

砂-粘性土混合土の締固めおよび 工学的性質に関する研究

吉田力・東山 勇

(山形大学農学部農業造構学研究室)
(昭和63年9月1日受理)

Study on CBR Strength and Permeability of Compacted Sand-Clay Mixture.

Chikara YOSHIDA and Isamu HIGASHIYAMA

Laboratory of Soil Mechanics, Faculty of Agriculture,
Yamagata University, Tsuruoka 997, Japan
(Received September 1, 1988)

Summary

We often use sand as the constructive material for soil massive structures. Though natural sand generally contains a few fine particles, it may be considered that these trivial small parts would have no influence on the engineering properties of sand. In this study, the authors have tried to clarify these subjects and to examine the influence mainly as to the engineering properties of compaction, CBR and permeability. The results of this study may be summarized as follows;

- 1) In the case of using sand-clay mixed soil, we could confirm three types on the shapes of the compaction curves. And the types of curves change according to the amount of the fine particles contained in the mixed soil.
- 2) Sand from Shonai dune in northern Japan will be used as the material for constructing road bed, and in the case the optimum value of mixing ratio of sand-clay mixture is about 10%. This value will not change so much to another type of grading of sand.
- 3) The soil matrix will change according to the amount of mixed fine particles. When the mixing ratio is less than 10~20%, the soil matrix consists of sand mainly, but in the condition of more than 10~20%, the matrix changes into fine particles.

I. はじめに

前報¹⁾では、庄内砂丘砂を供試土とし、その締固め特性および CBR 特性について明らかにした。その際、現場 CBR と室内 CBR を比較すると、供試体の物理的条件が同じであっても、両者の間には著しい差が生じることが分った。その理由としては、粗粒子間に存在するごく少量の微細な粒子の影響が明らかとなり、この問題の詳細な検討の必要性が指摘された。

一方、CBR 試験は主に路床土を対象にして、その強度特性を知ることが目的として行われる試験であるが、現場で路床土は締固め後の降雨、あるいは地下水位の変動、乾燥などの自然的環境の変化の影響を受けることになる。その結果 CBR は種々変化することになるが、路

床土としては最も弱い CBR を対象として、その舗装厚さを設計するのが常である。そのため CBR 試験には水浸 CBR 試験があるが、粘性土では特に水浸による強度特性の変化が問題となる。したがって粘性土についての水浸、非水浸 CBR の詳細な検討も行われている²⁾。

ここでは対象とする試料は砂ではあるが、砂の中に含まれる微細粒子 (主として粘土分) の効果を明らかにすることを目的としたため、当然のことながら粘性土だけの場合と同様、水の影響を十分に受けることを考えなければならぬ。

そこで筆者らは、まず砂の中に含まれる少量の微細粒子に着目し、砂-粘性土混合土の締固め特性を検討し、次に、締固め曲線に沿う測点での水浸、非水浸 CBR、および透水性を検討した。その結果、二、三の知見を得

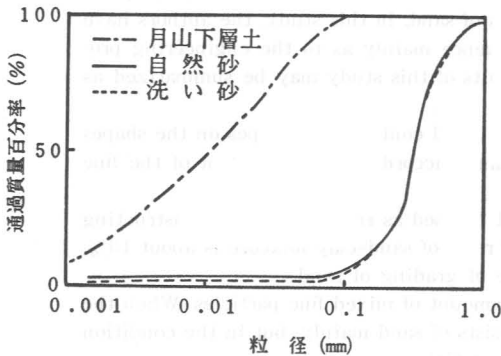
たのでここに報告する。

II. 試料および実験方法

1. 試料

供試砂には前報¹⁾同様、酒田市広岡新田の砂丘砂を用いた。この自然状態の砂をここでは自然砂と呼ぶことにする。粘性土としては、火山泥流に由来する月山下層土、採土深さ 70~130 cm のものを使用した。また、自然に堆積した砂丘砂にはすでに微細な粒子が含まれているので、その影響を除去すべく、ストークスの法則を利用し、0.074 mm 以下の微細な粒子を除去したのもを使用した。以下、これを洗い砂と呼ぶ。

粘性土には、月山下層土を風乾したものを 0.074 mm ふるいでふるい分け、これを通過したものを混合土として使用した。この試料の液性限界、塑性限界は、92.3%、56.1%であった。それぞれの粒径加積曲線を図1に、粒度特性を表1に示した。粘性土と砂の混合方法は、風乾



