構学研究室の山崎加津子氏に労をわずらわした。

ここに記して心から謝意を表する次第である。

引用文献

- 1) R. R. Proctor : Fundamental Principles of Soil Compaction, Engineering News-Record. Aug. 31, pp. 245-248 (1933)
- 2) R. R. Proctor : Description of Field and Laboratory Methods, Engineering News-Record. Sept. 7, pp. 286-289 (1933)
- 3) R. R. Proctor : Field and Laboratory Verification of Soil Suitability, Engineering News-Record. Sept. 21, pp. 345-351 (1933)
- 4) R. R. Proctor : New Principles Applied to Actual Dam-Building, Engineering News-Record. Sept. 28, pp. 372-376 (1933)
- 5) T. W. Lambe : The Structure of Compacted Clay. A. S. L. E. 84. SM 2, pp. 1-34 (1958)
- 6) 久野悟郎 : 土の締固め, 技報堂, pp. 50-55 (1963)
- 7) 久野悟郎・赤沢 誠 : 破碎しやすい砂質土の締固め試験について, 土木学会学術講演会概要集, III, pp. 299-300 (1980)
- 8) 河上 房義・柳澤 栄司 : 土の締固め, 鹿島出版会, pp. 29-32 (1979)
- 9) 森 満雄 : レキまじり土の締固め特性について, 土と基礎. 12-7, pp. 7-14 (1964)
- 10) F. C. Walker, W. G. Holtz : Control of Embankment Material by Laboratory Testing, A. S. C. E. No. 108, pp. 1-25 (1951)
- 11) H. W. Humphres : A Method for Controlling Compaction of Granular Materials, H. R. B. Bulletin. 159, pp. 41-57 (1957)
- 12) 三国 英四郎 : フィルタイプレシャ水壁材料の性質と締固めに関する研究 (その2), 土と基礎. 16-2, pp. 25-34 (1962)
- 13) 東山 勇・月館光三・吉田 力 : 砂の混入がスレーキングに及ぼす影響について, 昭和51年度農業土木学会大会要旨, pp. 216-217 (1976)
- 14) 岩間 秀矩・石井 和夫 : 重粘土土壌に対する砂客上の効果, 第2報, 砂客土による重粘土の易耕性改善効果, 北海道試験場報告. 第119号, pp. 73-92 (1977)
- 15) 柴田 英明 : 締固めた礫・砂・粘土混合土の構造について, 第17回土質工学会研究発表会, pp. 1313-1316 (1982)
- 16) 轟 幸雄・三浦裕二・宮森建樹・岩井 茂雄・大石 博 : 混合土の締固め特性について, 第17回土質工学会研究発表会, pp. 1317-1320 (1982)
- 17) 山下 正・白井 清恒 : 土の締固めに伴う発熱に関する研究, 土と基礎. 29-1, pp. 57-63 (1981)
- 18) Horsfield, H. T. : The Strength of Asphalt Mixtures, J. Soc. Chem. Ind. 53, pp. 105-115 (1935)
- 19) Farouki, O. T. and H. F. Winterkorn : Mechanical Properties of Granular Systems, Highway Res. Record 52, pp. 10-42 (1964)
- 20) Powers, T. C. : The Properties of Fresh Concrete, Jon Wiley & Sons, pp. 38-45 (1968)
- 21) 須藤清次・安富六郎 : 関東ロームの工学的特性 (II), 農土研究・別冊. 7, pp. 98-45 (1963)
- 22) 多田 敦 : 関東ロームの締固めと透水係数につい

