

締固めた土の圧縮及び強度異方性について

(Studies on Compression and Strength)
(Anisotropy of Compacted Soils)

鬼塚 克 忠* (Katsutada Onitsuka)
林 重 徳** (Shigenori Hayashi)
吉 武 茂 樹*** (Shigeki Yoshitake)
大 石 英 隆**** (Hidetaka Oishi)

キーワード：圧縮／圧密／異方性／締固め／せん断
強さ／不飽和土
IGC： D 6/D 5

1. はじめに

土は周知のように異方性を呈する。これは土粒子の形状が一般に扁平であること、自然の堆積土中及び人工的に締固めた土中の応力が異方的であることなどに起因するものである。実際問題として斜面の安定や支持力を論ずる場合、せん断面の傾きは連続的に変化（主応力方向の変化）するので、厳密には強度異方性を考慮しなければならない。

著者らは先に、軟弱な有明沖積粘土の異方性¹⁾について、ミクロなレベルでの構造特性の有無から透水及び諸力学的特性に関して、系統的に明らかにした。続いて今回は、研究の対象を飽和粘土から締固めた不飽和土に転じた。最近の土木工事では、堤防、アースダム、道路や鉄道の盛土など締固めた土構造物が盛んに建設される。今後、これら締固め土の設計や施工に異方性の考えが取り入れられなければならない。

しかしながら、締固め土の異方性に関する研究は、飽和粘土や砂に比べると、極めて数少なく Livneh and Komornik²⁾ や森・近藤³⁾らの研究に見られる程度である。

締固め土の力学的特性は、たとえ締固め時の含水比や密度が同じでも、締固めの方法が違えば異なるといわれている。従来の研究によると、後述のごとく締固め土の構造はおもに締固め方法によって決まり、これが力学的特性を大きく左右するものと考えられている。果たしてほんとうにそうなのか？

著者らは以上の点を踏まえ、締固め方法、締固め条件（含水比及び密度）並びに試料の種類と異方性の関係を明確にしようとした。具体的には、砂質土と粘性土の2試料を用いて、種々の含水比と密度を有する供試体を静的及び動的な締固め方法で作製した。これらの供試体から水平及び垂直方向に削りだした2種類のサンプルについて、微視的構造観察及び圧密試験、一面せん断試験^{4),5),6)}、三軸圧縮試験を行い、締固め土の圧縮並びに強度異方性を明らかにした。

2. 試料、供試体及び試験方法

2.1 試料及び供試体

2.1.1 試料の性質

試料は、福岡県甘木市大字荷原地先に昭和53年1月しゅん工した寺内ダムのコア材料として使用された砂質土の風化片岩、及び市販の白色粘土である。風化片岩は2mm ふるいの通過分を用いた。これら両試料の物理的性質は表-1に示すとおりである。

2.1.2 締固め方法

供試体は、所定の含水比となるように調整養生した試料を締固めて作製した。

締固めは、写真-1に見られるような二つ割れの角柱モールド（□-7cm×7cm 及び □-10cm×10cm の2種類）内に次の二通りの方法で行った。すなわち、一つは所定のエネルギーとなるように角形ランマーで突固める動的な方法（エネルギー規定法）である。他の一つは締固め方法の違いが土の強度異方性に及ぼす影響を比較するため、所定の密度となるように圧縮装置によりプランジャーを介して、モールド内に静的に締固める方法（密度規定法）である。

表-2は、動的な締固めの場合のモールド形状及び突固めエネルギーによる区分を表すとともに、各々の締固め曲線より求めた最大乾燥密度と最適含水比をとりまとめたものである。

静的な締固めは、白色粘土についてのみ実施した。所

* 佐賀大学理工学部土木工学科 助教授（佐賀市本庄町1）

** 九州大学工学部水工土木学科 助手（福岡市東区箱崎 6-10-1）

*** 佐賀大学理工学部土木工学科 助手（佐賀市本庄町1）

**** 久留米市役所

・この論文に対するディスカッションは昭和55年7月1日までにご投稿下さい。

表-1 試料の物理的性質

試料	比重	粒 度			コンシステンシー			日本 統一分類 分 類	産 地
		粘土分	シルト分	砂 分	液性限界	塑性限界	塑性指数		
		<0.005 mm %	$0.005\sim0.074$ mm %	$0.074\sim2.0$ mm %	$w_L(\%)$	$w_p(\%)$	I_p		
風化片岩*	2.771	11	25	64	36	26	10	SM	福岡県甘木市寺内ダム コア材
白色粘土	2.705	60	40	0	50	25	25	CH	市 販

* 2.00mm ふるい通過分のものである。

表-2 突固め区分と試料の締固め特性

突固め 区 分	モールド 形 状	突 固 め エ ネ ル ギ ー		風 化 片 岩		白 色 粘 土	
		ランマー重量: W 落下高: H 層数及び突固め回数	エネルギー 区 分	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	最大乾燥密度 $\gamma_{dmax}(g/cm^3)$	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	最大乾燥密度 $\gamma_{dmax}(g/cm^3)$
a	□10×10	$W=2.5$ kg, $H=30$ cm 3 層 各 15 回	$3/5 E_0$	16.0	1.75	—	—
b	〃	3 層 各 25 回	E_0	15.3	1.78	25.0	1.49
c	〃	3 層 各 50 回	$2 E_0$	14.0	1.86	—	—
d	□7×7	$W=2.0$ kg, $H=30$ cm 3 層 4, 4.5 回	$1/2 E_0'$	16.4	1.76	31.5	1.39
e	〃	3 層 8, 9.9 回	E_0'	15.2	1.81	29.5	1.43
f	〃	3 層 各 36 回	$4 E_0'$	13.3	1.96	19.5	1.59

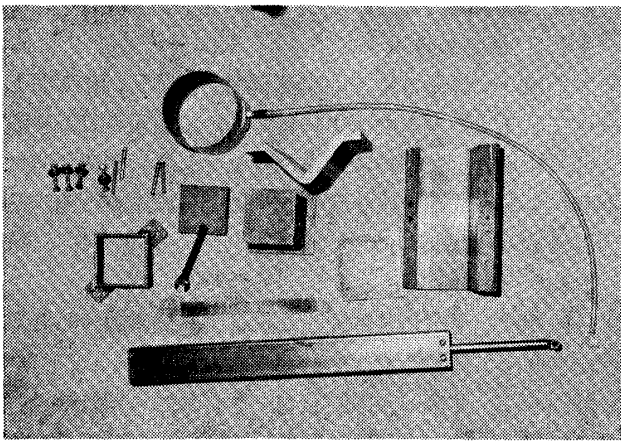


写真-1 二つ割れ角柱モールド及び角柱ランマー

定の含水比に調整した試料を JIS A 1210 呼び名 1.1 に準じた締固めの試験による最大乾燥密度を基準に、80%, 85%, 90% の乾燥密度となるように締め固めた。更に動的締固め土と比較するために、表-2 の突固め区分-b で得られた密度になるように静的に締め固めた。