図一 1 供試土の粒径加積曲線

表一 1. 供試土の粒度指数

粒度指数 試料	有効径 D ₁₀ (mm)	均等係数 Uc	曲率係数 Uc'	比重
月山下層土	0.001	16	1.10	2.78
自然砂	0.18	1.78	1.17	2.56
洗い砂	0.17	1.88	1.34	2.60

試料を用い、所定の質量の自然砂と粘性土をあらかじめビニール袋に入れ十分攪拌した後、それを取り出し容器に入れ、噴霧器で水分を調整した。このようにすると、砂と粘性土の分離は見られなかった。また、粘性土の混合率は次式で求めた。

$$\text{混合率}(\%) = \frac{\text{絶乾粘性土質量}}{\text{絶乾粘性土質量} + \text{絶乾砂質量}} \times 100 \dots (1)$$

なお、混合率 100% のものは JIS に従い 4.76 mm 以下の粒径の供試土で行った。供試土として用いた試料は、洗い砂、自然砂、および粘性土の混合率が 1.5、3.0、10、20、30、50、100% のものである。

2. 実験方法

1) 締固め試験：JIS A 1210 T に従い呼び名 2.5(a) の方法で行った。しかし、粘性土の混合率、50、100% では繰返し法による場合、粒径の調整がばらつくことが考えられたので、各測点で新鮮試料を使用した。締固め方法は全て湿潤過程である。

2) CBR 試験：水浸、非水浸 CBR 試験を行った。非水浸試験は供試体作製後ただちに CBR 試験を実施した。実験方法は JIS に従った。

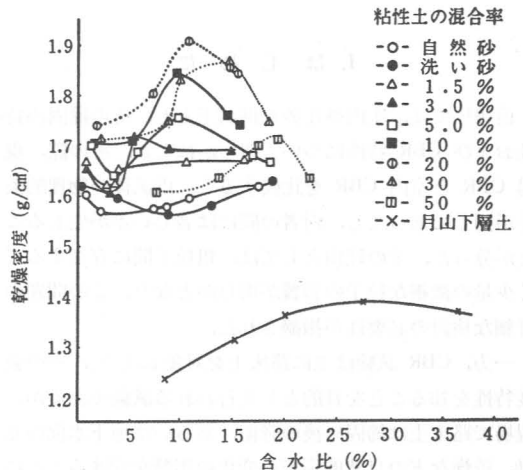
3) 透水試験：粘性土の混合率 0~20% までの供試体は締固め用のモールドを直接用い、定水位試験で測定した。また、30~100% の混合率の供試体は透水性が悪いため測定に長時間を要する。そのため、測定期間中に繁殖する微生物等の影響を考慮し、100 cc のサンプラーで供試体を抜き取り変水位試験で測定した。

III. 結果および考察

1. 締固め特性

1) 締固め曲線の形式

各供試土で得られた締固め曲線を図2に示した。それぞれの供試土で比重が異なるので、ゼロ空気間隙曲線が



図一 2 粘性土の混合率の違いと締固め曲線

繁雑になるため記入していないが、締固め曲線には三種類の形が見られる。すなわち、第一の形は自然砂と洗い砂、粘性土の混合率1.5%で見られ、凹形の曲線となり、第二の形は混合率3~5%で見られ、低含水比側に凹部が現われ、さらに含水比が増加すると最大乾燥密度を有する凸形の曲線となる。第三の形は混合率10~100%で見られ、単に凸形の曲線となる。第一の形が得られる理由は前報¹⁾でも述べたが、パルキング現象²⁾の結果、すなわち、乾燥砂がある程度水を含むとメニスカスが発達し、粒子間の結合力が強くなり、粒子が移動しにくくなるため、間隙の比較的多い構造となるものと考えられた。

第二の形で、低含水比側に凹部が現われる理由は、微細な粒子が含まれるため、これに注水すると微細な粒子同士が付着しあい、それが砂粒子間に存在して砂粒子の接近を妨げるため、砂粒子間に一定量の間隔が生じ、結果として間隙比が大きくなり、そのため密度は低下するものと考えられる。さらに含水比が増すと、微細な粘性土は砂粒子間の潤滑材としての役割を果たすようになり、締固め土全体としての密度を高めることになるのであろう。また、乾燥密度が最大値を示した後の密度の低下は、含水比の増加にともなう間隙の増大によるものである。