- て1, 農土論集. 14, pp. 36-40 (1965)
- 23) 竹中 肇: 火山灰に由来する有機質土の土壌工学的検討, 土と基礎. 21. (2), pp. 13-19 (1973)
- 24) 小谷 佳人・河野 洋: クロボク土の締固めと土中水の働き, 一大山・三瓶山系有機火山灰土の理工学性に関する研究(Ⅱ)一, 農土論集. 71, pp. 31-38 (1977)
- 25) 相馬 尅之・前田 隆: クロボク土の突固め効果, 農土論集, 103, pp. 54-61 (1983)
- 26) 足立 忠司・堤 聡・竹中 肇・南斉好伸: 突固めに伴うクロボク土の団粒の挙動と充填特性, 同上, pp. 68-73 (1983)
- 27) 吉田 力: 締固め方法の違いから見た土の充填特性, 農土論集. 120, pp. 47-54 (1985)
- 28) 松尾新一郎・福本 武明: マサ土の締固め特性に及ぼす粒子破碎の影響, 土質工学会論文報告集. Vol. 16. No. 4, pp. 93-102 (1976)
- 29) 松尾新一郎・福本 武明: マサ土の破碎性に影響する諸要因, 土質工学会論文報告集. Vol. 16. No. 4, pp. 85-92 (1976)
- 30) 松尾新一郎・福本 武明: マサ土の透水性に及ぼす粒子破碎の影響, 土質工学会論文報告集. Vol. 17. No. 1. Mar, pp. 87-97 (1977)
- 31) 松尾新一郎・福本 武明: マサ土の粒子破碎に伴う透水性低下について, 土質工学会論文報告集. Vol. 17. No. 4. Dec, pp. 88-97 (1977)
- 32) 松尾新一郎・福本 武明: マサ土の風化と破碎性の関係, 土質工学会論文報告集. Vol. 17. No. 4 Dec, pp. 100-106 (1977)
- 33) 松尾新一郎・福本 武明: まさ土の締固め密度と透水性に及ぼす粒子破碎の影響, 土質工学会論文報告集. Vol. 19. No. 2. Jun, pp. 95-101 (1979)
- 34) 三輪晃一: 圧縮による団粒破碎の観測, 農土論集. 71, pp. 27-30 (1977)
- 35) 矢橋 農 吾: 泥炭系土壌の締固め特性, 一低平泥炭地の農地工学的改良に関する研究(Ⅲ), 農土論集. 97, pp. 16-24 (1982)
- 36) 須藤 清次・東山 勇・山崎不二夫: 固い土の力学的性質—土のレオロジー的構造—, 農土論集. 14, pp. 21-26 (1965)
- 37) 吉田 力: 土壌の粘弾性挙動, 土壌の物理性. No. 24, pp. 17-20 (1971)
- 38) 新垣 雅 裕: コーン貫入抵抗による粘性土壌の理工学的性質, 三重大学学術報告. (農), 44, pp. 248-267 (1972)
- 39) 足立 忠司・竹中 肇: ヒズミ速度効果ならびに土壌水分から見た粘性土の工学的挙動, 農土論集. 43, pp. 26-32 (1973)
- 40) 竹中 肇: 収縮挙動より見た土の工学的性質, 一土の工学的性質(Ⅰ)一, 農土論集. 14, pp. 32-35 (1965)
- 41) 山崎不二夫監修: 土壌物理, 養賢堂, pp. 182-184 (1969)
- 42) 土壌物理研究会編: 土の物理学, 森北出版, p. 115 (1979)
- 43) 佐藤 晃一: 粘性土壌の乾燥前歴と収縮ならびにスレーキング特性, 農土論集. 28, pp. 12-16 (1969)
- 44) 東山 勇・月館 光三・吉田 力: 土のスレーキングについて, 農土学会講演要旨, pp. 208-209 (1973)
- 45) 東山 勇・月館 光三・吉田 力: 砂の混入がスレーキングに及ぼす影響, 農土学会講演要旨, pp. 216-217 (1976)
- 46) 吉田 力・東山 勇・月館 光三: 有機質を混入した土の風乾特性, 農土学会東北支部講演要旨, pp. 78-79 (1980)
- 47) 吉田 力: 軟弱地盤における CBR の推定, 農土論集. 104, pp. 25-30 (1983)
- 48) H. B. Seed and C. K. Chan: Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays, A. S. C. E. 85. SM 2, pp. 87-128 (1959)
- 49) 吉田 力・東山 勇: 行動単位と締固め土の理工学性について, 農業土木学会東北支部講演要旨, pp. 186-187 (1983)
- 50) 吉田 力: 乾湿履歴が土に及ぼす影響, 昭和48年度農土学会大会要旨, pp. 204-205 (1973)
- 51) 東山 勇・月館 光三・吉田 力・山崎加津子: 巨礫を含む盛土の安定化の評価—ある盛土の崩壊をめぐって—, 山形農林学会報. 27, pp. 80-86 (1970)
- 52) 波瀬 信義・徳永 光一: 岩手山麓における開田工法の研究(Ⅰ), 農土研. 31. No. 1, pp. 22-29 (1963)
- 53) 石川武男・徳永 光一・月館 光三: 岩手山麓における開田工法の研究(Ⅱ), 農土研. 31. No. 2, pp. 22-30 (1963)
- 54) 石川武男・徳永 光一・月館 光三: 岩手山麓における開田工法の研究(Ⅲ), 農土研. 31. No. 5, pp. 13-19 (1964)