供試体作製時の調整含水比は、風化片岩、及び白色粘土とも最適含水比とそれより約 5% 乾燥側並びに約 5% 湿潤側の 3 段階とした。

2.1.3 供 試 体

圧密及び一面せん断試験に用いた供試体は、上述のように、動的及び静的に締固めた試料を、締固め方向と平

行な方向並びに垂直な方向に削りだして作製した。図-1 に示すように締固め方向と平行方向の供試体を V-Sample、垂直方向に削りだされた供試体を H-Sample、と呼ぶことにする。これらのサンプルは直径 6cm、厚さ 2cm である。

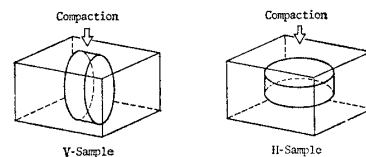


図-1 圧密及び一面せん断試験の V, H-Sample

三軸圧縮試験に用いた供試体は、7cm×7cm の角柱モールドに締固めた後、高さが 7cm となるように両端面を成形した正立方供試体である。図-2 に示されるように、締固め方向と三軸圧縮試験の圧縮軸 (σ_1 軸) が一致する供試体を H-Sample、締固め方向と圧縮軸が直交す

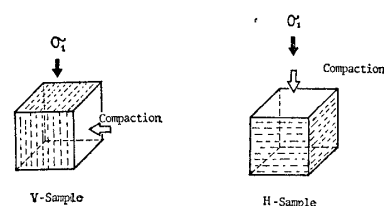


図-2 三軸圧縮試験の V, H-Sample

る供試体を V-Sample と称する。

2.2 試験方法

2.2.1 圧密試験

動的に締固めた風化片岩及び白色粘土の H-Sample, V-Sample と静的に締固めた白色粘土の両サンプルについて実施した。不飽和状態のままの圧縮 (K_0 圧密) であるため、乾燥収縮の影響が極力少なくなるように各荷重段階の載荷時間は各々30分とした。他は標準圧密試験に準じて実施した。

2.2.2 一面せん断試験

動的に締固めた風化片岩と白色粘土の H-Sample, V-Sample については、所定の垂直荷重で1~2時間圧密した後、直ちにせん断する非水浸試験と、圧密後せん断箱に水を入れ垂直方向の変位が落ちついて(約1~2時間)からせん断する水浸試験を実施した。せん断速度は1mm/minのひずみ制御式で、使用した機種は在来型である。

静的に締固めた白色粘土の H-Sample, V-Sample については、所定の垂直荷重で圧密後、非水浸及び水浸の条件のもとで上記の普通せん断試験と繰返しせん断試験を行った。繰返しせん断試験は、30kPa/min, 1.0mm/minの応力-ひずみ両制御でせん断応力を加え、水平変位+8mm_hで停止 ($n=1$)、続いて逆方向に-8mmまでせん断 ($n=2$)、その後更に+8mmまでせん断 ($n=3$) させた。繰返しせん断試験で使用した機種は改良型である。

2.2.3 三軸圧縮試験

動的に締固めた H-Sample 及び V-Sample の7cm正

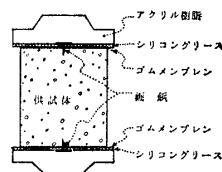


図-3 端面摩擦の軽減方法

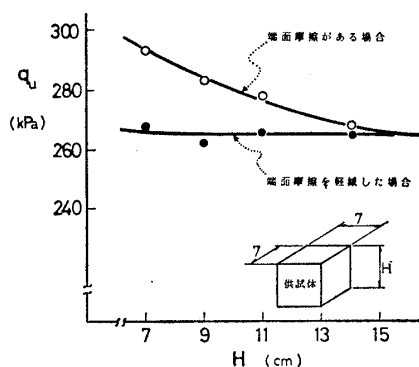


図-4 端面摩擦と供試体高さの関係

立方供試体を用いた。図-3に示されるようにシリコングリースとゴムメンブレンによって端面摩擦を軽減して圧縮試験を行った。本試験に先立って、端面摩擦の軽減効果を調べるための予備試験を行ったが、図-4は端面摩擦がある場合と軽減した場合について供試体高さを7cmから14cmまで変化させ、側圧 (σ_3) 0の状態での圧縮強さを求めたものである。十分な効果を認めることができる。

試験は非圧密非排水条件で実施し、マノメーターオイルによって体積変化量を測定した。圧縮速度は0.5%/minである。

3. 試験結果と考察

3.1 構造観察

3.1.1 土構造に関する従来の研究

締固め含水比や締固め方法が異なると、土構造が変わり、このため力学的特性にその違いが現れるといわれている。締固め土の構造の考え方を初めて発表したのはLambe⁷⁾である。続いてSeedら⁸⁾は、異なる締固め方法で作製されたサンプルの力学的特性をLambeの提案する土構造で説明している。このLambeの考え方はすでに周知のごとく図-5に示されている。すなわち乾燥

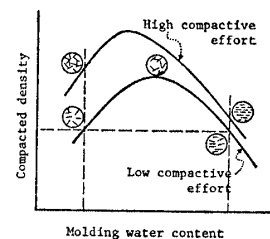


図-5 Lambeによる締固め土の構造

側に締固められた土構造は相対的にランダムな配列をなし、これをFloculated structureと呼んでいる。一方、湿潤側では一般に配列方向が整然としたDispersed structureであり、これはランマーやタンパーによる大きなせん断変形を受けると形成される。Seedは粘性土の三軸圧縮試験の結果、乾燥側に締固めたサンプルの力学的特性は締固め方法の影響を受けない。しかし湿潤側

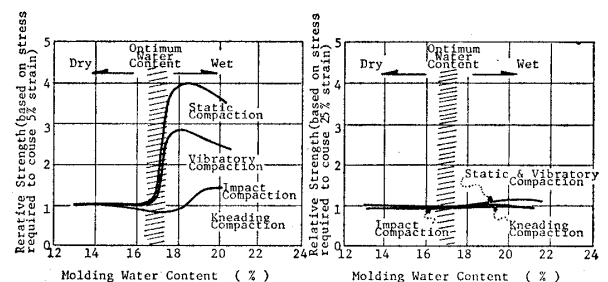


図-6 シルト質粘土の強度に及ぼす締固め方法の影響 (Seedによる)

では締固め方法によって、強度特性は異なると述べている。その結果は図-6 で示される。小さい変形量で強度を比較すると湿潤側では締固め方法の違いによって異なる。しかし大きい変形量では締固め方法に関係なく強度は一致する。

