

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 635 Dec. 1988

空港における締め固め土の強度試験

田	中	政	典
小	林	正	樹
土	田		孝

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. はじめに	3
2. 既往の研究	4
2. 1 締め固め土の研究	4
2. 2 不飽和土の研究	5
3. 試料および試験の概要	6
3. 1 試料および物理試験	6
3. 2 締め固め試験	6
3. 3 一軸圧縮試験	6
3. 4 三軸 UU 試験	7
3. 5 三軸 CD 試験	7
4. 結果および考察	7
4. 1 物理試験結果	7
4. 2 締め固め試験結果	8
4. 3 一軸圧縮試験結果	9
4. 4 三軸圧縮試験結果	14
5. まとめ	17
6. あとがき	17
参考文献	18
付表	20

Investigation of Strength Characteristics of Compacted Soil in Airport Construction.

Masanori TANAKA *

Masaki KOBAYASHI**

Takashi TSUCHIDA***

Synopsis

The shear strength characteristics of compacted soil is one of the fundamental problems in airport construction.

The purpose of this study is to evaluate mechanical properties of compacted soils. Compaction test, unconfined compression test and triaxial compression test on volcanic cohesive soils are carried out.

The results are summarized as follows;

- 1) The strength characteristics of compacted soils depend on the degree of saturation.
- 2) When the water content is larger than the optimum moisture content, the strength of compacted soils decrease drastically.
- 3) The strength of natural deposit ground is greater than the strength of bank under submergence condition.
- 4) Even if the specimens are compacted to the same dry density, the strength characteristics are clearly different depending on the moisture content; the strength of dry side of optimum moisture content is greater than that of wet side.

Key Words : Volcanic cohesive soil, Compaction, Unconfined compression test, Triaxial compression test, Partly saturated soil

* Member of Geotechnical Survey Laboratory, Soil Division

** Chief of Soil Mechanics Laboratory, Soil Division

*** Senior Research Engineer, Soil Division

空港における締め固め土の強度試験

田 中 政 典 *

小 林 正 樹 **

土 田 孝 ***

要 旨

人口稠密な我が国では、環境問題、用地取得などにより、立地条件の悪い山岳または海上に空港を建設するケースが多く、種々の工学的問題を生じている。特に、山岳空港においては、深い谷間を土工により処理するため高盛土となり、締め固め材料や土の施工管理、施工後の切盛り境等の不等沈下による滑走路のひびわれなどの問題を生じている。

本研究は、締め固め土の特性を十分に把握し、空港土工の安定性の解析を行い、海上空港や盛土空港をはじめとした空港土工がより合理的に実施できる空港土工施工管理システムの開発を図るための基礎試験である。

本研究の主な結果を以下に示す。

- ①締め固め土の強度特性は、飽和度によって著しく変化する。
- ②締め固め土の強度特性は、最適含水比を中心に大きく変化する。
- ③特に、最適含水比より大きな含水比での強度低下が著しい。
- ④切取り地盤は、盛土地盤より水浸抵抗が高い。
- ⑤同じ乾燥密度でも、強度、性質が異なる。

キーワード：火山灰質粘性土、締め固め、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、不飽和土

1. はじめに

近年、ますます増大する航空輸送に対して、空港施設の能力が不足してきており、各地で拡張工事などが行われている。しかしながら、人口稠密な我が国では、環境や用地取得の問題などにより立地条件の悪い山岳または海上に空港を建設するケースが多く、種々の工学的問題を生じている。特に、山岳空港においては、深い谷間を土工により処理するため高盛土となり、締め固め材料や土の施工管理、施工後の切盛り境等の不等沈下による滑走路のひびわれなどの問題を生じている。

そこで、本研究は、空港大規模土工の合理的設計・施工・施工管理技術の開発の一環として、山岳空港における高盛土の挙動を解明し、空港土工の安定性の向上を図るため、締め固めた関東ロームを対象として不飽和土の

力学試験を実施したので以下に報告する。

盛土の高さが10m程度までの場合には、盛土の締め固め管理を中心とした設計・施工法で対処できたが高盛土空港の建設が行われるようになってからは、盛土本体の圧縮や長期にわたる沈下、斜面安定の問題などにより新たに数値解析を行う必要が生じてきた。このため、解析に使われる締め固め土の諸数値を知ることが必須となってきた。

高盛土空港は昭和55年に開港した新秋田空港に続いて、新青森、釧路、新潟山空港、建設中の空港として新高松、新広島、福島、石見空港と現在までに8箇所の建設が行われている。

新秋田空港においては、盛土高60m、盛土量約1350^m、切取り量約1350^mで土質は軟質シルト岩、粘性土混じり砂れき、シルト岩の風化土、粘性土などで軟質シルト岩

* 土質部 地盤調査研究室

** 土質部 土性研究室長

*** 土質部 主任研究官（海洋土質担当）

とはいえ施工中の粒子破砕などにより盛土材としては好ましいものではなかった。しかし、用地内で切盛り土量をバランスさせるため掘削される土のすべてを盛土材として流用しなければならなかった。さらに、気象条件によりトラフィカビリティが損なわれたり、土砂の流失、施工管理、斜面の安定、長期にわたる沈下等が問題となった。¹⁾

また、新青森空港では、盛土高40m、切り土量830万 m^3 、盛土量630万 m^3 で急速・大量土工を実施した。土質は高含水比の火山灰質土であったので施工機械のトラフィカビリティの確保、施工管理、高盛土の圧縮性、路床の強度不足、長期にわたる沈下などの問題が生じた。²⁾

このように高盛土空港の建設は、フィルダムの建設と異なり切盛り土量を現地でバランスさせるのが原則であるので不良土であっても現地の発生材を流用することが多く、盛土の構造や施工管理、沈下の予測などの問題を抱えている。

また、大量土工となるため良質の盛土材料が近くから取得できるのか否かによって、工費、工期などに重大な影響を及ぼすことになる。そのうえ、高盛土の場合には、のり面が長くなるため建設中の新高松空港で生じたように降雨による被害もみられ、解決しなければならない問題が山積している。

開港後においても、最近の調査によれば、切盛り境の不等沈下、平坦性や長期にわたる沈下など盛土材料に起因した変状がみられ、今後、ますます増える山岳空港建設にあたり、なんらかの対策を施す必要に迫られている。

しかしながら、このような高盛土の問題を解決するための締め固め土の研究はその必要性にもかかわらず余りなされない。現場においてはCBR試験、平板載荷試験や締め固め試験などの結果により設計・施工法が決められており締め固め土の強度を考慮した設計・施工法は確立されていない。

そこで、昭和61年度より不飽和土の特性を正確に把握するために、飽和度を変化させた力学試験を行い締め固め土の力学的性質を解明し、盛土の安定解析や沈下解析を行い現地への適用を図っていくこととなった。

2. 既往の研究

締め固め土の研究は古くから行われてきたが、現場における施工管理に主眼がおかれ、せん断強さなどの力学特性を扱ったものはごくわずかであった。これは、締め固め土を扱う場合には水、空気、土の三相問題を取り扱わなければならない試験がたいへん難しいいうえ、力学挙動が曖昧であることから結果の解釈、利用に問題があるた

めである。

一方、施工現場においては、従来よりCBR試験、平板載荷試験、締め固め試験結果などをもとに、含水比による密度管理などを中心とした設計・施工が主流であり、力学特性を生かした設計・施工はあまりなされていない。

2.1 締め固め土の研究

土の締め固めは古代より土塁、城郭、堤防などの建設にあたり、土の強度を高め変形を小さくし、強い土構造物を造るための重要な技術であった。土を締め固めることによって、土の性質は改善され、透水性の低下、支持力の増大、せん断強さの増加、水浸による土の軟化・膨潤の防止、圧縮性の減少などの効果がある。しかし、古代においては土の締め固めに関する知識はすべて経験的に得られていたものであった。

この土の締め固めの原理について体系づけたのはProctorで、1933年「転圧アースダムの設計および施工について」のなかで、土の締め固めに関する基本的な原理を述べた。そして、現場の土の締め固めを実験室内で再現する方法として、モールドの中にランマーで土を締め固める試験方法を提案した。³⁾ そのときまで経験的に行われてきた盛土構造物の設計・施工に合理的な根拠を与え土構造物の安全性を高めることができるようになった。Proctorによって土の締め固めの関係が明らかになったのを受けて、以後世界各地で締め固め度による施工管理が行われるようになり、わが国をはじめASTM、AASHTO、BS、DINなど世界中の規格がこの原理によっている。⁴⁾

したがって、締め固め土の研究は、いわゆるProctorの原理を中心として、現在まで議論されてきたといっても過言ではない。

わが国においても、土の締め固めの研究は行われていたが、このような、土の締め固めの考え方を取り入れたのは戦後になってからで、道路、アースダムなど大量土工が行われるようになってからである。

久野は、締め固めエネルギー（仕事量）の増減にともなう締め固めた土の力学特性の変化の傾向を次のようにまとめた。

- ①締め固めた土の強さ（圧縮強さ、CBRなど）の極大値は最適含水比（ w_{opt} ）よりやや低い含水比の場合に生じ、その値は乾燥密度が高いほど（締め固めエネルギーが大きい場合ほど）高い。しかし、水浸後の強さでみれば w_{opt} 付近で締め固めた土が最も高い強さを示す。
- ②締め固めた土の圧縮性（定荷重による圧縮ひずみなど）

は w_{opt} よりやや低い含水比で締め固めたものが極小となる。ただし、飽水後の圧縮性の最小は w_{opt} 方向へずれる傾向がある。圧縮性は間隙比が小さいほど、すなわち乾燥密度が高いほど小さい。

③締め固めた土の透水性（透水係数）は w_{opt} よりやや高い含水比で極小値を示す。透水性も圧縮性と同じように間隙比が小さいほど低下するから乾燥密度が高いほど透水係数は小さくなる。

④締め固め仕事量 (E_c) を増大させていくと、乾燥密度は増加こう配を減じつつ増加するのが普通であるが強度は締め固め含水比によって単調に増大する場合 (w_1)、最初増加するがある値に達した後低下し始める場合 (w_2)、および E_c の増加にともなって低下する場合 (w_3) の3通りの傾向が認められる。 E_c が増大して強度が低下する現象を過剰締め固め（オーバーコンパクション）と呼ぶ。²⁾

しかしながら、わが国においては、盛土材料の自然含水量が最適含水量より高いため、最適含水量に調節して施工するのが困難となり、締め固め度による管理ができない土もかなり見受けられる。さらに、土の種類によっては、エネルギーを増加させれば土が締め固まるわけではなく、前述のようにオーバーコンパクションのため逆に締め固め度が減少することはよく知られているところである。その結果、締め固め度のみでなく飽和度による管理、工法による管理、不良率による管理など、現場の土質や施工条件などによりいろいろな工夫がなされている。

今回使用した関東ロームもこのような問題の多い土であるが、戦前はむしろ取り扱い易い土という評価であった。その後、機械化による大量土工が行われるようになってから、重機によるこね返しによる土の軟弱化により、特殊土と呼ばれる部類に属することになった。ところが、最近では、こういった土の研究が進み、適切な施工方法がとられるようになり、特殊土から普通土へ移行しつつある。