- 55) 波瀬信義・石川武男・徳永光一・伊藤実・月館光三：岩手山麓における開田工法の研究(Ⅰ)-(Ⅶ)，農土学会講演要旨，pp. 71-84 (1965)
- 56) 徳永光一：破碎転圧による火山灰地盤の浸透抑制について，学位論文(1966)
- 57) 須藤清次・竹中肇・安富六郎：関東ロームの工学的特性(Ⅰ)，農土論集，別冊7，pp. 92-98 (1963)
- 58) 安富六郎・須藤清次：土壌ペーストの流動，農土論集，別冊7，pp. 86-91 (1963)
- 59) 前出，41)，pp. 187-190
- 60) 東山勇：Atterberg Limitsの工学的意義，土壤の物理性，30，pp. 23-28 (1974)
- 61) 東山勇・喜田大三・大平至徳：土質工学におけるレオロジー，土と基礎，27-11，pp. 75-82 (1980)
- 62) 新垣雅裕・長田昇：クロボク土の団粒の硬さ，農土論集，71，pp. 21-26 (1977)
- 63) 前田隆・相馬尅之・足立忠司・竹中肇・堤聰：クロボク土の物理性の特徴と問題点，農土論集，103，pp. 1-13 (1983)
- 64) 足立忠司・堤聰・西出勤・伊藤和己：火山灰性および非火山灰性クロボク土の団粒の安定性，農土論集，103，pp. 44-48 (1983)
- 65) 堤聰・足立忠司・竹中肇：クロボク土の団粒構造に及ぼす練返しの影響，農土論集，103，pp. 49-53 (1983)
- 66) 相馬尅之・前田隆・山田耕士：クロボク土の突固め効果と透水性の関係，農土論集，103，pp. 62-67 (1983)
- 67) 前出，6)，pp. 87-90
- 68) 荒川稔：土の低圧締め固めについて，農土論集，42，pp. 8-12 (1972)
- 69) 発電水力協会編：最新フィルダム工学，p. 47 (1972)
- 70) 前出，8)，pp. 22-23
- 71) 川口桂三郎・虎谷博一：ケロシンを用いる団粒の仮比重測定，日本土壤肥料学雑誌，第29巻，第8号，pp. 11-14 (1958)
- 72) 中川鶴太郎・神戸博太郎：レオロジー，みすず書房，pp. 406-407 (1963)
- 73) R. R. Litehiser：The Effect of Moisture on Sands in Proportioning Concrete Mixture, Concrete, 26, pp. 18-20 (1925)
- 74) 山崎不二夫：農地工学(上) 東大出版会，pp. 106-108 (1976)
- 75) 竹中肇他6名：火山灰および非火山灰段丘堆積物に由来する有機質土の物理性，農土論集，71，pp. 1-7 (1977)
- 76) 山内豊聰・山崎不二夫監訳：土質工学の基礎，鹿島出版会，p. 55 (1973)
- 77) 赤江剛夫：ベントナイトサスペンションのレオロジー一定数と間隙水中の塩濃度の関係について，農土学会講演要旨，60，pp. 308-309 (1985)
- 78) 前出，41)，pp. 66-67
- 79) 白井清恒・新庄彬・三井義則：温度差による土壌水分移動に関する研究，三重大学学術報告，No. 45，pp. 85-97 (1973)
- 80) 山崎不二夫・竹中肇：風乾土がアッターベルグ限界に及ぼす影響，農土論集，14，pp. 46-48 (1965)
- 81) 東山勇・須藤清次：土の力学的転移点，一土のレオロジー的構造(Ⅲ)，農土論集，14，pp. 27-31 (1965)
- 82) 須藤清次：土壤構造に関する研究，一粒子系としての土壤構造論，農技研報告，B，第12号，pp. 264 (1963)
- 83) 農林水産技術会議事務局編：土壤物理，技術会議調査資料，54，p. 15 (1968)
- 84) 葛上久・尾崎叔司・中谷三男：比表面積と液性限界の関係，一細粒土の工学的性質に關与する比表面について(Ⅰ)一，農土論集，37，pp. 61-67 (1971)
- 85) Verwey, E. J. W. and J. Th. G. Overbeek：Theory of the Stability of Lyophobic Colloids, Elsevier Amsterdam, pp. 66-133, 1948.
- 86) 葛上久・中谷三男：比表面積と塑性限界および締め固め特性との関係，一細粒土の工学的性質に關与する比表面について(Ⅱ)一，農土論集，67，pp. 23-29 (1977)
- 87) R. N. Yong and B. P. Warkentin. (山内豊聰・竹中肇・東山勇・前田隆監訳)：新編土質工学の基礎，鹿島出版会，pp. 8-9 (1978)
- 88) 藤川武信・甲本達也：地面へのコーン貫入に関する三次元的解析，農土論集，74，pp. 59-66 (1978)
- 89) 前出，87)，pp. 131-135
- 90) 土壤物理測定法委員会編：土壤物理測定法，養賢堂，pp. 378-383 (1978)
- 91) 前出，42)，p. 223
- 92) 中野政詩：土の水分量と毛管張力の関係(脱水過