第三の形は、最も一般的な締固め曲線の形で、その解釈は既に明らかにされている³⁾のでここでは省略する。

2) 最大乾燥密度

自然砂、洗い砂では最大乾燥密度は低含水比側（風乾状態）、または高含水比側（締固め時にモールドから水がしみ出る状態）で生じる。その他の供試土では、一般に凸形部分の頂点が最大乾燥密度を示す。凸形を有する締固め土の最大乾燥密度は、粘性土の混合率が大きくなるのにしたが、高含水比側に移行する傾向が明らかである。

図3には、各供試土で得られた最大乾燥密度と混合率の関係について示した。本実験に用いた粒度の範囲内では20%の混合率で最大の乾燥密度が得られたが、Walker・Holtzの乾燥密度—礫混合率の関係⁴⁾、あるいは柴田の実験結果⁵⁾とは供試土の粒度の違いもあり、傾向は同一ではあるが、最大乾燥密度が得られる混合率は異なる。このように見てくると、砂の中に含まれる少量の微細粒子の存在の意義はきわめて重要なものとなってくことは明らかである。かりに混合率10%に例をとると、0.074 mm以下の粘性土に含まれる粘土粒子の含有量は34%であるので(図1参照)、この場合0.005 mm以

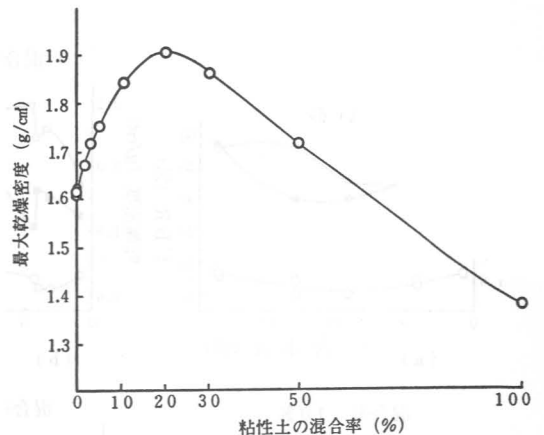


図-3 粘性土の混合率の違いと最大乾燥密度

下の土粒子の量は3.4%ということになる。自然砂、洗い砂と比較すると、このように少量の粘土の影響で、最大乾燥密度はおおよそ 0.2 g/cm^3 程度も大きくなることになる(図2参照)。この値は自然砂の最大乾燥密度に例をとって考えると、約13%の密度が増加することであり、この効果は土の工学的性に影響することは当然のことであらう。以下、強度特性と透水性について検討する。

2. CBR 特性

1) 締固め土の、水浸、非水浸 CBR 特性

各締固め測点での水浸、非水浸 CBR についての代表的なものを図4(a)~(f)に示した。洗い砂は別として混合土では、最大乾燥密度より高含水比側では水浸 CBR と非水浸 CBR の差はそれほど大きくはないが、それより低含水比の点では水浸 CBR の方が小さな値になっている。火山灰土のように粘質な土でもほぼ同様な結果が得られている⁵⁾が、水浸 CBR が最大となる点は、土の種類が異なれば若干の違いがあることが明らかにされている。本実験でも粘性土の混合率がそれぞれ異なるので、土性の違いが考えられるため特定はできないが、傾向としては最適含水比付近で水浸 CBR は最大となっているようである。また、水浸、非水浸 CBR が最大となる点の締固め土の状態は異なる。

各供試土で水浸 CBR の最低値に着目してみると、混合率0~5%の供試土での CBR の最低値は10~20%程度、粘性土混合率10~50%までは水浸 CBR は2~4%、混合率100%の供試土では8%であった。しかし、図4(d), (e)の最適含水比の点の水浸 CBR は80%近くの値である。このようにみてくると、砂-粘性土混合土の