このように、土の評価も時代とともに移り変わっていくが、室内試験および現場における施工管理結果がうまく結合して、土の締め固めの研究の進歩がある。室内試験の現状について、次節で述べる。

2. 2 不飽和土の研究

不飽和土の研究は、締め固め土をはじめとして、浸透、せん断の分野の研究が多いが本研究では、空港における施工管理や安定解析に用いる締め固め土に主眼をおき述べることにする。

土の性質は含水量が変化することにより固体状から液

状まで様々に変化する。そのため、土の飽和度も完全飽和の状態から不飽和まで存在するようになりその取扱いが難しくなる。それでは、まず、不飽和土と飽和度の区別をどのようにすればよいのか、これを表-1の Aitchison の区分により述べる。⁶⁾

表-1 飽和と不飽和の区分 (Aitchison, 1957)

	飽和度	間隙水圧係数 B	サクシオン
飽和	100	1	0
部分飽和	<100	<1	0
疑似飽和	100	1	あり
不飽和	<100	<1	あり

Aitchison によれば飽和と不飽和の間には部分飽和と疑似飽和があり、不飽和とは Skempton の間隙水圧係数 B が 1 以下の状態でサクシオンが存在する状態をいう。

不飽和粘性土のせん断特性は過圧密飽和粘土によく似ていることが知られており Mohr の応力図における破壊包絡線は一般には直線とはならない。そのため、非排水条件における粘着力 c_u や内部摩擦角 ϕ_u の値を求める場合には、ある応力の範囲内で曲線の包絡線を直線に置き換えるのが普通である。不飽和土の間隙流体には空気が含まれているが、拘束圧を増大するとこの空気が間隙水に溶解し最終的には飽和状態になる。このため全応力による包絡線は拘束圧 σ の増大とともに傾度が小さくなり、土が飽和状態になると $\phi_u = 0$ となる。

不飽和粘性土で一般に $\phi_u = 0$ とならないことは、拘束圧の増加にともなって土の有効応力が変化することによる。これは非排水条件で不飽和土に圧力を加えた場合に体積変化が生ずるためである。⁷⁾

このように不飽和土は飽和土と比べ異なった挙動を示すが、1924年、Terzaghi が示した有効応力の概念を不飽和土に対しても適用する試みが多くなされてきた。不飽和土に関する有効応力式はいろいろな人より発表されているが、その中で1960年 Bishop が示した式が気相を含んでいる点で有名である。その式を示すと

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi (U_a - U_w)$$

ここで、 U_a = 間隙空気圧、 U_w = 間隙水圧、 χ は土の飽和度などによって決まる実験定数で飽和時には 1 である。不飽和土の研究は、1960年代以降この式の有意性について、議論されてきたといっても過言ではない。

このような Bishop の有効応力係数 χ を使った有効応力説に対して Jennings や Burland などの批判者たちが、

応力経路が変化することによって土の強度が大幅に変わるコラップス現象の説明が上式では不可能であることを指摘した。^{8) 9)}

コラップスとは比較的高い拘束圧($\sigma-U_v$)でサクション(U_v-U_h)を減少させると急激に間隙比が小さくなり吸水崩壊する不飽和土特有の現象である。

Jenningsらは上式を適用できるのは、粘性土で飽和度90%以上、砂質土で50%以上とした

つぎに、実務における不飽和土の取扱いの問題点をまとめると、第一は盛土斜面の安定解析における盛土土質の強度評価である。盛土材は不飽和であるが、盛土時の含水状態が変化すると強度が変化するため、どのような試験をして評価するのか、また、含水状態変化にともなう変形の程度はどうか。第二は盛土地盤または盛土構造物の沈下の評価である。これは最近、構造物の安定のみでなく変形としての沈下の評価が要請されてきており、飽和地盤の圧密沈下と異なっている点である。¹⁰⁾

前述の新秋田空港においては、盛土の締め固め土を中心とした品質管理を実施する一方で、高盛土部において沈下計をはじめとした各種計器の埋設をし、動態観測をおこなった。そして、観測結果を解析し、設計変更や盛土の工程管理の変更に反映させる情報化施工を採用した。これらの結果をもとに有限要素法による非線形弾性解析を高盛土および法面に対して行い安定を確認した。¹⁾

新青森空港においては、急速・大量土工となるため施工方法、法面の安定および沈下特性を知るため、実物大の試験盛土工事を行い、動態観測をするともに残留沈下対策としてプレロード工法を実施した。沈下の予測は三笠の圧密理論を適用し、実測沈下量と試験盛土の沈下記録から得られた圧密定数を用いて行った。その結果、実測値は計算値のおおむね±20%の範囲内に収まると報告された。²⁾

現在まで、各国の様々な機関及び研究者によって不飽和土の研究が行われてきたが試験方法結果の解釈など、定まったものはない。しかし、高盛土の建設にともなう安定解析や自然斜面の崩壊問題の解決には不飽和土の力学特性を的確に把握することが不可欠で、応力ひずみの関係の構成式の確立が急がれている。

3. 試料および試験の概要

3.1 試料および物理試験

試料は、新東京国際空港より採取した下末吉ロームと武蔵野ロームである。下末吉ロームは灰白色を示し、いまから6~4万年前に堆積した火山灰で供給源は箱根でかなり粘土質である。武蔵野ロームは赤褐色を呈し4~

2.5万年前に堆積した火山灰で供給源は富士、箱根、伊豆方面でやや粘土質である。¹¹⁾

試料採取を行った付近は台地部分で、地質は上部から武蔵野ローム、下末吉ロームおよび下部の成田層からなっていると推定される。締め固め試験の試料として武蔵野ロームは地表面より2m付近、下末吉ロームは同じく4m付近より採取した。

また、武蔵野ロームの盛土と切り取りの一軸圧縮強度の違いを調べるために直径8.25cm、高さ12cmの塩化ビニールパイプを用いて表面から30cm付近の位置よりブロックサンプリングを行った。さらに、三軸CD試験および武蔵野ロームの構造異方性を調べるため直径5cm、高さ12cmの真ちゅう製のサンプリングチューブによるブロックサンプリングも実施した。

関東ローム(関東ロームには、多摩ローム、下末吉ローム、武蔵野ローム、立川ロームがあるがここでは下末吉ロームおよび武蔵野ロームの総称として以下使用する)は、試験開始の初期含水比により比重、粒度、コンシステンシーが変化するといわれているので、^{12) 13) 14)}なるべく自然含水比に近い状態で物理試験などを行うこととした。これは、関東ロームに含まれる粘土鉱物のアロフェンの影響によるものと考えられ異なる水分特性を有している。

3.2 締め固め試験

締め固め試験は、関東ロームの最大粒径が4.76mm以下であり、またこね返しの影響があるため、JIS-A-1210の1.1b、非繰り返し乾燥法(試料をある含水比まで乾燥させ、加水しながら締め固め試験を行う。ただし、試料は繰り返し使用しない。)により行った。

モールドの内径は10cm、高さ12.7cm、容量1000cm³で突き固め層数は3層、各層毎の突き固め回数2.5kgランマーで25回である。

締め固め試験における試料の準備は、採取したままの含水状態の試料をそのまま用いる非乾燥法と、採取した試料を室内で薄く敷き広げて気乾させた後、加水して締め固める乾燥法の2種類がある。

関東ロームなどの火山灰質粘性土においては、非繰り返し非乾燥法により実施するのが妥当であるが、本試験では締め固め土の飽和度による一軸圧縮強度の違いを幅広い含水比で詳しく検討する必要があったので非繰り返し乾燥法によった。

3.3 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、3.2で締め固めた下末吉ロームと武蔵野ローム試料をモールドより抜きだしこれを直径5cm、高さ12cmに成形して行った。また、現場の自然

地盤（切取り）および盛土現場より塩化ビニールパイプでブロックサンプリングした武蔵野ローム試料は、供試体の大きさを直径8.25cm、高さ12cmで実施した。これは、当初ブロックサンプリングした試料を直径5cm、高さ12cmに成形して一軸圧縮試験を行う予定であったが、塩化ビニールパイプから抜きだした試料がこわれやすかったため成形がうまくできなかった。このため抜きだした試料をそのまま試験に供した。この結果、一般には高さと直径の比が2倍以上必要とされているが、本試験では高さと直径の比が1.45程度となり端面拘束の影響などから一軸圧縮強度は若干大きく現れることになる。

つぎに、水浸の影響を調べるためブロックサンプリングした武蔵野ローム試料を塩化ビニールパイプに入れたまま1～8日間、試料の上下端面より水浸させ試験を行った。なお、せん断は供試体の圧縮ひずみが毎分1%であるような速さで行った。

3. 4 三軸 UU 試験

三軸 UU 試験は、施工現場を考慮し武蔵野ロームを飽和度95%付近となるよう調整した締め固め試料で行った。供試体寸法は直径5cm、高さ12cmである。拘束圧は1, 2, 4 kgf/cm²の3種類でせん断スピードは毎分1%である。

3. 5 三軸 CD 試験

三軸試験装置は、通常使用される二重セルの不飽和土用三軸試験機で三軸 CD 試験を行った。試料は武蔵野ロームで室内で締め固めたものと新東京国際空港よりブロックサンプリングしたものである。なお、現場試料は、土の構造異方性を調べるために鉛直および水平方向からも採取した。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmである。締め固め試料は、一軸圧縮試験と同様な作製方法であるが施工現場の実状に合わせ締め固め土の飽和度を80～95%となるように調整した。供試体寸法は直径5cm、高さ12cmである。

三軸 CD 試験の実施にさきだち不飽和土であるため、拘束圧による供試体の圧縮とドレーンペーパーの体積変化を調べるため予備試験を行った。これは、ダミーの供試体に飽和させたドレーンペーパーを取り付け、拘束圧を変化させ体積変化を測定した。その結果、拘束圧1 kgf/cm²では5.7cc、2 kgf/cm²では7.0cc、4 kgf/cm²では9.1ccの体積変化が生ずることがわかったので試験中の供試体体積を補正することにした。

試験方法は、すべて排水試験でせん断スピードは0.01%/min、バックプレッシャー（間隙流体に付加する圧力）は加えていない。

4. 結果および考察

4. 1 物理試験結果

下末吉ロームと武蔵野ロームの物理試験結果を表一2に示す。

表一2 物理試験結果

試験名	比重	LL	PL	粘土分	シルト分	砂分
下末吉ローム	2.71	87	32	26	28	46
武蔵野ローム	2.82	154	105	30	63	7

火山灰質粘性土の土粒子の比重は、供給源、堆積年代、堆積場所および堆積環境によって大きく異なる。この付近でも、東北地方のロームは2.54～2.7、関東ロームは2.7～2.9甲信地方のロームは2.66～2.74と多様である。本試験における比重は、下末吉ローム2.71、武蔵野ローム2.82であるので関東ロームとして平均的な比重である。コンシステンシーでみると下末吉ロームは、塑性図においては日本統一土質分類の粘土（CH）に属するが粒度試験の結果、砂分が46%もあり砂質土に近い細粒土といえる。自然含水比は約65%と武蔵野ロームより低いが、液性指数 I_L が0.6とやや大きく軟らかい土である。