- 程) 1. —理論—, 農土論集. 35, pp.10-14(1971)
- 93) 中野 政 詩: 土の水分量と毛管張力の関係 (脱水過程) 2. —主として諸定数, 理論曲線, 実験曲線について—, 農土論集. 35, pp.10-14 (1971)
- 94) 村田 満治・青田 旭・連下 誠之: 土質諸係数によるまさ土の設計 CBR の推定, 土と基礎. 28. No9, pp. 23-28 (1980)
- 95) 久保 宏: 融解期の現場 CBR とそれに基づく設計 CBR について, 土木学会論文集. 283, pp.117-123 (1979)
- 96) 寺沢 四郎・上田 和夫: 水田土壌群の物理・工学的特性に関する研究 (Ⅲ). —保水性と風乾による不可逆性—, 農土論集. 33, pp.16-24 (1970)
- 97) 寺沢 四郎・上田 和夫: 水田土壌群の物理・工学的特性に関する研究 (Ⅳ). —アッターベルグ限界の特徴について—, 農土論集. 33, pp.25-32 (1970)
- 98) 水管理研究会編: 水田の水管理と圃場整備, 地球出版, p.187 (1972)
- 99) 汎用耕地化のための技術指針編集委員会: 汎用耕地化のための技術指針, pp.55-81 (1979)
- 100) 後藤 定年: 湿田土壌の物理性の特徴について, 土の物理性. 8, pp.1-6 (1963)
- 101) 農業土木学会編: 農業土木ハンドブック, pp.656-658 (1979)
- 102) 妹尾 学: 土壌水エネルギー指数 pF による土壌構造の考察, 農土論集. 14, pp.11-15 (1965)
- 103) 佐藤 晃一: 粘性土壌の乾燥前歴と収縮ならびにスレーキング特性について, 農土論集, 28, pp.12-16 (1969)
- 104) 矢沢 正 士: 乾燥収縮土塊の膨潤ならびにスレーキングに及ぼす吸着カチオンの影響. —粘性土の物理的挙動と吸着カチオンに関する研究 (Ⅳ)—, 農土論集. 80, pp.1-7 (1979)
- 105) 前出. 87), pp.45-47
- 106) 前出. 38), pp.279-280
- 107) 藤川武信・高山 昌照・甲本 達也: 地面へのコーン貫入に関する二次元解析, 農土論集. 73, pp.62-68 (1978)
- 108) Veihmeyer. F. J. and Hendrickson. A. H.: Soil Density and Root Penetration, Soil Sci, 65, pp.487-493 (1948)
- 109) Taylor. H. M. and Roberson. G. M. and Parker. J. J.: Soil Strength-Root Penetration for Medium to Coarse-Textured Soil Materials, Soil Sci. 102, pp.18-22 (1966)
- 110) 東山 勇: 固い土の粘弾性常数の測定, 研究の資料と記録. 第14集, pp.45-47 (1965)
- 111) 日本粉体工業技術協会編: 凝集工学. —基礎と応用—, 日刊工業新聞社, p.39 (1982)
- 112) 東京大学農業工学教室編: 土壌物理実験, 東大出版会, pp.58-60 (1967)
- 113) 月館 光三: 東北地方低位泥炭地の農地工学的改良に関する研究, 山形大学紀要, 第8巻. 第4号. 別冊, pp.10-11 (1981)
- 114) 山崎不二夫: 農地工学 (下), 東京大学出版会, pp.389-390 (1972)
- 115) 吉田 力: 粒径の違いが土の理工学性に及ぼす影響, 山形大学紀要. 第9巻. 第4号, pp.113-126 (1985)