一方、Yong と Warkentin⁹⁾ は Lambe とは別の土構造を考えている。彼らの土構造を大胆にモデル化すると、図-7 に示すようになろう。動的突固めではランダム構造であり静的締固めでは、より配向した構造である。

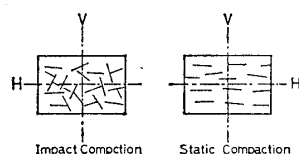


図-7 Yong と Warkentin による締固め土の構造をモデル化した図

る。含水比と土構造の関係については述べていない。図-7 のような土構造を考えると、 H 方向にせん断すれば動的突固め供試体が静的締固め供試体よりせん断強度は大きい。また V 方向については、逆に静的締固めのものが動的突固めのものより強くなる。

以上のように締固め土の構造の考え方は、いまだ確立されていない。

3.1.2 構造観察の結果

締固めた風化片岩と白色粘土の構造を観察するために、ミクロなレベルでの電子顕微鏡撮影とマクロなレベルでの水浸試験を行った。

1) 走査型電子顕微鏡撮影

3 種類の含水比で動的及び静的に締固めた白色粘土の H -Sample と V -Sample の表面を観察した。しかしながら、締固め方法および H, V -Sample の違いによる土構造の顕著な差は確認できなかった。

2) 水浸試験

風化片岩、白色粘土のサンプルを空気乾燥後、水浸した。両サンプルともにまわりから少しずつはげ落ち、締固め方向と垂直な面ではなく離現象は認められなかった。なお、有明粘土¹⁾では、不かく乱試料及びかく乱後再圧密試料ともに、水平方向 (H -Sample 表面に平行) に細かなはく離現象が認められた。しかし、今回の両試料では、このようなマクロなレベルでの構造異方性は明確には認められなかった。

以上のように、ミクロなレベルでの電子顕微鏡撮影及びマクロなレベルでの水浸試験からは、はっきりとした構造異方性は確認できなかった。しかし、Yong と Warkentin の考えを著者らがモデル化した土構造の概念図 (図-7) によって、後述の実験結果 (特に粘性土の強度異方性) を説明することができる。

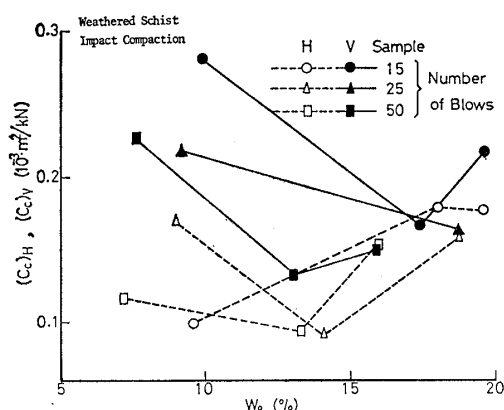


図-8 圧縮指数 C_c と初期含水比 w_0 の関係 (動的に締固めた風化片岩)

3.2 圧密試験

3.2.1 動的に締固めた場合

図-8 に風化片岩の圧縮指数 C_c と初期含水比 w_0 の関係を示した。締固め方向と平行に切りだした V -Sample と、締固め方向と垂直に切りだした H -Sample を比較すると、おおよそ V -Sample の圧縮指数が H -Sample のものより大きい。すなわち $(C_c)_V > (C_c)_H$ 。圧縮指数と含水比の関係については、 H, V 両 Sample とともに最適含水比で最小値をとる。締固めた不飽和土の先行荷重を求めるために、いくつかの図を描いてみた。すなわち、通常の $e-\log_{10} P$ 曲線、沈下量を S 、時間を t として描いた $dS/d\log_{10} t - \log_{10} P$ 曲線、 $S - \log_{10} P$ 曲線などである。これらの図から求めた風化片岩の先行荷重は必ずしも一致しておらず、また突固め回数と比例関係にもない。この風化片岩の先行荷重には H, V 両 Sample の違いは現れておらず、異方性は見られない。

白色粘土については、図面を省略したが、 $e-\log_{10} P$ 曲線に明確な直線部が現れず、圧縮指数は求まらない。また先行荷重も決定できなかった。

3.2.2 静的に締固めた場合

最大乾燥密度の 80, 85, 90% の密度になるように静的に締固めた白色粘土の圧縮指数について述べる。 H -Sample の先行荷重が V -Sample のものより大きいので $e-\log_{10} P$ 曲線の直線部が現れにくいことにより、両 Sample の圧縮指数の違いは明確には見いだせない。そこで両 Sample の平均値 \bar{C}_c をとって含水比との関係を見ると、図面は省略するが、当然のことながら、締固め密度が大きいほど圧縮指数は小さくなる。また含水比との関係は、図-8 の動的に締固めた風化片岩と同じく、最適含水比付近で圧縮指数 C_c は最小となる。乾燥側と湿潤側で若干大きい。

次に、 $e-\log_{10} P$, $dS/d\log_{10} t - \log_{10} P$, $S - \log_{10} P$ 曲線から先行荷重を求めてみた。これらの値は厳密にはいくらかのばらつきを示すものの、ほぼ同値と見なし得る。

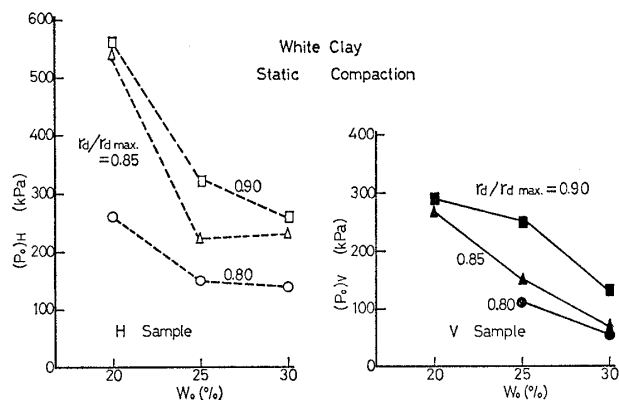


図-9 先行荷重 P_0 と初期含水比 w_0 の関係 (静的に締固めた白色粘土)

そこで $dS/d\log_{10}t - \log_{10}P$ 図より求めた H, V 両 Sample の先行荷重 P_0 と含水比 w_0 の関係を図-9 に示した。これより、初期含水比が大きくなると、また締固め密度が小さくなると、先行荷重 P_0 は小さくなるのが分かる。これは供試体作製時に要する静的圧縮力と同じ傾向にある。この静的圧縮力に対する圧密試験で求めた先行荷重の比は大体 0.4~0.5 であり、著者らの供試体作製では静的圧縮力の約半分の力が先行荷重として記憶されていることになる。求められた先行荷重の異方性に注目すると、図-9で明らかなように、 H -Sample の先行荷重が V -Sample のものより大きい。