液性指数 I_L は、細粒土の自然含水状態における相対的な硬軟の程度を表すもので自然含水比 w_n と塑性限界 w_p の差を塑性指数 I_p （塑性指数 I_p は液性限界 w_l と塑性限界 w_p との差である）で除したものである。液性指数の値が0に近いほど自然含水比が塑性限界に近いので土は硬く、1に近いほど自然含水比が液性限界に近づくので軟らかく取り扱いにくい土となる。

武蔵野ロームは、火山灰質粘性土（II型）（VH₂）に属しているが、切取り部においては安定処理を行い路床部としたり、基本施設以外の盛土材料として使用している。自然含水比は約110%である。武蔵野ロームの自然含水比は、下末吉ロームより高いが塑性限界 w_p 付近の含水状態にあり液性指数 I_L は0.1と小さく安定した土性を呈している。

下末吉ロームは、こね返しによる影響が武蔵野ロームより大きいという理由で現場においては使用されていない。塑性指数 I_p から判断すれば、下末吉ロームの方が武蔵野ロームより塑性指数 I_p は大きく取扱い易い土のように考えられるが、自然含水比が65%と高く液性限界に近いので、土をこね返すことによりいままで持っていた構造が破壊され軟弱化するためである。

すなわち、土のこね返しは、最適含水比 w_{opt} より乾燥側で締め固めた粘土粒子の構造は粒子の配列が相対的にランダムで比較的間隙の多い綿毛化構造となるのに対して、湿潤側で締め固めた土は片状粒子の配列方向が整然とした分散構造になるため、湿潤側では塑性に富むこととなる。つまり、土粒子構造間に拘束されていた非自由水分が粒子構造の分散にともない自由水化するため軟弱化するとしたもので、締め固めの程度に応じて土の強度に関連する自由水量が変化するためである。⁵⁾

4. 2 締め固め試験結果

本試験では、締め固め試験開始にあたり現場から採取した試料を下末吉ロームでは含水比13%、武蔵野ロームは含水比37%まで室内で乾燥させ、以後加水して締め固め試験を行った。下末吉ロームと武蔵野ロームの締め固め試験結果を図-1に示す。図中の英数字は、締め固め試験の後、成形して一軸圧縮試験を行った試料を示している。下末吉ロームの最大乾燥密度は1.395 g/cm³、最適含水比は29%、武蔵野ロームの最大乾燥密度は0.770 g/cm³、最適含水比は83%である。

図-1において、最適含水比が小さく乾燥密度が大きく明瞭なピークを持っている試料は砂質土系で逆に最適含水比が大きく乾燥密度が小さく明確なピークを持たな

い試料は粘性土系である。

下末吉ロームと武蔵野ロームを比較すると、下末吉ロームは、砂質土のように最適含水比が小さく最大乾燥密度が大きくいえ明確なピークを持っている。しかし、少しでも含水比が変わると乾燥密度は大幅に変化する。武蔵野ロームは下末吉ロームより最適含水比は大きく、最大乾燥密度は小さくなっており、明瞭なピークは示さず粘性土の締め固め曲線である。両者とも関東ロームという位置付けながら、その締め固まり具合はかなり異なっている。

この締め固め試験結果より、武蔵野ロームの盛土の施工管理基準は、現場の土の自然含水比が、100~120%もあるので現場密度を95%以上に施工することは図-1からわかるように乾燥密度を0.732 g/cm³になるまでさらにあげなければならない。このため、施工は非常に困難となり施工管理基準として密度管理は適していないことが分かる。このような理由により本現場では施工管理基準として飽和度85~95%と空気間隙率1~2%を規定し施工を行っている。

一般に、関東ロームの自然含水比を下げる方法として、天日乾燥などが考えられるが、工期が長期になり工費も莫大になるので問題がある。

関東ロームなどの火山灰質粘性土の締め固め試験においては、物理試験と同様、締め固め開始時の初期含水比により、図-2に示すように最適含水比、最大乾燥密度が変化するというわれているので注意する必要がある。¹⁶⁾ 多くの砂質土の締め固め曲線は、試料の調整に当たっての乾燥処理の程度にほとんど影響されないが、火山灰質粘性土では試料をよく乾燥させた場合ほど最適含水比は減少し最大乾燥密度は増大していることがわかる。本試験結果においても武蔵野ロームの締め固め曲線が、若干ゼロ空隙曲線より離れているが、その影響があるように見受けられる。

締め固めの基準は、室内で行った突き固め試験結果をもとに、得られた乾燥密度に対して例えば、95%以上と決めている。しかし、現場における締め固め密度と室内における突き固め試験と間には直接の関連はないといわれている。締め固め試験は適用するエネルギーの大小、本試料のような特殊土においては試験開始時の含水量によっても締め固め曲線が変わる。つまり、条件により最適含水比と最大乾燥密度が変わることを念頭におかなければならない。

また、現場においては、盛土の締め固めは盛土本体の安定の面から十分に行う必要があるが、余り締め固めると過転圧となり、重機のトラフィカビリティが損なわ

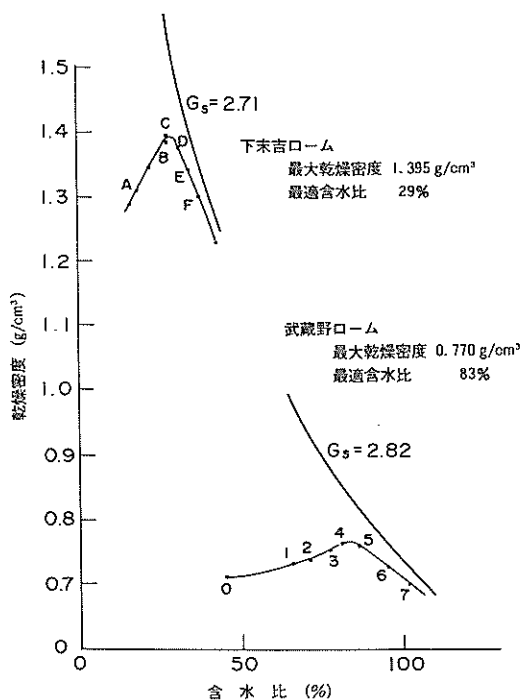


図-1 下末吉ロームと武蔵野ロームの締め固め曲線

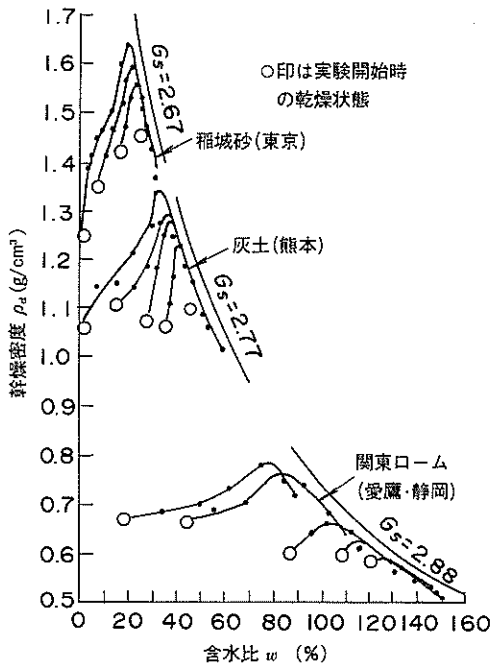


図-2 実験開始時の試料乾燥状態が締め固め曲線に及ぼす影響

れることがある。効率よく作業を行うため本施工に先立ち転圧試験を実施して、転圧回数・撒きだし厚などの転圧方法を決定したり土質によって転圧機種を選定する必要がある。

そこで、土を取り扱う指標として最大乾燥密度に対する密度比をたとえば95%（以後 D_{95} とする）として自然含水比との関係を比較したらどうであろうか。この概念は自然含水比の高い粘性土系の土を対象とした施工管理方法で、これらの関係を図-3に示す。本試料においては、下末吉ロームの D_{95} の含水比は20~35%、武蔵野ロームの含水比は65~94%となりその差はそれぞれ、15%、29%である。この差が大きければ含水比の変化に対する乾燥密度の変化が少ないので扱い易い土である。また、自然含水比と湿潤側の D_{95} の含水比との差、下末吉ロームでは30%、武蔵野ロームでは16%になる。この差が大きいの施工にあたり密度管理をするのには含水比を下げなければ施工できない土で、飽和度管理でも扱いにくい土、または盛土材として施工するには不適切な土と考えることができる。したがって、 D_{95} の湿潤側含水比 W_{95H} と D_{95} の乾燥側含水比 W_{95L} の差と自然含水比 W_n と W_{95H} の差との比で表現すれば、この値が大きいのほどまたは負になるほど扱い易い土または施工し易い土である。これを式で表すと図-3からわかるように

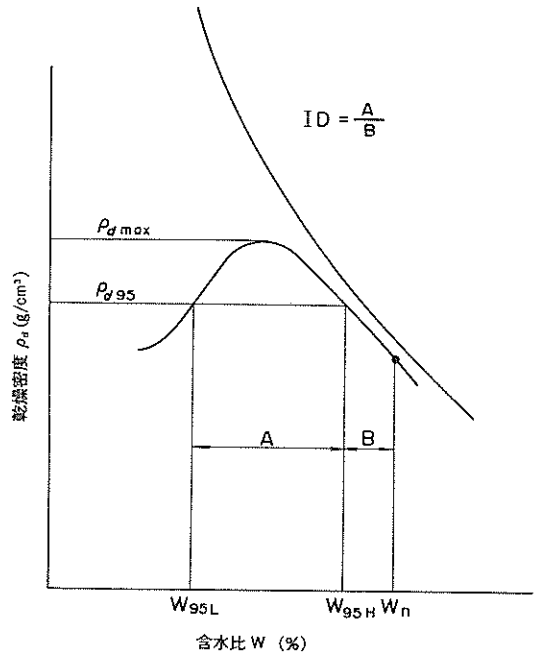


図-3 締め固め易さの概念図

$$ID = (W_{95H} - W_{95L}) / (W_n - W_{95H}) = A/B$$

ここに、

ID：締め固め易さの指標

W_n ：自然含水比 (%)

W_{95H} ：締め固め試験における D_{95} の湿潤側含水比 (%)

W_{95L} ：締め固め試験における D_{95} の乾燥側含水比 (%)

A：締め固め度95%における湿潤側含水比 W_{95H} と乾燥側含水比 W_{95L} との差

B：自然含水比 W_n と締め固め度95%における湿潤側含水比 W_{95H} との差

となる。

土の締め固めの施工のしやすさについては、自然含水比が重要な役割を果たしており塑性指数 I_p 、液性指数 I_L による方法も有力であるが土の締め固めに対しては締め固め含水比と自然含水比の関係において本手法のような扱い方がよいと思われる。本試料においては下末吉ロームは0.50、武蔵野ロームは1.81となる。この値がいくつであれば施工可能かということについては定かでないが、武蔵野ロームが一部盛土材として使用されている理山の一つであろう。