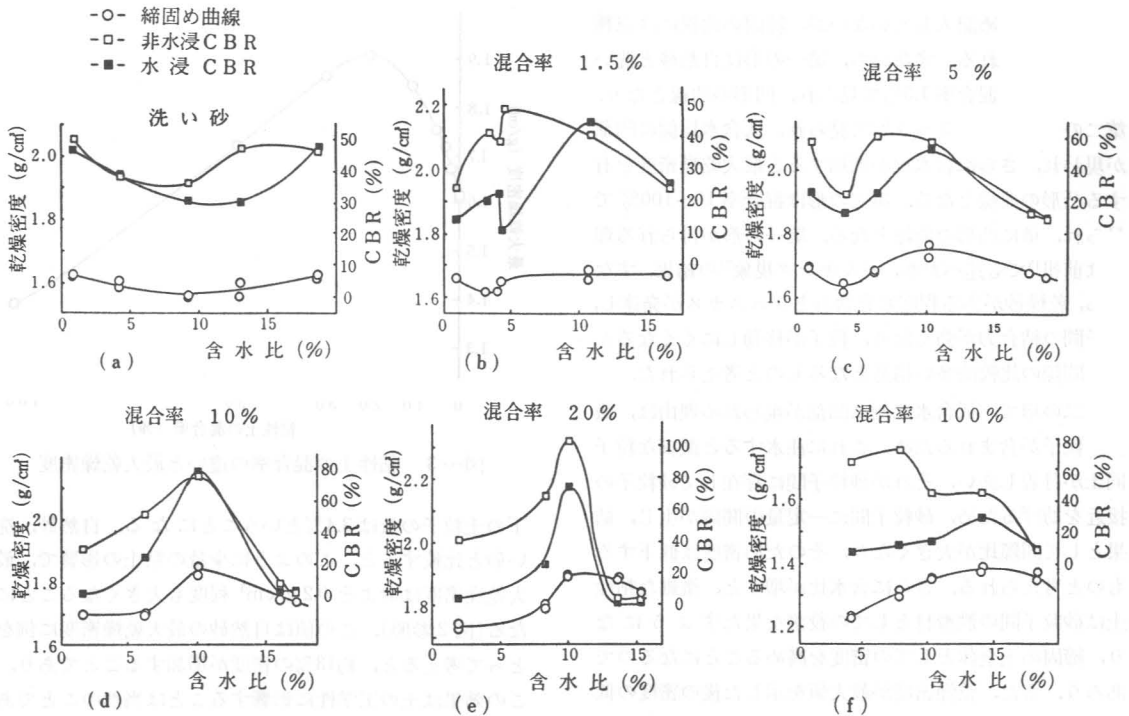


図4 砂-粘性土混合土の締固め曲線と C B R の関係

CBR 特性は単に混合率の問題だけではなく、水との関わりが重要であることが指摘できよう。本実験に用いた粒度の範囲内では、粘性土が1.5~20%含まれる場合は、最適含水比近くで締固めた土は水浸による変化もさほど大きくなく、強度的にも強い状態と言える。

庄内砂丘砂を用いた路床土の CBR は8%をめぐりに行われていると聞くと、現場では前報¹⁾でも指摘したように、実際の施工に際し密度にはかなりのばらつきがみられる。また、砂丘砂には採土場所により粘土粒子の含有量の違いも考えられ、特に締固めの施工管理が重要となる。

2) 混合率の違いと水浸、非水浸 CBR の最大値

路床土としての土は水浸 CBR を基準にして設計される。そこで非水浸と水浸 CBR が大きく異なるということは、水浸したことにより土の構造が若干ではあるが異なることが考えられ、その結果は土の変形量に影響を及ぼすこととなり、路床土としては好ましくない。

図5は、各供試土での水浸 CBR と非水浸 CBR の最大値を整理したものである。例えば、混合率が100%では、水浸、非水浸 CBR の最大値は同じ乾燥密度の供試土では得られず、非水浸 CBR の最大値は最適含水比よ

り乾燥側にある(図4(f))。この傾向は荒川の結果⁵⁾とも一致する。混合率が低くなってくると、乾燥密度の大きさと、水浸、非水浸 CBR の最大値は対応する場合が多くなってくるが、混合率30%、50%では、最適含水比より乾燥側でそれぞれの CBR は大きくなる傾向がみられた。