3.2.3 圧密試験結果の考察

動的に締固めた風化片岩と白色粘土、静的に締固めた白色粘土の圧密試験を行った。その結果、圧縮指数 C_c は、図-8 に示すように、最適含水比付近で最小となり、乾燥側と湿潤側で大きな値をとることが分かった。これはサクションによる粒子間圧縮力が最適含水比で最大となり、その結果この含水比で圧縮量が最小となるためである。以上のことは締固め方法や試料の種類に関係なくいえる。

次に、圧縮指数 C_c の異方性は動的に締固めた風化片岩のみに認められ、 V -Sample の圧縮指数が H -Sample のものよりいくらか大きい。静的に締固めた白色粘土の圧縮指数には明確な異方性は見いだせなかった。

不飽和土の先行荷重の求め方はいまだ確立されていない。そこで、圧縮試験の結果から、 $e - \log_{10}P$ 曲線、 $dS/d\log_{10}t - \log_{10}P$ 曲線、 $S - \log_{10}P$ 曲線を描いて先行荷重を求めてみた。動的に締固めた風化片岩は砂質土であることに大きく起因していると考えられるが、はっきりした先行荷重は求まらなかった。また動的に締固めた白色粘土でも密度が大きいこともあり先行荷重は求められなかった。しかし比較

的小さい密度に静的に締固めた白色粘土では、 $(P_0)_H > (P_0)_V$ となり、先行荷重に異方性が現れた。締固めた不飽和土の先行荷重の決定法についての記述は、別の機会に譲りたい。図-10 に示される静的に締固めた白色粘土の V -Sample と H -Sample の先行荷重の比は $(P_0)_V/(P_0)_H = 0.4 \sim 0.6$ である。ところで、森・近藤³⁾らは、カオリン、砂質ローム、けい砂をモールド内に静的に締固めた時、モールド内で測定した横圧と締固め加圧力すなわち縦圧との比を求めている。この値は含水量によっても変化するが、横圧/縦圧はほぼ 0.5 程度となっている。以上のことから、静的に締固めた土では、一般に $(P_0)_V/(P_0)_H \approx 0.5$ 程度といえることができる。すなわち、上下方向に静的に締固めた場合、横方向の先行荷重は上下方向のそれのほぼ 1/2 となる。なお、以前報告した軟弱な正規圧密土である有明粘土¹⁾においても、 $(P_0)_H > (P_0)_V$ の圧密異方性が得られている。

3.3 一面せん断試験

3.3.1 動的に締固めた場合

1) 非水浸の場合

図-10, 11 にそれぞれ風化片岩と白色粘土のせん断応力、垂直変位と水平変位の関係を示した。図中の白丸は H -Sample、黒丸は V -Sample を表している。

砂質土である風化片岩では、初期含水比に関係なく

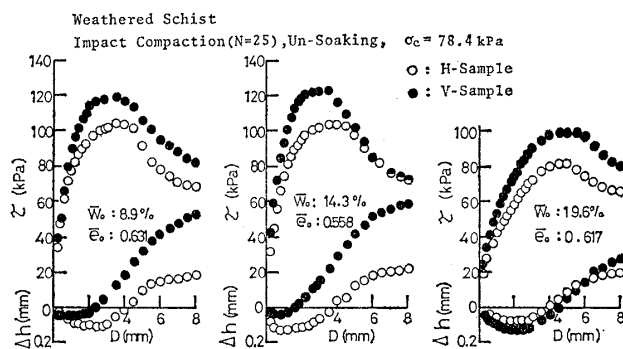


図-10 せん断抵抗 τ 、垂直変位 Δh と水平変位 D の関係 (動的に締固めた風化片岩、非水浸)

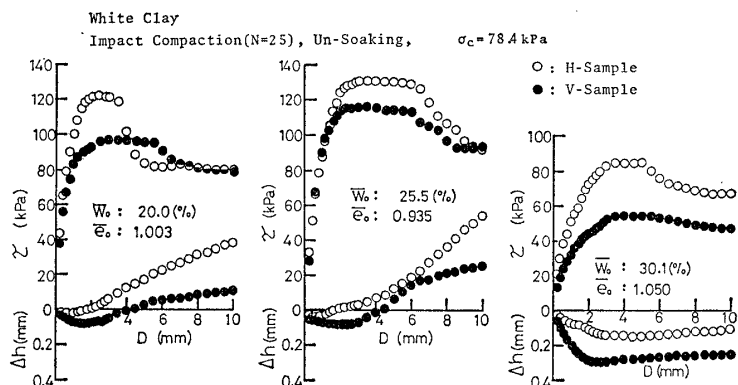


図-11 せん断抵抗 τ 、垂直変位 Δh と水平変位 D の関係 (動的に締固めた白色粘土)

V-Sample のほうが H-Sample よりせん断応力は大きい。また応力・水平変位曲線の立ち上がりの傾きも、垂直応力が大きいと V-Sample のほうが H-Sample より大となる。更に、垂直変位についても、乾燥側及び最適含水比でやはり V-Sample のほうが著しい膨張を示している。

図-11 に示す白色粘土の場合は、風化片岩とは全く逆の現象を呈する。すなわち H-Sample のほうがせん断応力は大きい。また変形係数 E_{50} に相当する曲線の傾きは、乾燥側及び最適含水比では異方性を示さないが、湿潤側では H-Sample のほうが V-Sample より大きい。せん断時の垂直変位については、一般に H-Sample のほうが収縮量は小さく膨張しやすい。

2) 水浸の場合

風化片岩の場合は水浸すると、H, V 両 Sample との測定値がほとんど一致し、異方性は大部分消滅した。一方白色粘土の場合、水浸すると異方性はかなり消滅するが、せん断応力については異方性が残留し、いくぶん H-Sample のほうが大きい。

3.3.2 静的に締固めた場合

1) 非水浸の場合

2.1.2 で述べたように、静的に締固めた比較的小さい密度の供試体を繰返しせん断した結果の一例を図-12 に示す。一般に H-Sample のほうが V-Sample よりせん

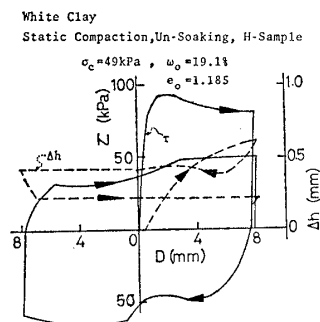


図-12 繰返しせん断試験におけるせん断応力 τ 、垂直変位 Δh と水平変位 D の関係 (静的に締固めた H-Sample, 非水浸)

断応力は大きい。すなわち繰返し回数 $n=1, 2, 3$ のそれぞれの場合、両 Sample を比較すると、70% 以上のものが $(\tau)_H > (\tau)_V$, $(\tau_f)_H > (\tau_f)_V$ となる。