4.3 一軸圧縮試験結果

4.3.1 下末吉ローム

締め固めた下末吉ロームの一軸圧縮試験結果を図-4

に示す。ここでは、一軸圧縮試験と軸ひずみとの関係について主に述べその他については4. 3. 3 下末吉ロームと武蔵野ロームの比較で述べることにする。この図の供試体番号A~Fは図-1におけるA~Fの下末吉ロームの締め固め状態に対応しており、右上にはそれぞれの供試体の含水比および飽和度を示した。図より明らかなように含水比、飽和度の違いによりそれぞれの挙動が明確に異なる。試料A~Fのように、含水比が増大するにしたがい一軸圧縮強度は最適含水比付近(29%)になるまで上昇しそれ以後下降する。破壊時の軸ひずみは含水比とともに増大する。変形係数 E_{50} も一軸圧縮強度 q_u と同様で試料A~Cのように最適含水比の付近で最大になり、含水比がそれより大きくなると減少が著しく試料BとFでは約10倍の違いがある。しかし、試料BとFの含水比の違いはわずか10%ほどである。試料A~Cは砂質土、試料Fは粘性土に近い挙動となっている。¹⁷⁾

飽和度との関係においても含水比の関係と同様最大乾燥密度付近より飽和度が少しでも増加すると一軸圧縮強度 q_u は急速に小さくなるのがわかる。特に、試料B~Fのように少しの飽和度の変化に対しても一軸圧縮強度 q_u が敏感に反応することがわかる。

4. 3. 2 武蔵野ローム

締め固めた武蔵野ロームの一軸圧縮試験結果を図-5に示す。図中の数字は、図-1における武蔵野ロームの締め固め状態に対応しており、右上に含水比と飽和度を示した。下末吉ロームと同様に含水比によって一軸圧縮強度 q_u は、著しい影響を受ける。最適含水比より小さな試料1~4においては一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_{50} が大きく、破壊時の軸ひずみが小さい。最適含水比(83%)を少しでも越えれば強度定数は急激に小さくなり、破壊時の軸ひずみが増大する。

不飽和土の強度特性は最適含水比の前後で著しく変化し最適含水比より低い含水比の供試体のほうが強度が大きく軸ひずみも小さい。最適含水比より小さな含水比の供試体は、一軸圧縮強度 q_u が最大を示すと急激に強度は下がり残留強度がほとんどなくなる。これらの供試体では高含水比のものより破壊時の鉛直方向クラックが多くみられた。

4. 3. 3 下末吉ロームと武蔵野ロームの比較

次に、土の種類による違いを調べるため両者を比較する。図-6に飽和度と含水比の関係を示す。飽和度60%付近までは飽和度と含水比はほぼ直線関係にあるが、これより先、飽和度は含水比が増えても余り増加しなくなってくる。下末吉ロームは、武蔵野ロームより傾きが急であり、締め固め試験結果でも指摘したように、少し

の含水比の変化に対しても飽和度が大きな影響を受ける。両者とも、自然状態では飽和度は90%以上あり、最適含水比付近の飽和度は80~90%とかなり高い。塑性限界PLとの関係においては下末吉ロームは最適含水比と

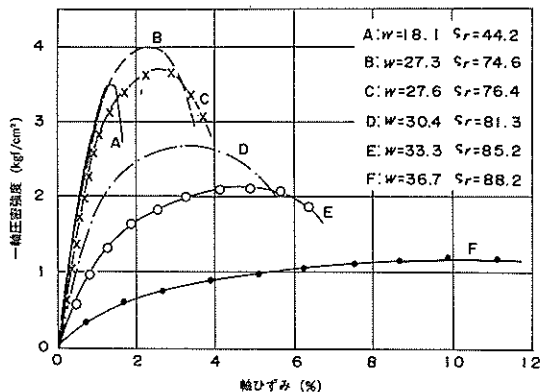


図-4 下末吉ロームの一軸圧縮試験結果

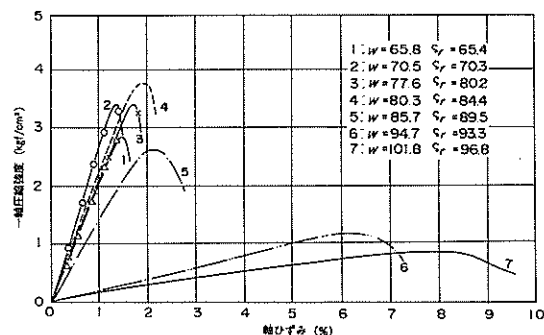


図-5 武蔵野ロームの一軸圧縮試験結果

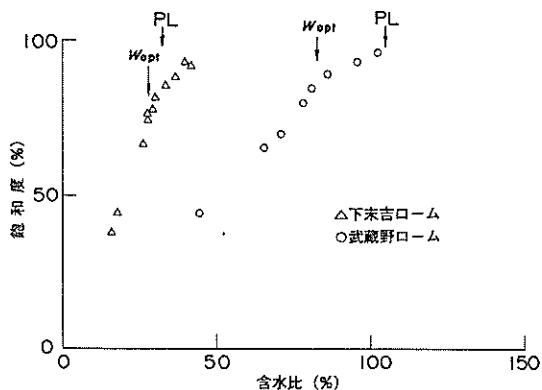


図-6 飽和度と含水比の関係

ほぼ一致しているのに対して武蔵野ロームではかなり離れている。この結果からも、下末吉ロームは、含水比によりこね返しの影響を受けやすく低い飽和度で塑性化することがわかる。

一軸圧縮強度 q_u と含水比 w との関係を比べたものが図-7である。一軸圧縮強度 q_u は両者ともほぼ同じ強度であるが、さきほど述べたように、乾燥側より徐々に大きくなり、Seed らが指摘したように最適含水比より少し低いところで最大となる。^{51) 59)}

Seed らは、締め固めたカオリン粘土を使用し一連の強度試験を行い、一軸圧縮強度が最適含水比より少し低いところで最大となることおよび粘土構造の変化は含水比が大きくなるに連れてランダム構造から配向構造になることを示した。

しかし、一軸圧縮強度は最適含水比を少しでも過ぎると急速に減少するようになる。最適含水比付近の乾燥側と湿潤側では湿潤側のほうが含水比に対して一軸圧縮強度の低下が大きい。特に、下末吉ロームの強度減少傾向は著しい。これは、先ほど定義した、 D_{95} の湿潤側含水比 W_{95H} と D_{95} の乾燥側含水比 W_{95L} の差が大きいことより予想できる。

図-8に一軸圧縮試験と変形係数の関係を示す。下末吉ロームと武蔵野ロームはほぼ同様な強度を持っているが、武蔵野ロームは下末吉ロームより傾きが急であり、一軸圧縮強度の増加に対する変形係数の伸びが小さい。両者とも、乾燥側より徐々に大きくなってゆき、下末吉ロームは試料 B で武蔵野ロームは試料 4 でピークを向かえ小さくなって行くが行き帰りともほぼ同じ傾きの線にのっている。

変形係数は路床・路盤の設計、構造物の弾性変位量を求めるのに重要な値である。関東ロームについては、乱されない状態の一軸圧縮試験から求めた変形係数と一軸圧縮強度の間に

$$E_{50} = 250 q_u$$

ここに、

$$E_{50} : \text{変形係数 (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$q_u : \text{一軸圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)}$$

という関係が示されている。また、こね返しを受けると変形係数 E_{50} と一軸圧縮試験 q_u との関係は

$$E_{50} = (20 \sim 60) q_u$$

のように減少する。¹⁹⁾ 本試験では変形係数 E_{50} と一軸圧縮試験 q_u との関係は

$$E_{50} = (77 \sim 90) q_u$$

であり、締め固めによる変形係数 E_{50} の影響は、試料の違いはあるもののこね返したものに近い値となってい

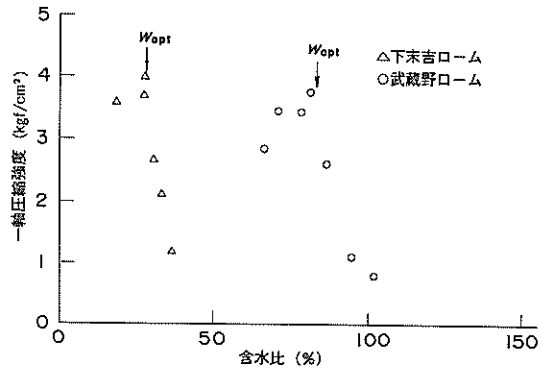


図-7 一軸圧縮強度と含水比の関係

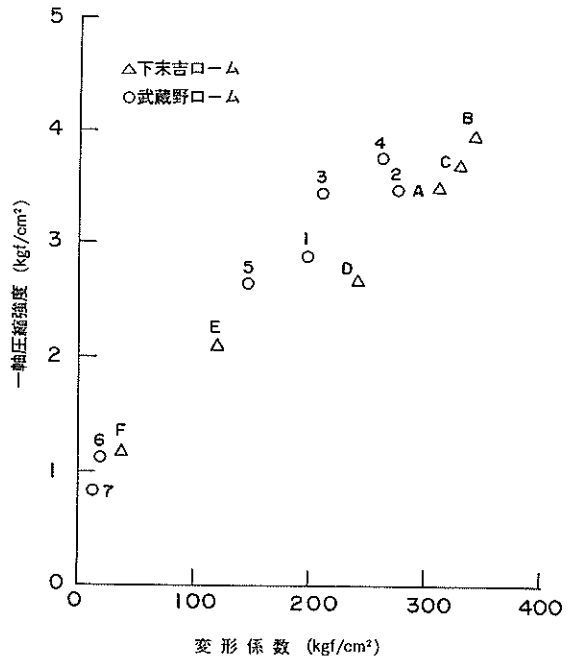


図-8 一軸圧縮強度と変形係数との関係

る。

港湾によくみられる海成粘土では

$$E_{50} = (10 \sim 50) q_u$$

の関係があるが、²⁰⁾これと比較すると関東ロームはかなり大きな値を示すことが分かる。上記の関係は、文献²³⁾の図6. 48を $c = q_u / 2$ の関係で修正したものである。図-9は一軸圧縮強度と破壊時のひずみの関係を表したものである。破壊時のひずみが1~3%付近では一軸圧縮強度が大きく、含水比が大きくなるに従い一軸圧縮強度が低下するとともに破壊時のひずみが大きく

なっている。これは、含水比が増大するにしたがい締め固めにより土がこね返されるため、この傾向は、サンプリングした乱さない粘土が乱れを受けて徐々に一軸圧縮強度が小さくなる現象に似ている。また、同じ破壊時のひずみであるならば、下末吉ロームの方が一軸圧縮強度が大きいことがわかる。