Summary

Soil compaction is one of the most important methods for improving the infrastructure of agricultural land. In this study, the author has tried to clarify the mechanisms of soil compaction from the perspective of the crushing of soil aggregates and to explain how the nature of this crushing affects the physical and mechanical properties of compacted soils. The main purposes of this study may be summarized as follows:

—to explain the relations between behavior of

aggregates crushed by compaction and the various shapes of compaction curves;

—to determine the grain sizes of particles (including the aggregates) changed by compaction and to explain the variation in the behavior of the different-sized particles and the effects of this variation on soil compaction; and

—to examine the effects of crushed aggregates on the physical and mechanical properties of the compacted soils.

There are three particular characteristics of this research. The first is that the shapes of the various compaction curves are explained in terms of the behavior of the variably-viscous aggregates crushed and recombined during compaction. This has been based on considerable compaction test data. Secondly, the study explains the relationship between the mechanism of soil compaction and the degree of particle admixture. And thirdly, these results are applied to an understanding of the relation between the physical and mechanical properties of compacted soil and grading.

These issues have been studied by means of on-site and simulated field experiments. Thus, it has been essential in this research that methods be established to determine and to detect just how aggregates change under compaction. In this regard, the author has used rheological methods to infer the aggregates' behaviors, and he applied methods of fine aggregate analysis in order to measure the tendencies in aggregates' change. These points are also very important in understanding this research.

Chapter 1 : This chapter explains the importance of understanding the mechanism of soil compaction for irrigation, drainage, and reclamation engineering. It describes previous studies of compaction and of the physical-mechanical properties of compacted soil, and it then details the procedures and goals of the present research.

In brief, it finds that earlier research did not progress beyond qualitative accounts of the response behaviors of aggregates under compaction pressure. Thus, in this study, careful observations and measures of aggregates in compacted soil were made to analyze quantitatively the process of soil compaction and effects of aggregate characteristics.