このように水浸 CBR と非水浸 CBR の最大値を示す密度の状態は必ずしも一致しないので、単純な比較には問題もあろうが、前にも記したように路床土を対象とす

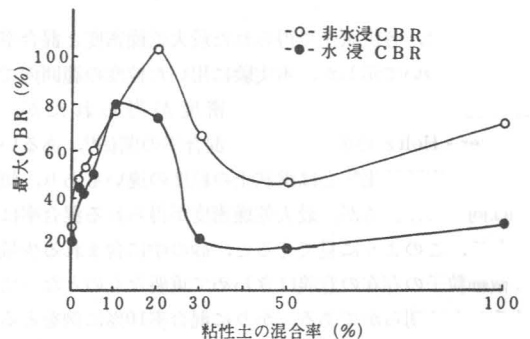


図5 粘性土の混合率の違いと最大水浸、非水浸 C B R の関係

る場合は、乾燥、湿潤の影響による強度の変化を考慮すべきことは当然であり、よってこのような観点での検討を行う。図5によると、水浸、非水浸 CBR の差は混合率10%まではそれほど大きなものではない。10%以上の混合率で急激に大きくなる。また、混合率10%の点は図4の(d)によると最適含水比と一致している。このようにみえてくると、本実験で用いた粒度の範囲内では、CBRに着目して路床土としての材料の適否を考えると、混合率10%の試料で、しかも最適含水比で締固めた状態が最も良いと言ふことになる。

ここでは単に強度という観点からの検討であるが、路床土の適否を判定するには、沈下に関する考慮も必要となろう。このような観点での検討^{6,7)}も見られるが、一般に粘性土の量が多くなり、含水比が高くなると、沈下量が大きくなるという結論が得られている。ここで得られた路床土としての最適混合率は、粒度により多少の変化は予想されるので、その点さらに粒度の異なる供試土での検討が必要であろうが、砂丘砂と粘性土を用いる場合、それほど大きな差異は生じないであろう。

3) 混合率と締固め土の構造

砂-粘性土混合土の混合率が異なれば、外力に抗する土の構造は異なる。締固め土の構造は、力学的見地から考えると、作用する締固めエネルギー、あるいは CBR 試験の場合には、貫入体の貫入力に耐え得る構造でなければならない。このような観点での検討⁹⁾はすでに見られるが、それによると、基本的には砂粒子の形成する骨格構造間の小間隙を微細粒子が埋めている場合と、微細粒子マトリックスの中に砂粒子が点在しているような状態の二種類の構造がある。

このように基本的に異なる構造を持つ砂-粘性土混合系の締固め土で、構造の違いが貫入強度特性にいかに関わるかを検討したのが図6である。この図は各供試土でそれぞれの水浸 CBR が最大値を示す場合の荷重強さ、貫入量曲線を比較したものである。図によると、洗い砂、粘性土の混合率1.5~10%のものにはピークが見られる。それ以上の混合率では、荷重強さ-貫入量曲線にはピークが見られない。このような貫入挙動の違いは先に述べた土壌の構造の違いを反映しているものと考えられる。ピークを持つ曲線は締固め土で得られたものである。砂の骨格構造がある大きさの降伏値を持つため、その降伏値に達すると貫入体側面ですべり破壊を起こし、その結果貫入強さが低下することが考えられる。写真1はすべり破壊によるクラックの状況を示したもの

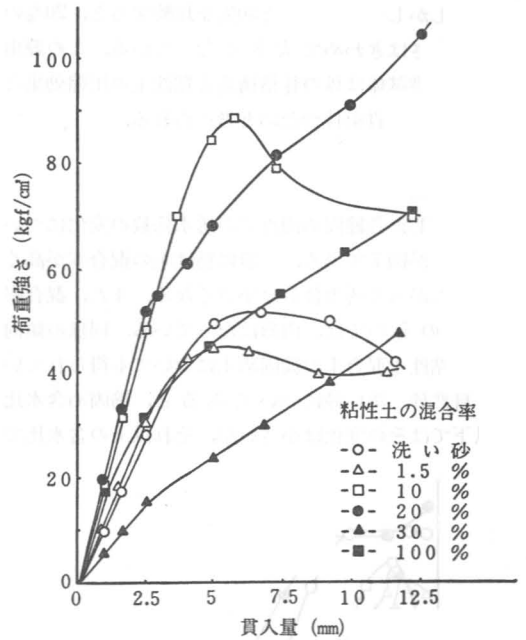


図-6 荷重強さ-貫入量曲線(水浸 CBR)