図-10に下末吉ロームと武蔵野ロームの一軸圧縮試験と乾燥密度の関係を示す。図中 $S\rho_{dmax}$ は下末吉ロームの最大乾燥密度、 $S\rho_{dmax}$ は武蔵野ロームの最大乾燥密度である。下末吉ロームでは、試料 A~F のように含水比が変わるにつれて、乾燥密度および一軸圧縮強度が図のように変化し同じ乾燥密度であっても含水比の大小（最適含水比の前後、試料 A~F）により一軸圧縮強度に3倍もの差があることがわかる。つまり同じ間隙比であっても含水比が変化することにより強度が著しく異なることがわかる。図中試料 A~F のように直線で結ぶのは適当でないが、一軸圧縮強度と乾燥密度の関係がよく理解できる。

武蔵野ロームは下末吉ロームより一軸圧縮強度の変化に対して乾燥密度の変化が少ない。図-1からも明らかのように含水比は、大きく変化するけれど乾燥密度は、それほど変わらないためである。

最適含水比の乾燥側または湿潤側のどちらで施工するかは大きな違いがあるが、現場においては水浸による強度低下が考えられるので湿潤側で施工することが一般的である。

図-11に一軸圧縮試験と飽和度の関係を示す。図-7の一軸圧縮強度と含水比の関係とほぼ同様な傾向にある。両者とも上に凸の形をしているが、武蔵野ロームの方がよく尖っており飽和度の影響が大きい。下末吉ロームは、塑性限界 I_p が最適含水比付近にあるため武蔵野ロームより強度低下を起し易い。

4. 3. 4 ブロックサンプリングした武蔵野ロームの一軸圧縮強度

切り取りと盛土の違いを調べるために現位置で採取した切り取りおよび盛土試料により一軸圧縮試験を行った。その結果を図-12に示す。

切り取り試料の一軸圧縮強度は平均で 0.749kgf/cm^2 、盛土試料のそれの 0.436kgf/cm^2 と比較して約1.7倍大きくなっている反面、乾燥密度は切り取り試料で 0.533kgf/cm^2 、盛土試料で 0.626kgf/cm^2 となり切り取り試料の乾燥密度は小さくなっている。間隙比についても切り取り試料は4.29、盛土試料の3.51と比べ大きいにもかかわらず一軸圧縮強度が大きく一般の力学考察では不可解である。つまりこれらの試料では、試料の生成過程、応力履歴な

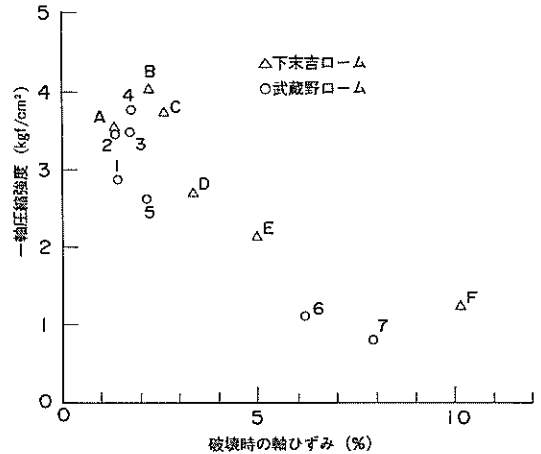


図-9 一軸圧縮強度と破壊時の軸ひずみとの関係

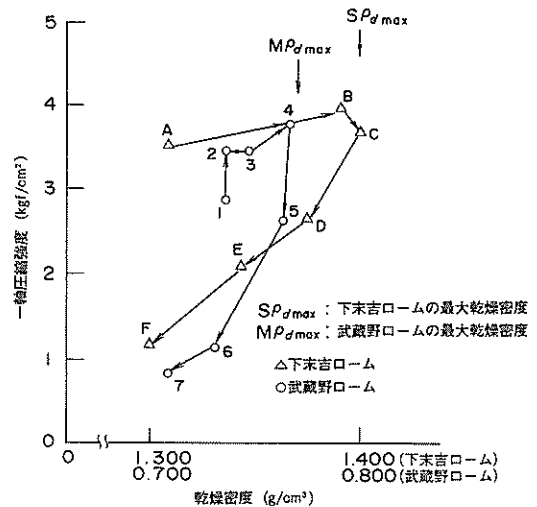


図-10 一軸圧縮強度と乾燥密度との関係

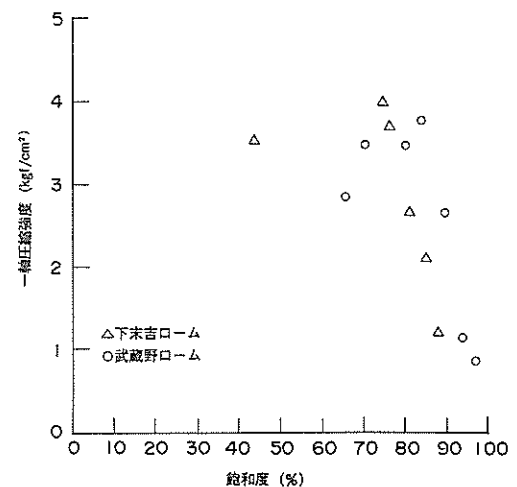


図-11 一軸圧縮強度と飽和度との関係

どが強度に対して著しい影響を与えていることが原因であろう。破壊時の軸ひずみも切取り試料は、1.459～1.971%で盛土の2.255～2.318%より小さく、変形係数も切取り試料は51～67kgf/cm²、盛土試料は22～26kgf/cm²であり切取り試料の方が大きい。これらの試料の飽和度は84～90%である。

図-13は締め固め試験によって得られる乾燥密度と現場の乾燥密度が同じ場合の強度の違いを比較したものである。締め固め試料は現場の盛土の自然含水比、乾燥密度になるべく合うように含水比118%で一層あたり8回、3層締め固めた供試体である。乾燥密度は切取り試料で0.533 g/cm³、盛土試料で0.626 g/cm³、締め固め試料で、0.600 g/cm³である。締め固め試料は、盛土試料より乾燥密度が低いものにも関わらず、一軸圧縮強度は、切取り試料と同じくらいの強度がでている。破壊時のひずみは、締め固め試料が3%と他の試料より大きくなっている。これらは、締め固めエネルギー（オーバーコンパクション）、締め固め方法の相違によるものと考えられると同時に、火山灰質粘性土の施工管理に締め固め試験の密度を使えない一例であると思われる。

つぎに、切取り試料の水浸による一軸圧縮試験結果を図-14に示す。図中Cは切取り試料を、右添えの数字は水浸日数を表す。試料C₂の供試体が少しおかしい挙動を示しているが、全体的には、水浸日数により一軸圧縮強度、変形係数が低下している。破壊時のひずみは少し大きくなる傾向にあるが余り変化しない。

盛土試料の水浸による一軸圧縮試験の結果を図-15に示す。図-14と同様、図中Bは盛土試料を、右添えの数字は水浸日数を表す。ここでも試料B₃の挙動が少しおかしいが水浸日数による一軸圧縮強度、変形係数に低下がみられる。切取り試料より強度低下が大きい。

水浸による強度低下を切取りと盛土試料でももう少し詳しく比較する。図-16に切取りと盛土の一軸圧縮試験と水浸日数の関係をまとめた。切取り試料は盛土試料より強度が大きく、強度低下率（水浸日数0日における一軸圧縮強度と本試験における最小一軸圧縮強度の比）を比べても0.448、0.227となり強度低下の割合が小さい。

佐藤らは安定処理をした土の水浸の影響を調べた結果水浸日数が1日から13日になると、最大20%程強度が低下すると述べているが²⁰⁾、本試料のような未処理土では安定処理したものより強度低下が大きい。

水浸日数と変形係数の関係を図-17に示す。一軸圧縮強度と同様両者とも水浸日数により減少傾向にあるが、盛土試料は切取り試料より変形係数が低くなっている。

水浸日数と含水比を比較すると切取り試料の方が盛土

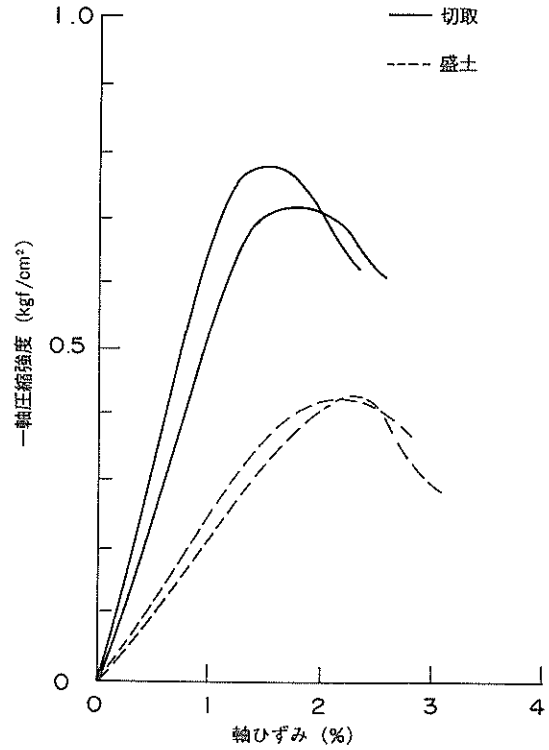


図-12 一軸圧縮試験結果（現場採取）

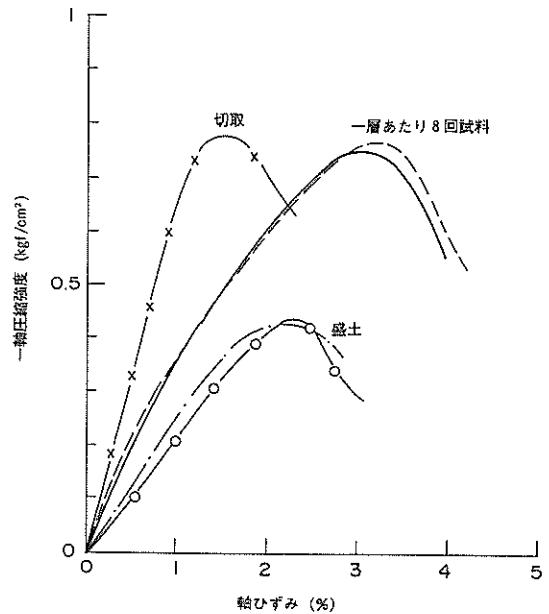


図-13 同程度の乾燥密度による現場と締め固め試料との相違

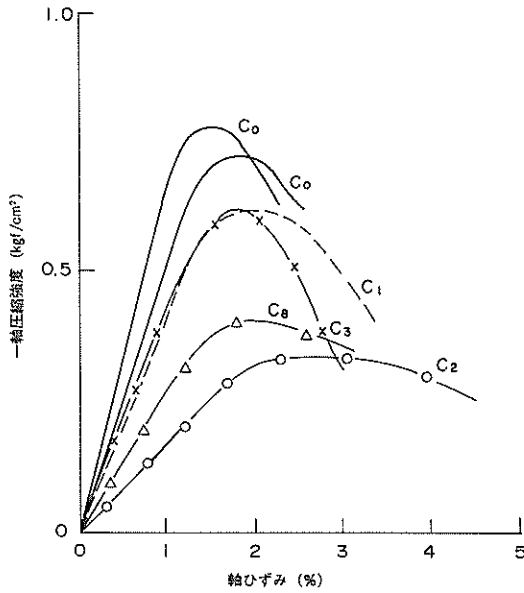


図-14 切取における水浸の影響

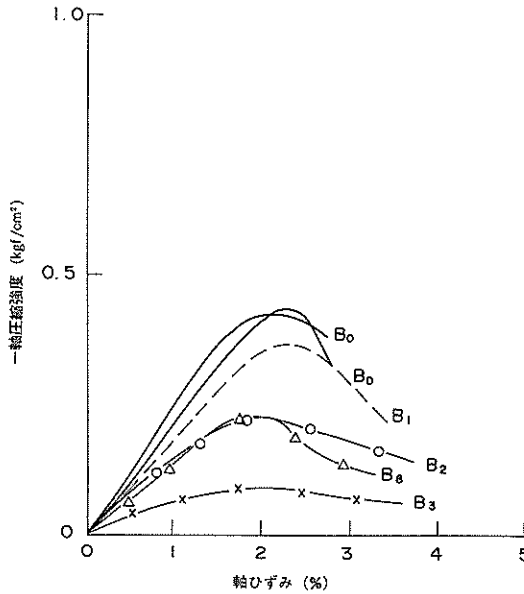


図-15 盛土における水浸の影響

試料より水浸による含水比変化が少ない。

以上をまとめると、水浸日数と共に一軸圧縮強度、変形係数 E_{30} は減少するが、自然地盤は、盛土より間隙比が大きく、乾燥密度が小さいにも関わらず、強度および変形係数 E_{30} が大きくなっており水浸に対する抵抗力が