Chapter 2 : This chapter describes the distinctive shapes of the compaction curves for several soil types : various high-viscous soils ; sand ; sand-and high-viscous-soil mixtures ; and peat soil, which is widely distributed across the Tōhoku (northeast) region.

There are actually several different compaction

methods, including dynamic, static, repetitive, and non-repetitive techniques. Compaction curves for these several methods were obtained and compared, and the differences in the minuteness of compacted aggregates were analyzed. There are a number of physical-chemical factors that influence the properties and behaviors of aggregates as they undergo compaction. This research selected four such factors : organic matter, soil temperature, ion, and past cycles of soil drying and moisturizing. The relationship of each factor to aggregate behavior was studied, and was used to explain the characteristics of the various compaction curves. The principal results are as follows :

(1) In order to obtain high densities in compacted soil, it is essential that there must be large particle aggregates. However, the required number of large particle aggregates is relative to the various sizes of grains that fill the pores among the large aggregates. That is, there must be a sufficient number of fine-size aggregates to allow the large ones to move smoothly.

(2) In compacting soil samples with the same initial grain sizes, high density results were obtained by compaction with a more vigorous mixing action. This condition was produced by the differences in the rate at which aggregates were crushed and in the ease with which large aggregates could easily move.

(3) The properties of aggregates are altered by a number of physical-chemical factors, and an important problem for understanding compacted soil conditions is to determine the effects of each factor on the fragmentation or conglomeration of aggregates. Soil fragmentation, ease of slaking, and reduction in the resistance value (yield point) of aggregates generally produce a large increase in dryness density. However, when there is a large increase in minute aggregates, the water which has been squeezed out then causes a recombination of these aggregates. At the same time, these newly-reformed large aggregates have a more porous structure than those prior to fragmentation ; thus, the dryness density is decreased.

(4) For these reasons, the compaction curves of soils can be divided into six fundamental steps, according to the reciprocal cycles of moisturizing and desiccating. That is, in the moisturizing phase, increasing water content produces a three-step change in the dryness density: decrease-increase-decrease. In the desiccation phase, the decreasing water content produces a second three-step change in the dryness density: increase-decrease-increase.

(5) Thus, for the same graph, one can trace shifts in compaction curves—up and down shifts in some cases and right and left shifts in other cases. This research has clarified the basic patterns of these shifts. Furthermore, it has been able to attribute these pattern shifts to conditions of soil consistency and to conditions of the aggregates as moving units (that is, the changing directions of aggregates, differences in their yield points, and differences in their apparent specific gravity).

Chapter 3: In this chapter, the grain sizes of aggregates involved in soil compaction are classified into three groups, and the functions of each group are discussed.

Using the conventional techniques of analysis of water-stable aggregates, it is most difficult to measure the minute aggregates coupled in the compaction process. After exploring a number of alternatives, the author in this study employed a different method of grain separation and size analysis, appropriate to such fine aggregates. The time required for concussion was two hours, the amplitude of vibration was 4 cm., and the number of vibrations was 200 times per minute. Given the quick effects of settling, immediately after compaction, the test soils were soaked in water and subjected to concussion. (Hydrogen peroxide treatment was not used in this experiment.) From the results of many analyses of compacted soil aggregates, it was ascertained that there is apparently a boundary at the diameter range of 20–30 μm . That is, in the process of compaction, aggregates with a diameter larger than 20–30 μm decreased, while those with a diameter below that boundary level increased. Ac-

ordingly, the grain sizes that controlled the process of compaction were classified into two grades: (1) larger aggregates above 20–30 μm ; and (2) finer-sized aggregates below 20–30 μm . It was the latter group that increased remarkably during compaction.

In order to investigate the functions and significance of those small aggregates below 20–30 μm , consistency tests were conducted on samples which were prepared from five separate grades of grain sizes: aggregate sizes below 420 μm (JIS); those in the range, 74–105; those in the range, 30–74; those in the range, 5–30; and those less than 5 μm . In these tests, at an ordinary level of molding, the dilatancy phenomenon was observed in samples of grain sizes between 5–105 μm , but under full molding, this phenomenon was not observed.