一方、動的に締固めたものと同じ初期含水比と密度になるよう静的に締固めた供試体の試験結果は、動的に締固めた場合及び上記の比較的小さい密度に締固めた場合とは逆の傾向を呈している。すなわち V-Sample のせん断応力が H-Sample より大きく、せん断による収縮量は小さい。

2) 水浸の場合

静的に締固めた白色粘土を水浸条件で繰返しせん断し

た。水浸すると異方性は大部分消滅し、H, V 両 Sample とともに同様な挙動を示す。初回 ($n=1$) におけるせん断強度を比較すると、ほぼ70%のものが $0.95 < (\tau)_H / (\tau)_V < 1.05$ となる。

3.3.3 一面せん断試験結果の考察

1) 応力-変位特性

一面せん断試験の応力-変位特性における異方性の現れ方は、試料が砂質土であるか、粘性土であるかによって、また、粘性土の場合には締固め方法と締固め密度の違いによって異なるようである。図-10 や図-13 から

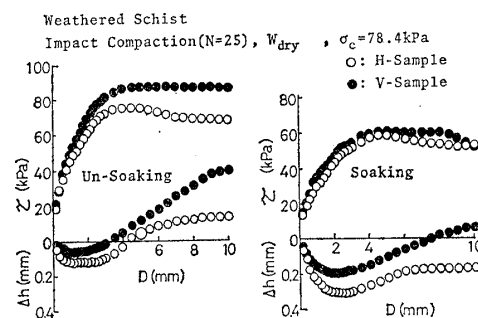


図-13 応力・変形異方性に及ぼす非水浸、水浸の影響 (動的に締固めた風化片岩)

分かるように、砂質土のせん断応力は非水浸の場合、V-Sample が H-Sample より大きく、水浸するとその異方性はほとんど消滅する。山内ら¹⁰⁾の鋼製円板の一面せん断試験でも、V-Sample のせん断応力が H-Sample のものより大きい。更に砂の三軸圧縮試験でも、小田の研究¹¹⁾によると V-Sample に相当するものが H-Sample のせん断応力より大きい。これらの研究は著者らの非水浸条件の場合と一致するものである。以上のことから、砂質土の $(\tau)_V > (\tau)_H$ なる異方性は、土粒子が締固め (この場合は動的締固め) の方向に対しておおむね垂直方向に配列するため生じるものといえる。構造観察では確認できなかったが、土粒子の配列の方向が砂質土の異方性に大きく寄与していると結論づけられる。

水浸によって異方性が低下あるいは消滅するのは次の理由によるものであろう。1) 水浸すると毛管力が消滅し大きな沈下が生じる。このため締固めによる初期構造は大きく変化する。2) 未発表の実験結果によると、締固め土の圧密先行荷重は、水浸によって消滅しこの結果先行荷重の異方性はなくなる。3) 水浸すると、強度は一般に小さくなり、更に水による潤滑作用で土粒子の再配列が比較的容易となる。

次に粘性土の動的に締固めたもの及び比較的小さい密度に静的に締固めたものでは、非水浸条件において、図-11 や図-14 に見られるように一般に、せん断応力は H-Sample のほうが V-Sample より大きい。 $(\tau)_H > (\tau)_V$ である。また垂直変位についても、H-Sample のほうが

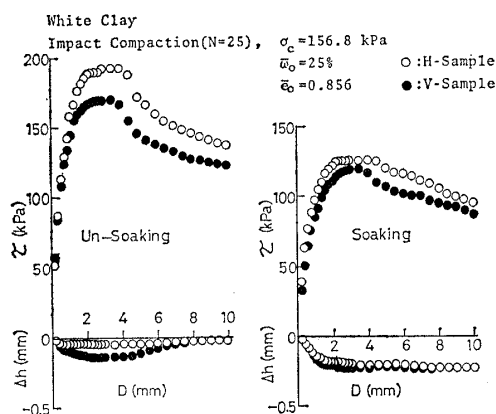


図-14 応力・変形異方性に及ぼす非水浸、水浸の影響
(動的に締固めた白色粘土)

収縮量は小さく、膨張に転じやすい。砂質土の風化片岩と全く違った異方性を示す理由として、次の二つが考えられる。一つは、 H, V 両 Sample の先行荷重が異なることである。上下方向に締固めた場合、削りだした H, V -Sample の先行荷重は、一般に $(P_0)_H > (P_0)_V$ である。3.2.3 で述べた静的締固めの白色粘土では、 $(P_0)_V / (P_0)_H = 0.4 \sim 0.6$ であった。著者らの一面せん断試験での圧密荷重はたかだか $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$ であり、一般に過圧密状態での試験といえる。両 Sample について、過圧密比 OCR を求めると、以上の結果から $(OCR)_H \approx 2(OCR)_V$ であることが容易に推定できる。よって水平に切りだした H -Sample のほうが V -Sample より先行荷重、過圧密比ともにおおよそ 2 倍ほど大きい。このために、 $(\tau)_H > (\tau)_V$ となる。

二つめの理由は、粘着力 c が H -Sample において大きく発揮されることである。後述の図-19 に見られるように、両 Sample の強度定数についていえば、せん断抵抗角 ϕ にはあまり異方性は見られないが、粘着力 c は H -Sample のほうが、 V -Sample より最大 70% ほど大きい。この実験の結果から逆に、締固めの方向に垂直方向すなわち水平面のほうが粒子接触面積は大きいので、この面に沿ってせん断したときに、大きい粘着力抵抗が

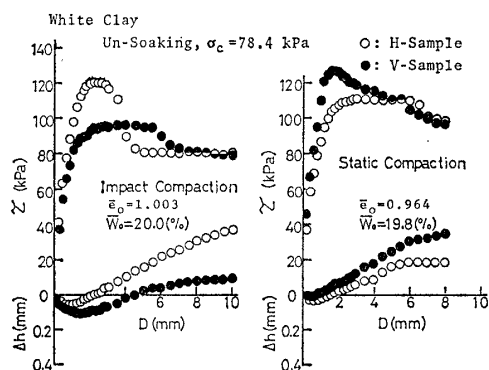


図-15 応力・変形異方性に及ぼす締固め方法の影響
(白色粘土、非水浸)

生じるものと推察される。これら二つの理由で、動的な締固め及び比較的小さい密度の静的な締固めの粘性土の場合、 $(\tau)_H > (\tau)_V$ となる。

しかしながら、同じ粘性土の白色粘土でも大きい密度に静的に締め固めると図-15 に示されるように、砂質土の風化片岩と同様の $(\tau)_V > (\tau)_H$ となった。これは大きい静的圧力での締固めにより、粒子が水平方向に配向