大きい。破壊時のひずみは、自然地盤と盛土地盤との差はあまりなく2%前後であった。

図-18は、乾燥させた試料と水浸させた試料との比較を表したものである。図中 B_0 は3日間乾燥試料 B_w は3日間湿潤試料、 B_0 は現位置（水浸しない）の試料である。乾燥試料は一軸圧縮強度、変形係数とも他の試料より大きくなっている。このような乾燥湿潤が繰り返されて、長い年月を経て切取り試料のように安定して行くものと思われる。¹⁷⁾

4. 4 三軸圧縮試験結果

4. 4. 1 三軸 UU 試験

三軸 UU 試験は、締め固めた武蔵野ロームを拘束圧を1, 2, 4 kgf/cm²と変化させ実施した。4. 3. 2で行った一軸圧縮試験の結果もあわせて図-19に示す。2. 2で述べたように不飽和土であるので、拘束圧が加わると空気の圧縮のため仮の圧密が生じ、拘束圧が大きくなると三軸圧縮強度も大きくなる。

大きな違いである。本試験では拘束圧が増加するにしたがいせん断力も増える傾向にあるが、拘束圧4 kgf/cm²の試料が拘束圧2 kgf/cm²のものより軸差応力がやや減少している。これは、2 kgf/cm²付近からはサクシヨンの解放のため飽和粘性土と同じ挙動を示すようになるのではないと思われる。軸差応力と軸ひずみの関係では、一軸圧縮試験においては8%付近に最大強度が生じたがUU試験ではピーク強度はなく軸ひずみ15%をもって最大軸差応力としている。

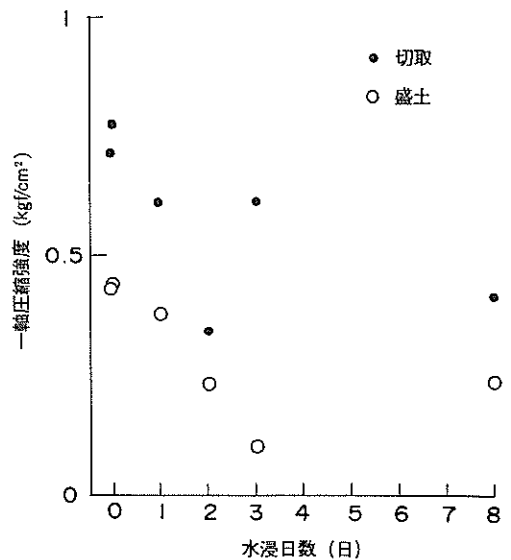


図-16 水浸日数による強度低下

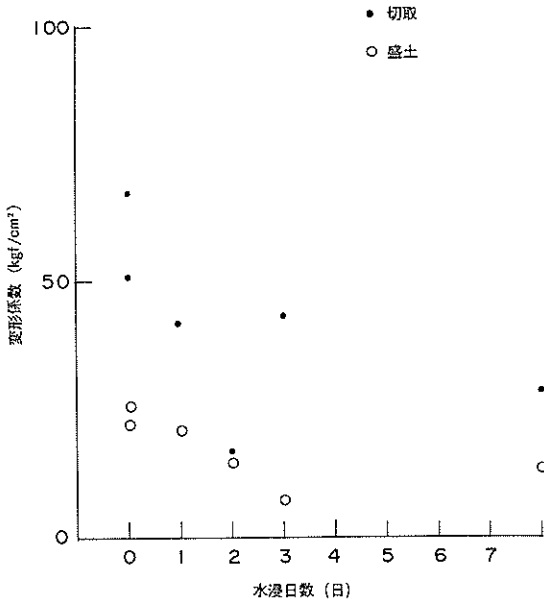


図-17 変形係数と水浸日数の関係

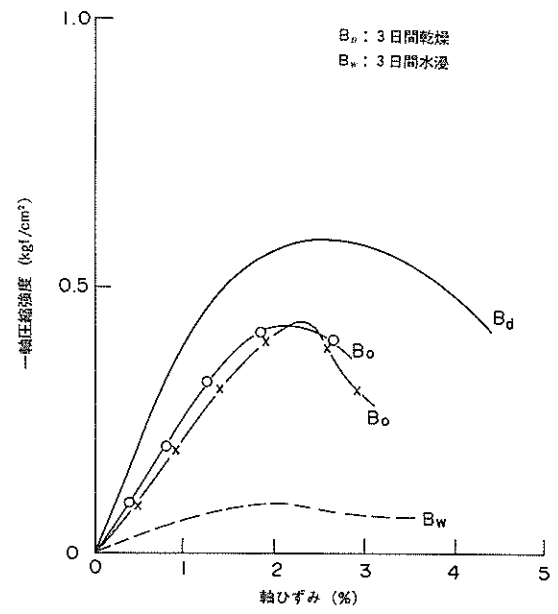


図-18 水浸または乾燥させた試料の比較

図-20にこれらのモールの応力円を示す。拘束圧 2 kgf/cm²付近までは拘束圧の増加にしたがいせん断力も増加し、モールの破壊包絡線は曲線となるがそれ以降せん断力は増えず直線となる。拘束圧 4 kgf/cm²における軸差応力が拘束圧 2 kgf/cm²のものよりやや小さく逆転している現象は、供試体の不均一によるものか拘束圧によるサクシヨンの解放によるものか今後確認する必要がある。

今回の試料は飽和度が97%とかなり高いのにこれだけ三軸強度に違いがでるといことは、締め固めた土においては見かけ上の飽和と考えるべきで、有効応力の考え方は不適切であるように思える。

試料の作製方法にも違いはあるが、今回の試験結果を検討すれば Jennings らが飽和粘性土として扱える範囲を示した飽和度90%以上という値は締め固め土については問題があろう。

4. 4. 2 三軸 CD 試験

図-21は締め固めた武蔵野ロームの代表的な応力~ひずみ曲線と体積ひずみ~ひずみ曲線である。圧密時間は約100分、拘束圧は 1, 2, 4 kgf/cm²の3段階で実施した。拘束圧の低いところでは過圧密試料の挙動とよく似ている。強度定数は、 $C_u=0.2$ kgf/cm², $\phi_d=36.9^\circ$ である。

非線形弾性解析によく用いられる Duncan - Chang の方法を適用するとそれぞれのパラメータは表-3のようになる。これは、Duncan らが示した排水条件における応力とひずみならびに強度とのパラメータの関係において変成を受けた花崗岩のパラメータに近く、火山灰質粘

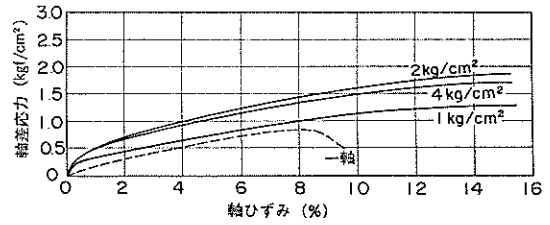


図-19 三軸 UU 試験結果

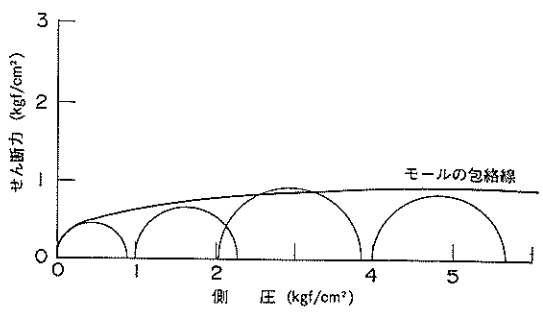


図-20 三軸 UU 試験によるモールの応力円

表-3 ダンカン・チャンのパラメータ

Parameter	Value
K	210
n	0.57
ϕ	40°
$\Delta \phi$	4°
R _f	0.64
K _b	92
m	0.21

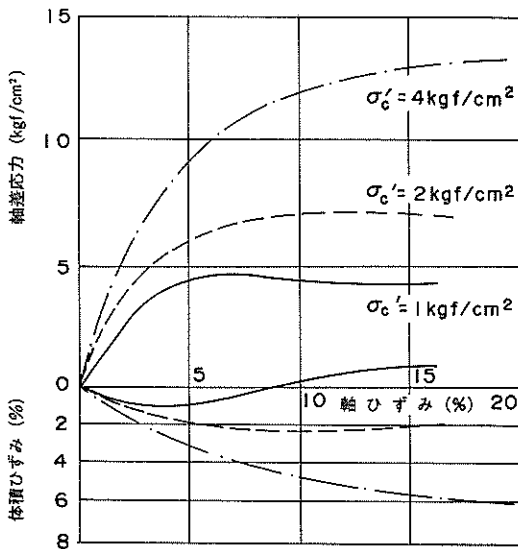


図-21 三軸 CD 試験結果

土であるにも関わらず土質分類 GM とほぼ同様な値となっている。

Duncan らによればこれらのパラメータは、排水、非圧密-非排水試験より求められる応力-ひずみの関係が双曲線に近似することに着目し諸数値を決定している。

また、これらのパラメータは土の相対密度、粒度、粒径、鉱物の種類により変化し、密度の大きい粘りのない土は、強度 (ϕ)、係数 K、体積係数 K_b が大きく、粒度の悪い粘りのない土は、よい粒度のものより K と K_b が大きいとしている。