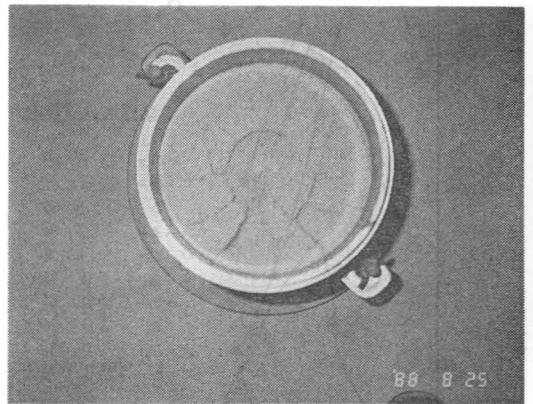


写真-1 貫入試験後のすべり破壊によるクラックの状況

である。粘性土の中に砂粒子が点在している状態になると、ピークを持たない曲線になるものと考えられる。粘性土のいろいろな締固め状態に対する貫入挙動の解釈は既に明らかにされている⁹⁾ので詳細については省略するが、貫入体を貫入していく際、貫入体下部の間隙が押しつぶされ、新たな高密度状態が貫入体周辺につくり出されるため、貫入強度が徐々に高まっていくのであろう。

図6によると、本実験で用いた供試土の粒度では、締固め土の構造の違いは混合率10~20%の間にあることが

わかる。しかし混合率20%と30%を比較すると、20%の方が荷重強さはきわめて大きくなっている。この理由は、20%の供試体は砂の骨格構造と粘性土の圧縮効果とを合わせ持つ性質を持つためと考えられる。

3. 透水性

図2に示した各締固め測点での透水係数の変化について示したのが図7である。一般に粘性土の混合率が高くなるにしたがって透水係数は小さくなる。また、混合率1.5~50%のものでは、山形になっている。同様の傾向は、礫-粘土土混合土の締固め土においても得られている¹⁰⁾。自然砂、洗い砂についてみると、締固め含水比10%以下ではその変化は小さいが、それ以上の含水比で

はかなり透水係数が小さくなっていく。図2で得られた締固め曲線では締固め含水比のもっとも低い点と高い点の密度はほぼ同じである。しかし、このように 10^{-2} から 10^{-8} cm/s というように透水係数はオーダーで変化する。この理由は低含水比側の締固めでは、砂粒子間にはメニスカスの発達は少なく、粒子間の結合力は弱いものと予想される。したがって、このような試料について透水試験を行う場合、供試体を毛管飽和させる必要があり、その際、構造に若干変化が生じるものと思われる。その構造の変化は、水が浸入し易い方向に変化するものと解釈すればこの現象は理解できる。しかし、締固め含水比が高くなると、すでに粒子間には水が十分存在するため、構造の変化は顕著ではなく、透水に都合のよい間隙ができにくいものと考えられる。

また、粘性土が混入すると、一般に知られているような透水係数の変化を示す¹¹⁾が、締固め初期の低含水比の点では透水係数は小さくなっている。これは供試土に混合した粘性土が粉体的性質を有するため、毛管飽和させる際に微細粒子の移動が簡単に起こり、これが砂粒子のような大粒子間に沈積し、透水性を低下させるためと考えられるがこれについては今後、実験検討を深めていきたい。