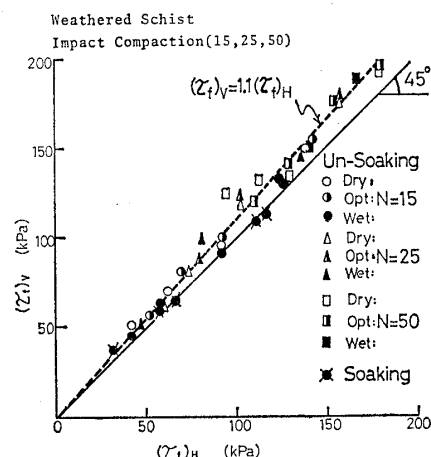


図-16 動的に締固めた風化片岩のせん断強度
 $(\tau_f)_V$ と $(\tau_f)_H$ の比較

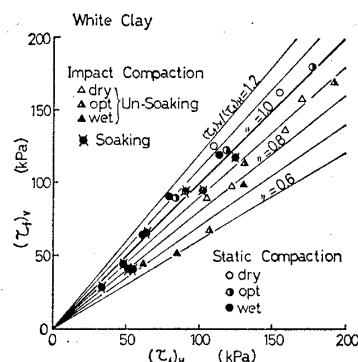


図-17 動的及び静的に締固めた白色粘土のせん断強度 $(\tau_f)_V$ と $(\tau_f)_H$ の比較

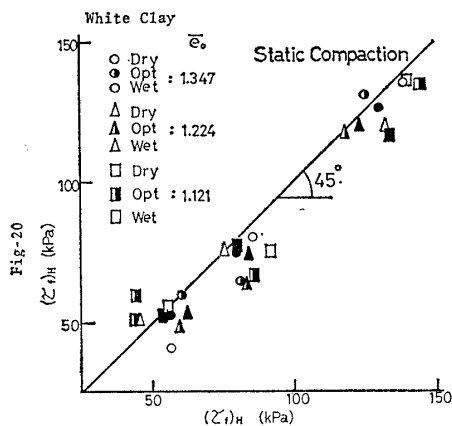


図-18 静的に締固めた白色粘土の繰返しせん断における強度 $(\tau_f)_V$ と $(\tau_f)_H$ の比較 ($n=3$ における)

し、この土構造の影響が大きく現れたためと考えられる。

2) せん断強度特性

図-16 に動的締固めの風化片岩、図-17 に同じ密度をもつ動的及び静的締固めの白色粘土、図-18 に比較的小さい密度の静的締固めの白色粘土のピーク時のせん断強度異方性を示した。図-16 の風化片岩では、V-Sample のせん断強度が H-Sample より 10% 程度大きい。おおよそ $(\tau_f)_V/(\tau_f)_H=1.1$ である。水浸するとほとんど 45° の線上に乗り、異方性が消滅したことが分かる。図-17 の動的締固めの白色粘土では、非水浸条件において、H-Sample のせん断強度が V-Sample より大きく、 $(\tau_f)_V/(\tau_f)_H=0.6\sim0.9$ の範囲に分布する。水浸すると $(\tau_f)_V/(\tau_f)_H=0.75\sim1.05$ となりいくぶん減少するもののなお異方性が認められる。

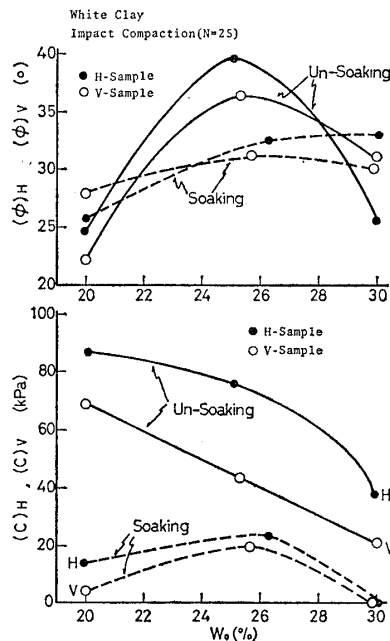


図-19 動的及び静的に締固めた白色粘土の強度定数

これは白色粘土の場合、図-19 に見られるように水浸しても粘着力の一部が残存し $(C)_H > (C)_V$ であることが一因と考えられる。

一方、動的締固めと同じ密度になるように静的に締固めた白色粘土を非水浸条件でせん断した場合(図-17)の強度比は $(\tau_f)_V/(\tau_f)_H=1.1$ である。

以上のように、同じ含水比と乾燥密度をもつ動的締固め供試体と静的締固め供試体のせん断強度を比較すると、次のようにまとめることができる。

Impact Compaction		Static Compaction
$(\tau_f)_{IH}$	$>$	$(\tau_f)_{SH}$
$(\tau_f)_{IV}$	$<$	$(\tau_f)_{SV}$

これらの結果は含水状態に関係しておらず、図-7 に

示した土構造の概念図によって十分説明できるようである。

更に、比較的小さい密度に静的に締固めた白色粘土を繰返しせん断すると、非水浸の場合繰返し回数に関係なく、一般に $(\tau)_H > (\tau)_V$ となる。せん断強度は H-Sample のほうが V-Sample より 10% 程度大きい。図-22 には繰返し回数 $n=3$ のせん断強度の比較を示した。繰返し回数が3回になっても、 $n=1$ の初期の異方性が残存していることは極めて興味深い現象である。同じく静的に締固めた白色粘土の水浸条件でのせん断強度の比較図は省略したが、 $n=1\sim3$ において明確な異方性は見られない。しかし繰返し回数が増えるにつれて、初期の締固め条件、特に乾燥密度(間隙比)の違いの影響がなくなり、せん断強度はほぼ一定の値に近づく。

3) ダイレイタンスー特性

ダイレイタンスー特性における異方性は、1) の応力変位特性で述べたこととほぼ同様である。

動的に締固めた風化片岩は、非水浸の場合の V-Sample において一般により大きい膨張、すなわち正のダイレイタンスーを示す。ダイレイタンスー指数 $D.I.$ ($=\Delta(h/H)/\Delta D$) を非水浸及び水浸条件について、H, V 両 Sample を比較したのが図-20 である。これによると非水浸条件では $(D.I.)_V/(D.I.)_H=1.0\sim1.8$ 、水浸条件での同値はおおよそ 1.0 となる。

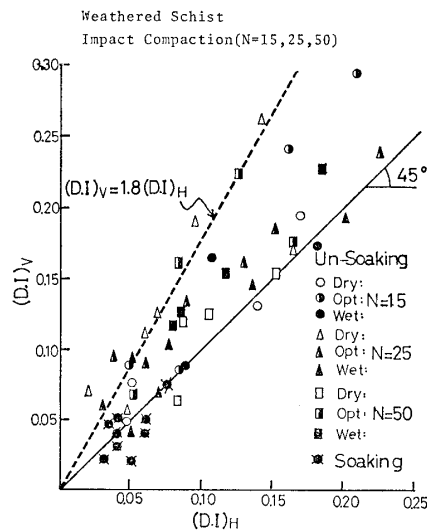


図-20 動的に締固めた風化片岩のダイレイタンスー指数 $(D.I.)_V$ と $(D.I.)_H$ の比較

他方、同じく動的に締固めた白色粘土の場合、非水浸条件において一般に H-Sample のほうがせん断による収縮量は小さく、膨張する傾向にある。ダイレイタンスー指数を比較すると、乾燥側で H-Sample のほうが V-Sample より大きい。しかし水浸すると両者の差は消滅する。