そしてこれらの値を FEM 解析に用いて土の応力と変形を求めることができる。²²⁾

図-22は軸差応力と飽和度との関係を示したものである。三軸試験においては、試料の飽和度を85~95%付近

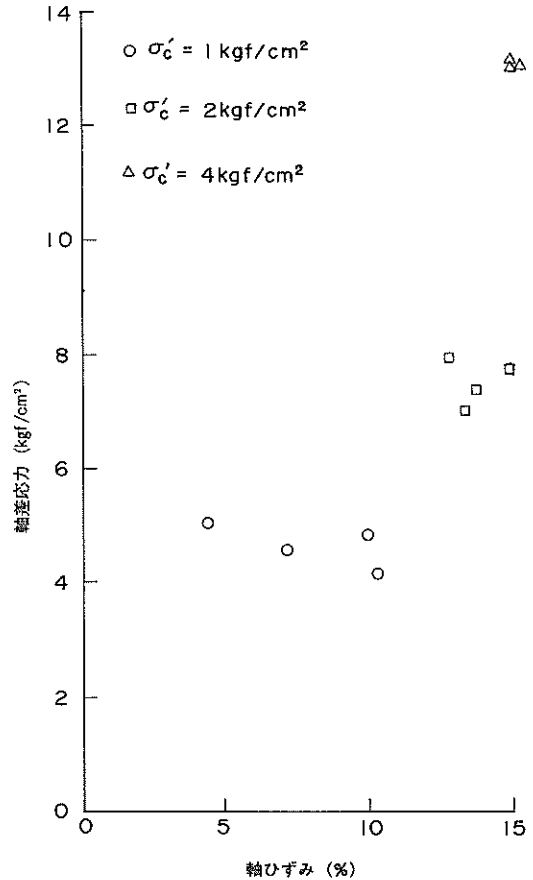


図-22 軸差応力と飽和度との関係

となるように調整したため、一軸圧縮試験のような飽和度による明確な違いはなかった。

図-23は、変形係数と飽和度との関係を示したものである。変形係数は、拘束圧によらず、最適含水比に対する飽和度の位置で最大となる傾向にある。しかしながら、この飽和度を少しでも離れると、変形係数の減少が激しくなる。現場において施工管理は、飽和度85~95%で行われているので変形係数はかなり高いと思われる。

図-24は、軸差応力と軸ひずみの関係を示したものである。拘束圧が高くなるにしたがい破壊時のひずみは、大きくなっていき拘束圧では軸差応力は漸増傾向にあり、破壊時のひずみは15%をもって破壊時のひずみとしている。

図-25は、武蔵野ロームの構造異方性を調べたものである。サンプリングチューブを鉛直方向に押し込んだものを H-Sample、水平方向は V-Sample とし、拘束圧は 1 kgf/cm² である。それぞれの最大を $(\sigma_1 - \sigma_3) H_{max}$ および $(\sigma_1 - \sigma_3) V_{max}$ とすると、V-Sample は H-Sample よ

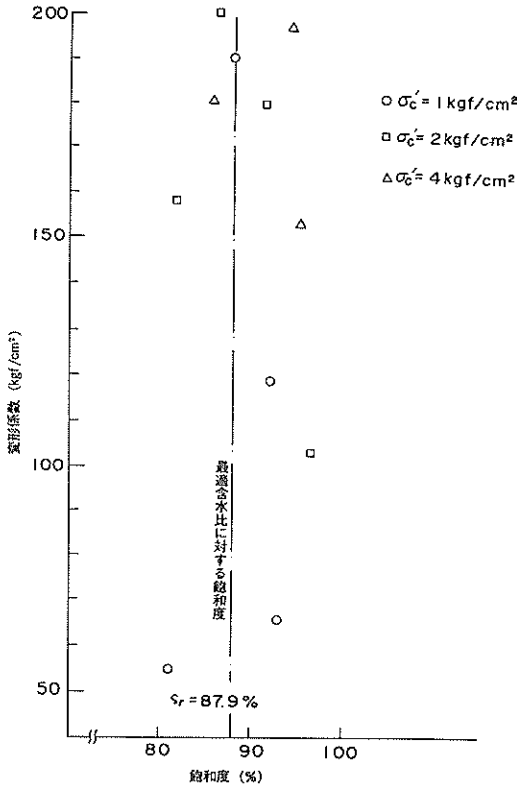


図-23 変形係数と飽和度との関係

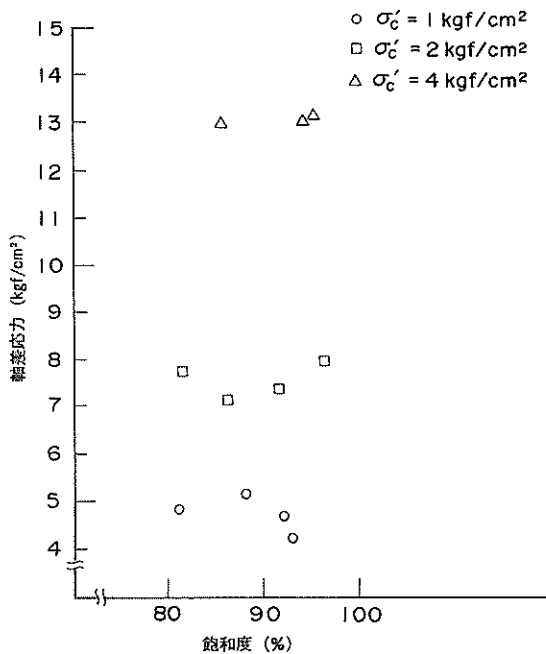


図-24 軸差応力と破壊時の軸ひずみとの関係

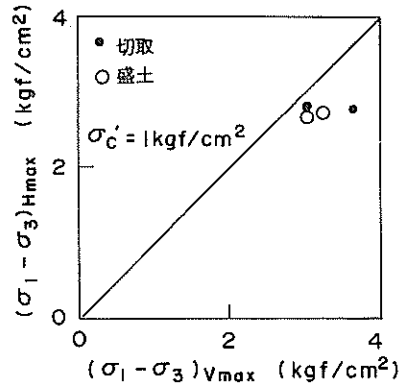


図-25 武蔵野ロームの構造異方性

り強度が大きいことがわかる。これは一般の力学挙動とは逆の結果であるが、せん断中の体積変化、破壊時の体積変化がV-Sampleの方が大きく間隙比 e が小さくなったためと考えられるが、鬼塚らの研究²³⁾の中にも風化片岩(SM)の締め固め試料が本試験と同様の結果となっている。今回の試験では試験本数も少ないので構造異方性についての追加実験が必要である。

5. まとめ

本研究の結果から次のことがわかった。

- ①締め固め土の強度特性は、飽和度によって著しく変化する。
- ②締め固め土の強度特性は、最適含水比を中心に大きく変化する。
- ③特に、最適含水比より大きな含水比での強度低下が著しい。
- ④切り地盤は、盛土地盤より水浸抵抗が高い。
- ⑤同じ乾燥密度でも、強度、性質が異なる。

6. あとがき

本研究は、空港の路床・路盤を対象として力学試験を実施したが、不飽和土の力学特性を知るための第一歩である。高盛土の沈下予測には数値解析が必要であるが、本三軸CD試験結果よりDuncan・Changの方法が適用できると思われる。

現場における土の締め固め管理は、現場の自然含水比により施工方法が変わってくる。締め固め易さの指標となるここに示したID値をもう少し研究し施工管理に適用できるのか検討したい。

盛土などの不飽和土はその力学特性が未だ明らかにされていないので締め固めにおける現場の標準が多く採用

されているが、力学定数を使用した設計法も積極的に取り入れるべきである。そのためには、現場の試験と室内の力学試験の関連をもっと追求すべきである。

不飽和土の試験で特に問題があるのは、土、水、空気三相を扱わなければならないので一般に使用される試験機では無理がある。そこで、飽和土と見なせる範囲を決定し、その条件下で簡単に試験できる方法を確立する必要がある。不飽和土の研究は、大変難しいが、一つの解決策として不飽和状態での非排水強度を求めて全応力解析を行う方法や飽和土の延長線上の問題として有効応力解析を行う考え方など一考の余地がある。

今後、締め固めた土の特性、水浸による強度低下、締め固めエネルギー、構造異方性などを十分に把握し、空港土工の安定性の解析を行い、海上空港や盛土空港をはじめとした空港土工がより合理的に実施できるようさらに研究すべきである。

最後に本資料をまとめるにあたりご協力いただいた新東京国際空港公団、適切なアドバイスをしていただきました佐藤室長、実験に協力していただいた小川研究官並びに山川技官に感謝の意を表します。

(1988年9月30日受付)

参考文献

- 1) 秋田県・新秋田空港調査共同企業体・日本工営(1980) : 新秋田空港整備事業用地造成工事—調査・設計の概要, 1980.3 pp.24-31
- 2) 熊谷秀哉・原精一・大坂智通(1988) : 高含水比火山灰質土による高盛土の設計・施工, 土木学会論文集 第391号/IV-8 1988.3 pp.24-33
- 3) Proctor, R.R (1933) : Four articles on the design and construction of rolled-earth dams, Engineering News Record, Vol. 111 1933
- 4) 吉国洋・宇野尚雄・柳澤栄司(1984) : 新体系土工学 17土の力学(Ⅱ), 土木学会編, 技報堂出版1984.9 pp.7-9 131-133
- 5) 久野悟郎(1974) : 締め固めと力学特性の相関, 土と基礎, Vol.22, No.4, pp5-10, 1974
- 6) Aitchison, G.D(1957) : The Strength of Quasisaturated and Unsaturated Soils in Relation to the Pressure Deficiency in the Pore Water, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, 1957 pp.135-139
- 7) 最上武雄編著(1979) : 土質力学, 土木学会監修, 技報堂出版, 1979.3 p.592
- 8) Jennings, J.E.B and J.B.Burland(1962) : Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils, *Geotechnique*, Vol.12, 1962 pp.125-144
- 9) 川上浩(1981) : 不飽和土の取扱の現状と問題点, 土と基礎 Vol.29 No.6 pp.7-11
- 10) 宇野尚雄(1987) : 不飽和土の力学的性質に関する研究状況, 昭和62年度第2回地盤研究会, 土質工学会中部支部, 1987.12 p3
- 11) 関東ローム研究グループ著(1965) : 関東ローム その起源と性状, 築地書館, 1965 pp.39-46 63-74
- 12) 島 博保・井上洋司(1966) : 関東ロームの比重測定誤差について, 日本道路公団試験所報告, pp. 12-15, 1966
- 13) 森 麟(1971) : 関東ロームの物理的性質の試験結果に及ぼす超音波処理の影響(関東ロームの土質試験法についての資料), 土と基礎, Vol.19, No. 1, pp 36-40, 1971
- 14) 土質工学会編 : 土質試験法, p.7-2-2, 1984
- 15) 飯竹重夫(1978) : 関東ロームのコンシステンシー特性について, 土木学会論文報告集, No. 277, pp. 85-93, 1978
- 16) 久野悟郎(1963) : 土の締め固め, 技報堂出版, 1963, pp. 85-93, 1963