Soil grading after the liquid limit test indicated that aggregates sized below 20–30 μm increased in the JIS soil samples and that aggregates sized above the 20–30 μm range were found in 75%–95% of the samples. Based on this, it was concluded that the finer-sized grains (below 20–30 μm) were the ones that regulated the consistency qualities of the samples. The presence or absence of dilatancy was determined both by grain size and the conditions of admixture in the samples. Considering this, whether small-sized particles (below 5 μm) increased or decreased proved especially important, because it became clear that they acted to hold together those larger-sized particles above 5 μm .

Thus, grain sizes important in soil compaction were broadly classified into two grades. During compaction, aggregates which were formed of large-sized grains due to the composition of the initial sample soils became the sources for finer aggregates and generally produced compacted soils of higher densities. It is clear that the small aggregates (20–30 μm and less) filled the pores among larger aggregates. Finally, the still-smaller particles (5 μm and less) served the important function of holding together the large aggregates.

Chapter 4: This chapter details the results of investigations of the physical and mechanical prop-

erties of compacted soils and the relationships of these to the behavior of aggregates under compaction.

To study permeability, four grades of soil samples were prepared : 4760–2000 μm ; 1190–840 μm ; 420–250 μm ; and 74 μm and below. It was discovered that compaction produced a remarkable reduction in permeability, not only in all saturated post-compaction samples, but also in unsaturated samples of 74 μm and less. This corresponds well to the increase in small-sized aggregates under compaction. It was further ascertained that the coefficient of water permeability dropped remarkably in compacted specimens when the content of very small aggregates (74 μm and below) exceeded 40%.

Testing the degree of water retention among the above four grades revealed that, in unsaturated conditions, water retention in compacted soil specimens below 74 μm increased remarkably. However, for saturated specimens, there were few differences in water retention among the four grades.

Other experiments were performed on the compacted specimens to investigate the properties of shrinkage, slaking, unconfined compression strength, penetrating resistance, cutting resistance, and visco-elasticity. They demonstrate that differences in compaction methods were reflected in measures of these various physical-mechanical properties, even though the moisture ratio and density remained the same after compaction. The cause of this variation, then, was the orientation of particles and the degree of fineness of the aggregates. Again, the cohesive power of fine particles (5 μm and below) proved critical.

Regarding properties of visco-elasticity, the retardant spectrum and changes in the constant of visco-elasticity were investigated. These studies showed that by such analysis, one can understand indirectly the behaviors of aggregates ; they prove to

be effective methods for studying the mechanical properties of compacted soils.

Chapter 5 : This chapter discusses the relationship of compaction to several cases of applied field issues : soil bearing capacity ; subsoil improvement ; and the use of underground piping.

Bearing capacity data were compared for in-field soils and for laboratory soil samples of the same compacted condition. It was found that the bearing capacity values of the field soils were higher than those of the laboratory samples. The chapter speculates that this is due to differences in the size of the soil moving units.

Investigations were also conducted into the use of buried, underground piping in the soft clayey soils and peat soils of the alluvial paddy fields on Shōnai Plain (Yamagata Prefecture). The chapter indicates that the short-term effectiveness of the piping depends on the amount of air gaps in the compacted soils immediately surrounding the piping ; the long-term effectiveness of the piping depends on soil creep and pressure movements.

Chapter 6 : This concluding chapter summarizes the results of the thesis study, and offers a perspective on further, related problems.

This research has identified several issues of significance. First, it demonstrates that there is a functional classification of 3 grades of soil aggregates involved in the process of compaction. Secondly, it shows that it is possible to understand the mechanisms of compaction of clayey soils by considering the ways in which aggregates are crushed during compaction. And finally, the research has indicated the special significance of small-sized aggregates (below 5 μm) on the physical and mechanical properties of compaction.