また、動的に締固めたものと同じ密度に静的に締固めた場合、膨張の著しいものについては、 $(\tau_f)_V > (\tau_f)_H$ に対応し、V-Sample のほうが H-Sample よりダイレイタンシー指数は大きくなる。

次に同じく静的に締固めた比較的小さい密度の白色粘土を繰返しせん断した場合のダイレイタンシー特性の異方性について述べる。非水浸条件の $n=1$ のせん断において膨張を示す Sample も、せん断の方向が逆転する $n=2, 3$ のせん断初期に収縮し、せん断中にはほとんど体積変化は見られない (図-12 参照)。つまり、 $n=2, 3$ のせん断におけるダイレイタンシー特性には異方性は生じない。この事実と、繰返し回数が増えても $(\tau_f)_H > (\tau_f)_V$ のせん断強度異方性とどのような係わりがあるのか、いまのところ明らかでない。

繰返しせん断を除くと、強度とダイレイタンシー特性は対応関係にある。そこでダイレイタンシーを補正して強度を求め、強度異方性について検討した。しかし、この場合でも、前記の 3.3.3 の 1) 及び 2) における記述はほぼあてはまる。

3.4 三軸圧縮試験

3.4.1 試験結果

図-21, 22 に、三軸圧縮試験結果の典型的な応力-ひずみ

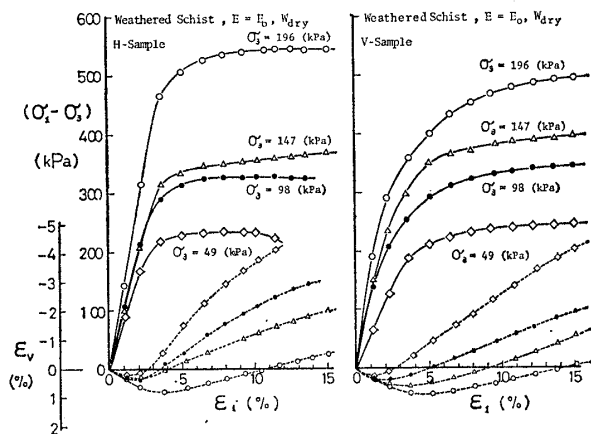


図-21 軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_1 の関係 (風化片岩、突固め区分: e)

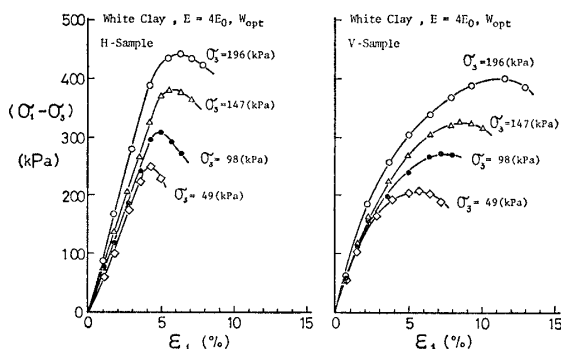


図-22 軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_1 の関係 (白色粘土、突固め区分: f)

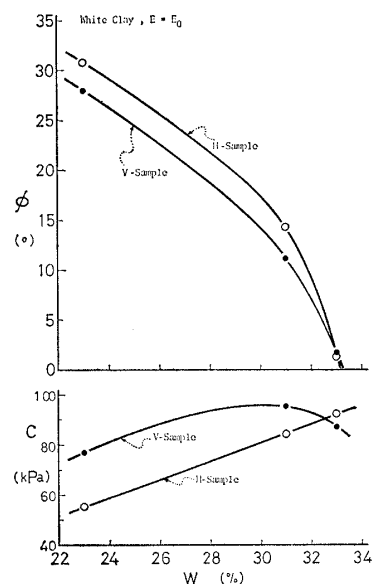


図-23 強度定数 (c, ϕ) と含水比 w_0 の関係 (白色粘土、突固め区分: e)

み曲線と体積変化曲線を示す。図-21 は、標準エネルギー E_0 、乾燥側 w_{dry} で突固めた風化片岩、また図-22 は $4 E_0$ のエネルギー、最適含水比で突固めた白色粘土についての結果である。

図-23 は、標準エネルギーで突固めた白色粘土の H, V 両 Sample のせん断強度定数 (c, ϕ) と含水比 w との関係プロットしたものである。

3.4.2 三軸圧縮試験結果の考察

1) 応力-ひずみ特性

応力-ひずみ曲線においては、V-Sample と H-Sample では明らかな違いが見られる。

図-21, 22 に示されるように、V, H 両 Sample とともに立上がりの状態はほとんど同じであるが、H-Sample の応力-ひずみ曲線はほぼ直線的に増加したあと、ある応力段階に達すると、応力増加が急激になくなり破壊に至るいわゆるぜい性的な破壊を示す。他方 V-Sample においては直線的な立上がりした後ピーク強度の約 50% 以上では徐々に応力増分が小さくなりいわゆる延性的な破壊を示す。これらの傾向を、図-21 に関して、ピーク強度の 50% の変形係数 E_{50} とピーク強度の 75% の変形係数 E_{75} として比較すると表-3 のようになる。

このように応力-ひずみ曲線に現れる変形の異方性は、同じ突固めエネルギーのものでは含水比が小さいほど、また一定の含水比で突固めた場合には突固めエネルギーが大きいほど、顕著となるようである。風化片岩と白色粘土を比較すると、前者が含水比や突固めエネルギーにそれほど影響されず、ほぼ同じような傾向を示しているのに対して、後者の場合、含水比と突固めエネルギーのいずれもが変形異方性に大きく影響するといえよう。

2) 強度異方性

表-3 ピーク強度の 50% の変形係数 (E_{50}) と 75% の変形係数 (E_{75}) の比較
(Weathered schist, w_{dry} , E_0)

側 圧 σ_3 (kPa)	変 形 係 数 (MPa)			
	E_{50}		E_{75}	
	H-Sample	V	H	V
49	7.35	5.88	7.35	5.39
98	8.82	11.27	8.82	7.35
147	9.80	12.25	9.31	8.33
196	14.70	15.68	13.23	8.82

せん断強度定数 (c, ϕ) の異方性は、風化片岩の場合、あまり明らかではないが、白色粘土の場合、図-23 に示されるように明確な異方性が認められる。特に乾燥側～最適含水比状態において、粘着力成分にはっきりと現れるといえよう。