- 17) 田中政典・小林正樹・土田孝(1988)：締め固めた関東ロームの力学特性, 第23回土質工学研究発表会 1988, pp.2041-2042
- 18) H.B.Seed and C.K.Chang(1959)：Structure and strength characteristics of compacted clays, *J. of SMFD, Proc. of ASCE*, Vol.85, No. SM5, pp.92-95, 1959
- 19) 土質工学会編(1974)：日本の特殊土, 土質工学ライブラリー10, 土質工学会, 1974 p.59
- 20) 小川富美子・松本一明(1978)：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告 第17巻第3号 1978.9 p.81
- 21) 佐藤勝久・八谷好高・深海正彦(1987)：空港舗装用安定処理土の基本的性質, 港湾技研資料 No. 598, 1987.9 p7
- 22) J.M.Duncan・Peter Byrne・Kai S.Wong and Phillip Mabry (1980)：STRENGTH, STRESS-STRAIN AND BULK MODULUS PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT ANALYSES OF STRESSES AND MOVEMENTS IN SOIL MASSES, UNIVERSITY OF CALIFORNIA BERKELEY 1980
- 23) 鬼塚克忠・林重徳・吉武茂樹・大石英隆：締め固めた土の圧縮及び強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No3, 1979.9, pp.113-123

付表1 締め固め試験表(下末吉ローム)

試料番号	W_0	γ_t	γ_d	S_r	ρ_{dsat}	e	備考
1	16.0	1.493	1.287	37.8	1.948	1.199	
2	18.1	1.547	1.310	44.2	1.871	1.160	A
3	26.6	1.684	1.330	66.7	1.615	1.128	
4	27.3	1.756	1.379	74.6	1.597	1.035	B
5	29.4	1.771	1.369	78.0	1.545	1.067	
6	30.4	1.796	1.377	81.3	1.521	1.058	D
7	27.6	1.772	1.389	76.4	1.589	1.023	C
8	33.3	1.824	1.368	85.2	1.457	1.106	E
9	36.7	1.780	1.302	88.2	1.388	1.227	F
10	39.9	1.781	1.273	92.3	1.329	1.223	
11	42.0	1.746	1.229	91.2	1.293	1.303	

付表2 締め固め試験表(武蔵野ローム)

試料番号	W_0	γ_t	γ_d	S_r	ρ_{dsat}	e	備考
1	44.5	1.025	0.710	44.2	1.251	2.972	
2	65.8	1.220	0.735	65.4	0.988	2.837	A 6
3	70.5	1.258	0.737	70.3	0.944	2.826	A 5
4	77.6	1.345	0.757	80.2	0.884	2.725	A 4
5	80.3	1.380	0.766	84.4	0.864	2.681	A 3
6	85.7	1.416	0.762	89.5	0.825	2.701	A 2
7	94.7	1.422	0.730	93.3	0.768	2.863	A 7
8	101.8	1.436	0.711	96.8	0.729	2.966	A 1

付表3 一軸圧縮試験整理表(下末吉ローム)

ファイル名	W_0	γ_t	γ_d	S_r	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ_1	E_{50}	備考
I 70908. A A A	18.1	1.547	1.310	44.2	3.508	1.304	312	e 1.160 試料番号A
I 70908. B B B	27.3	1.771	1.391	74.6	3.962	2.219	342	1.035 B
I 70908. C C C	30.4	1.793	1.375	81.3	2.674	3.381	239	1.058 D
I 70908. D D D	27.6	1.785	1.399	76.4	3.683	2.632	328	1.023 C
I 70914. E E E	33.3	1.792	1.344	85.2	2.113	4.950	118	1.106 E
I 70914. F F F	36.7	1.780	1.302	88.2	1.194	10.117	36	1.227 F

付表4 一軸圧縮試験整理表(武蔵野ローム)

ファイル番号	W ₀	γ _v	γ _d	S _r	σ ₁ -σ ₃	ε ₁	E ₅₀	備考(試料番号)
I 80808. A1	101.8	1.436	0.709	96.8	0.841	7.929	13.5	7
I 80811. A7	94.7	1.422	0.730	93.3	1.141	6.207	19.2	6
I 80808. A2	85.7	1.416	0.762	89.5	2.644	2.121	148.7	5
I 80808. A3	80.3	1.380	0.766	84.4	3.787	1.799	262.7	4
I 80808. A4	77.6	1.345	0.757	80.2	3.452	1.723	211.8	3
I 80808. A5	70.5	1.258	0.737	70.3	3.464	1.369	276.2	2
I 80808. A6	65.8	1.220	0.735	65.4	2.871	1.460	198.9	1

付表5 一軸圧縮試験整理表(現場試料)

ファイル名	W ₀	γ _v	γ _d	S _r	σ ₁ -σ ₃	ε ₁	E ₅₀	備考
I 71029. H H H	131.1	1.203	0.521	83.8	0.779	1.459*	67	切 現位置
I 71030. I I I	117.5	1.319	0.606	90.7	0.436	2.318	22	盛 ♪
I 71030. J J J	103.4	1.314	0.646	86.6	0.435	2.255*	26	盛 ♪
I 71030. K K K	125.1	1.227	0.545	84.5	0.719	1.971*	51	切 ♪
I 71116. L L L	127.1	1.308	0.576	92.0	0.232	2.079	15	盛 2W
I 71116. M M M	134.7	1.270	0.541	90.2	0.336	2.137*	17	切 2W
I 71117. N N N	146.3	1.224	0.497	88.3	0.099	2.153	7	盛 3W
I 71117. O O O	142.9	1.293	0.532	93.7	0.616	1.696*	43	切 3W
I 71117. P P P	92.9	1.194	0.619	73.7	0.583	2.306*	41	盛 3D
I 71117. Q Q Q	124.2	1.318	0.588	92.3	0.377	2.106*	21	盛 1W
I 71117. R R R	130.5	1.307	0.567	92.6	0.615	2.155*	42	切 1W
I 71119. S S S	146.7	1.276	0.517	92.9	0.228	1.848*	14	盛 1W+1 D+1 W
I 71119. T T T	128.8	1.316	0.575	93.0	0.367	2.115*	21	盛 3D+2 W
I 71124. U U U	138.7	1.305	0.547	94.1	0.232	2.034*	14	盛 8W
I 71124. V V V	141.8	1.312	0.543	95.4	0.411	1.928*	29	切 8W
I 71124. W W W	90.4	1.046	0.549	61.6	1.298	4.183*	37	盛 3W+7 D
I 71124. X X X	101.7	1.089	0.540	67.9	2.054	3.537*	73	切 3W+7 D

*は立ち上がり補正を行った試料

D:乾燥 W:水浸

付表6 三軸UU試験整理表

ファイル番号	W ₀	γ _v	γ _d	S _r	σ ₁ -σ ₃	ε ₁	E ₅₀	備考
I 80808. A1	101.8	1.436	0.709	96.8	0.841	7.929	13.5	一軸
I 80809. U1	105.3	1.426	0.695	97.1	1.288	15	15.9	σ _v =1kgf/cm ²
I 80809. U2	103.4	1.423	0.700	96.2	1.860	15	25.8	σ _v =2kgf/cm ²
I 80809. U3	105.1	1.399	0.682	94.6	1.674	15	25.4	σ _v =4kgf/cm ²

付表7 三軸 CD 試験整理表 (締め固め)

ファイル番号	W_0	σ_c'	γ_v	γ_d	S_r	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ_1	E_{50}	備考 (e)
I 80129. D S 1	82.8	1	1.329	0.727	81.1	4.834	9.935	55	2.879
I 80201. D S 2	84.1	2	1.342	0.729	81.6	7.709	14.909	158	2.868
J 80203. D S 2	85.9	1	1.396	0.751	87.9	5.071	4.370	190	2.757
J 80205. D S 2	83.3	2	1.388	0.757	86.2	7.057	13.407	204	2.724
I 80205. D S 2	83.4	4	1.381	0.753	85.7	12.943	15.000	181	2.745
J 80201. D S 2	94.9	1	1.407	0.722	92.1	4.598	7.192	119	2.906
J 80208. D S 2	94.7	2	1.402	0.720	91.5	7.339	13.601	130	2.919
I 80208. D S 2	94.4	4	1.417	0.729	94.2	13.029	15.000	197	2.868
J 80202. D S 2	100.1	1	1.397	0.698	92.9	4.138	10.276	66	3.040
I 80202. D S 2	102.3	2	1.430	0.707	96.5	7.944	12.754	103	2.989
I 80203. D S 2	101.7	4	1.418	0.703	95.2	13.128	15.000	153	3.012

付表8 三軸 CD 試験整理表 (構造異方性)

ファイル番号	W_0	σ_c'	γ_v	γ_d	S_r	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ_1	E_{50}	備考
I 180209. D S 2	63.5	1.0	1.704	1.042	104.9	2.741	7.365	107	切取鉛直
J 80209. D S 2	140.6	1.0	1.191	0.495	84.5	3.725	15.000	74	切取水平
I 80212. D S 2	132.4	1.0	1.267	0.545	89.5	2.688	15.000	31	盛土鉛直
J 80212. D S 2	132.2	1.0	1.261	0.543	88.9	3.067	15.000	36	盛土水平
I 80216. D S 2	63.0	1.0	1.635	1.003	98.1	2.796	9.623	103	切取鉛直
J 80216. D S 2	131.5	1.0	1.141	0.493	78.5	3.003	15.000	46	切取水平
I 80217. D S 2	133.7	1.0	1.281	0.548	90.9	2.757	15.000	34	盛土鉛直
J 80217. D S 2	121.5	1.0	1.296	0.585	89.6	3.256	15.000	43	盛土水平

付表9 ダンカン・チャンのパラメータ整理表

σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_t$	Doto for Deviatoric Modulus Parameters				Doto for Bulk Modulus Parameters				
		70% Stress Level		95% Stress Level		Modulus				
		$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\frac{\epsilon''}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\frac{\epsilon''}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_b$	$\frac{\epsilon_v}{3}$			
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
1.0	4.576	3.203	2.772	0.00866	4.347	5.051	0.01162	2.815	1.031	91
2.0	7.339	5.137	3.401	0.00621	6.972	9.771	0.01402	5.137	1.508	114
4.0	13.074	9.152	4.938	0.00540	12.420	11.898	0.00958	9.152	2.606	117

$P_{0.05} =$

$\frac{\sigma_3}{p_0}$	$\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t}$	R_c	$\frac{E_c}{p_0}$	$\frac{B}{p_0}$
⑫	⑬	⑭	⑮	⑯
1.0	0.130	0.595	198	91
2.0	0.116	0.531	373	114
4.0	0.060	0.784	410	117

$$\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t} \text{ ulf } = \frac{\text{⑬}-\text{⑮}}{\text{⑭}-\text{⑮}}$$

$$R_c = \text{⑮} \times \text{⑯}$$

$$\text{Average } R_c = 0.637$$

$$\frac{E_c}{p_0} = \frac{2.0}{p_0} \times \frac{\text{⑮}-\text{⑯}}{\text{⑭}-\text{⑮}} \cdot \frac{1}{p_0}$$

$$\frac{B}{p_0} = \frac{\text{⑰}}{p_0}$$

港湾技研資料 No. 635

1988・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.