IV. ま と め

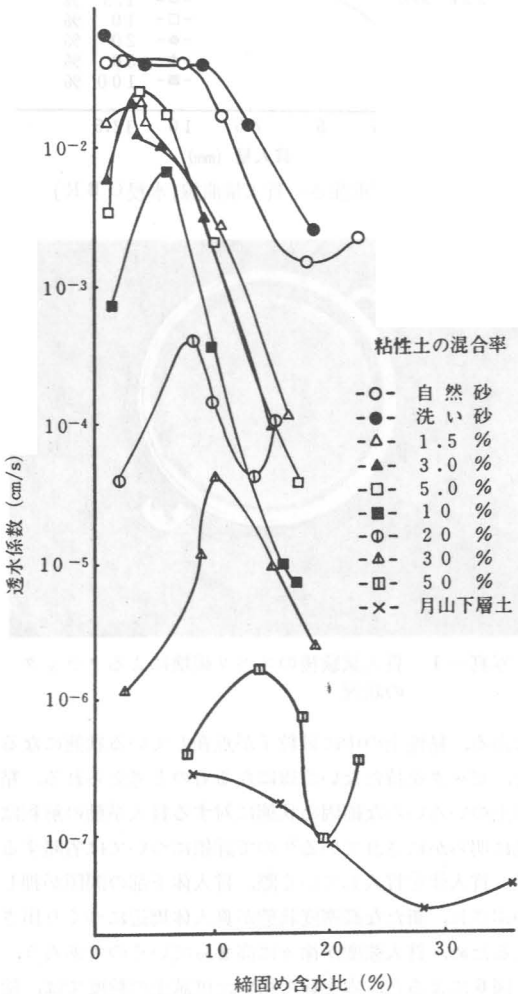
砂を構造物の材料として用いる場合、粘性土と混合し利用する場合⁷⁾¹⁰⁾がある。しかし、このような場合の粘性土の混合率はかなり高いものである。砂丘砂を構造物の材料として用いる場合は多いが、そこに含まれる粘土粒子のような、ごく少量の微細な粒子の影響について検討した研究は意外に少ない。本研究はこうした観点から検討したものである。その結果を以下に要約する。

1, 粘性土の混合率に対応して、締固め曲線は3種類のタイプがある。

2, 例えば、粘性土の混合率が1.5%のようなごく少量のばあいでも、水浸 CBR と非水浸 CBR では、低含水比側の締固め土ではかなりの違いが生じるという結果を得た。

3, 庄内砂丘砂を路床土として用いる場合、水浸、非水浸 CBR の差が最小で、しかも CBR が比較的大きな混合率は10%であることが分った。

4, 本実験に用いた粒度の範囲内では、締固めに伴う締固め土の基本構造は二種類である。その構造の力学的転移点は混合率10~20%の間にある。



図一七 粘性土の混合率の違いと透水係数の関係

5. 締固め土の透水性は、粘性土の混合率が大きくなるとそれに対応して透水性は低下する。また、特に低含水比の締固め供試体では、これを水浸すると砂粒子間に微細粒子が沈積し、透水性は低下する。その結果、締固め曲線に沿う透水性の変化は山形となる。

終りに、本研究をまとめるにあたり昭和62年度の卒論専攻生の鳴海竜一氏（現東北農政局）には実験にご協力いただいた。また、文部技官山崎加津子氏には図版やデータ整理で多大のご協力をいただいた。以上記して謝意を表したい。

引用文献

- 1) 吉田 力・東山 勇：庄内砂丘砂の締固めおよび CBR 特性. 山形大学紀要, 第10巻, 第3号, pp. 65-71(1988)
- 2) 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質工学(上巻). 技報堂, pp. 44-45(1961)
- 3) 久野悟郎：土の締固め. 技報堂, pp. 50-55(1963)
- 4) Walker F. C. and Holtz W. G.: Control of Embankment Material by Laboratory Testing. Pro. ASCE. Sep. Vol, 77 No. 180, pp. 1-25, Dec.(1951)
- 5) 荒川 稔・相馬尅之・前田 隆：火山灰土と洪積土の CBR, —プロクター・ニードルによる土の CBR 特性の推定—. 農土論集 106, pp. 81-86(1983)
- 6) 近藤 武・井上行正・鈴村英之：レキ混合土における締固め特性および圧縮特性について. 農土学会大会要旨, pp. 316-317(1988)
- 7) 川村英幸・古川政喜・山田英幸：ダムコア材としての火山灰質ローム圧縮性改良の一事例. 農土学会大会要旨, pp. 318-319(1988)
- 8) 柴田英明：砂・粘土混合土の締固め後の構造に関する一提案. 土と基礎, Vol. 34, No. 12, pp. 17-22 (1986)
- 9) 吉田 力：土の締固め機構とその効果に関する研究. 山形大学紀要, 第10巻, 第2号, 別冊, pp. 77-78(1987)
- 10) 久楽勝行・三木博史・関 一雄：締固めた礫まじり土の工学的性質に関する実験的研究. 土と基礎, Vol. 31, No. 2, pp. 39-45(1983)
- 11) 河上房善・柳澤栄司：土の締固め. 鹿島出版会, pp. 47-49(1978)