3) 体積変化特性

風化片岩及び白色粘土のいずれも、1) の応力-ひずみ曲線に対応した異方性を示している。

4. ま と め

砂質土の風化片岩と市販の白色粘土を、乾燥側、最適含水比、湿潤側の三つの含水比で、動的及び静的に締固めて供試体を作製した。これらの供試体から水平及び垂直方向に削りだした 2 種類のサンプルについて、種々の試験を行い、締固め土の圧縮及び強度異方性を明らかにした。

1) ミクロなレベル (電子顕微鏡撮影) 及びマクロなレベル (水浸試験) での構造異方性は、明確には認められなかった。

2) 圧縮指数 C_c は最適含水比付近で最小値となる。動的に突固めた砂質土にのみ圧縮指数の異方性が認められた。締固め方向と平行に削りだした V-Sample のほうが、直角方向に削りだした H-Sample のものよりいくぶん大きい。すなわち $(C_c)_V > (C_c)_H$ である。

3) 圧密試験より先行荷重を求めることができた静的に締固めた粘性土では、H-Sample の先行荷重が V-Sample のものより大きい。一般に $(P_0)_V / (P_0)_H \approx 0.5$ といえる。

4) 一面せん断試験の応力・変位特性及びせん断強度特性における異方性は、試料が砂質土であるかどうか、また粘性土の場合には締固め方法と密度の違いによって異なるようである。

5) 砂質土の場合、土粒子の配向性が強度異方性に大きく寄与し、その結果 $(\tau)_V > (\tau)_H$, $(\tau_f)_V > (\tau_f)_H$ となる。水浸すると、これらの強度異方性はほとんど消滅する。

6) 粘性土の場合、動的に突固めたもの及び比較的小

さい密度に静的に締固めたものでは、一般に砂質土とは逆に $(\tau)_H > (\tau)_V$, $(\tau_f)_H > (\tau_f)_V$ となる。これは両サンプルの先行荷重 P_0 、粘着力 c の差に起因するものと考えられる。水浸するとこれらの異方性はかなり消滅する。

7) 同じ粘性土でも大きい密度に静的に締め固めると、 $(\tau)_V > (\tau)_H$, $(\tau_f)_V > (\tau_f)_H$ となる。

8) 一面せん断試験におけるダイレイタンス特性における異方性は、4) で述べた応力・変位特性、せん断強度特性における異方性とはほぼ同様である。応力や強度はダイレイタンス特性と対応の関係にある。

9) 三軸圧縮試験における応力-ひずみ特性には、砂質土、粘性土ともに明確な異方性が認められる。H-Sample はぜい性的、また V-Sample は延性的挙動を示している。この異方性は、含水比が小さいほどまた突固めエネルギーが大きいほど顕著となる。

締固め方法や土質の差違、あるいは水浸によって異方性が低下・消滅するメカニズム等について、現在実験検討を継続しており、後日報告したいと考えている。

謝 辞

本研究は、佐賀大学理工学部土木工学科土質研究室と九州大学工学部土木工学科道路工学研究室との共同研究として“有明粘土の異方性”に引続いて、昭和 51, 52 年に実施されたものである。研究を進めるに際し、多大の援助をいただいた九州大学内田一郎教授に感謝の意を表します。また実験に協力いただいた両研究室の卒業生諸氏に謝意を表する次第である。

記 号 説 明

- c = 粘着力 (kPa)
- $(c)_H$ = H-Sample の粘着力 (kPa)
- $(c)_V$ = V-Sample の粘着力 (kPa)
- C_c = 圧縮指数
- $(C_c)_H$ = H-Sample の圧縮指数
- $(C_c)_V$ = V-Sample の圧縮指数
- D = 一面せん断試験における水平変位 (mm)
- $(D.I)_H$ = H-Sample のダイレイタンス指数
- $(D.I)_V$ = V-Sample のダイレイタンス指数
- E_0 = Standard Procter に相当する締固め仕事量
- E_{50} = 圧縮強さの 50% 応力に対応する変形係数 (kPa)
- E_{75} = 圧縮強さの 75% 応力に対応する変形係数 (kPa)
- σ_c = 一面せん断試験における垂直応力 (kPa)
- $(\tau)_H$ = H-Sample のせん断応力 (kPa)
- $(\tau)_V$ = V-Sample のせん断応力 (kPa)
- $(\tau_f)_H$ = H-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(\tau_f)_V$ = V-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(\tau_f)_{IH}$ = 動的に締固めた H-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(\tau_f)_{IV}$ = 動的に締固めた V-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(\tau_f)_{SH}$ = 静的に締固めた H-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(\tau_f)_{SV}$ = 静的に締固めた V-Sample のせん断強度 (kPa)
- $(P_0)_H$ = H-Sample の圧密先行荷重 (kPa)
- $(P_0)_V$ = V-Sample の圧密先行荷重 (kPa)
- w_0 = 試料の調整された含水比 (%)

n = 繰返しせん断試験における繰返し回数
 N = 突固め試験における一層当たりのランマーの落下回数

参 考 文 献

- 1) 鬼塚克忠・林 重徳・平田登基男・村田重之(1976) : 有明粘土の異方性について, 「土質工学会論文報告集」, Vol. 16, No. 3, pp. 111~121.
- 2) Livneh, M. and Komornik, A. (1967) : "Anisotropic strength of compacted clay," Proc., 3th ASIAN Reg. Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 298-304.
- 3) 森 麟・近藤義正(1967) : 締固め土の圧縮強度の異方性とその成因, 「土と基礎」, Vol. 15, No. 6, pp. 29~34.
- 4) 鬼塚克忠・吉武茂樹(1977) : 締固め土の強度異方性について, 「第 32 回年次学術講演会概要集, 第 3 部」, 土木学会, pp. 113~114.
- 5) 鬼塚克忠・大石英隆(1978) : 締固め土の強度異方性について, 「第 13 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 357~360.
- 6) 鬼塚克忠・吉武茂樹(1978) : 締固め土の力学的特性と締固め方法の関係, 「第 33 回年次学術講演概要集, 第 3 部」, 土木学会, pp. 39~40.
- 7) Lambe, T. W. (1958) : "The structure of compacted clay," Proc., ASCE., Vol. 84, SM 2, pp. 1655-1-1655-35.
- 8) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. (1960) : "The strength of compacted cohesive soils," ASCE., Research Conf. on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 169-273.
- 9) Yong, R. N. and Warkentin, B. P. (1966) : Introduction to Soil Behavior, 山崎不二夫・山内豊聰監訳, 鹿島出版会, pp. 106~107.
- 10) 山内利彦・松岡 元・佐々木和記(1976) : 異方性土のせん断強度に関する一考察, 「第 31 回年次学術講演会講演概要集, 第 3 部」, 土木学会, pp. 140~141.
- 11) Oda, M. (1972) : "Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular materials," Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36.
 (原稿受付, 1978. 10. 23)