

# 不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響

日下部治\*・前田良刀\*\*・大内正敏\*\*\*・  
萩原敏行\*\*\*\*

スコリアの不攪乱・攪乱試料の三軸および平面ひずみ圧縮試験を行い強度・変形特性ならびに粘着力とその劣化について検討した。これより不攪乱スコリアは100 kPa程度の粘着力を有し、粘着力成分は軸ひずみ約2%でピークに達し約8%でほぼ消滅すること、および700~1500 kPaの拘束圧を挟んでbrittleな変形挙動からplasticな挙動へ粒子破碎を伴って変化し、変形拘束条件の差異も減少することを示した。

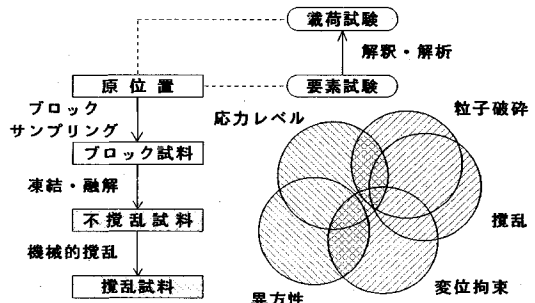
**Keywords:** scoria, undisturbed gravely soil, compression test, shear strength

## 1. はじめに

砂れき地盤を基礎の支持地盤とするケースが近年増加し、その地盤特性の把握のため高品質な不攪乱試料採取として凍結サンプリング<sup>1)</sup>が行われるが、高価であるため重要構造物以外では採用されるケースは少ない。そのため自然堆積砂れき地盤の不攪乱状態での土質工学的特性に関するデータは、粘性土に比較して少なく、その蓄積が望まれている。最近自然堆積土には、土の挙動を支配する主要な要因としてその土の応力履歴、間隙比に加えて、粒子間のセメンテーションやインターロッキング現象も含め広義な意味でのボンド構造の発達の重要性が指摘されてきている<sup>2)</sup>。その近似として実験室内で高温下で圧密された粘土試料<sup>3)</sup>を用いた疑似自然堆積土の挙動の研究が始まっている。それは、自然堆積地盤の挙動の理解にはボンド構造に起因する見かけの粘着力成分の把握が不可欠との認識からであり、特に耐震分野において液状化には自然砂地盤に存在する僅かな粘着力成分が現象に大きな影響<sup>4)</sup>を及ぼし、斜面安定には粘着力の評価が解析値に敏感に影響することも指摘されている<sup>5)</sup>。

筆者らは火山噴出物である自然堆積スコリア層中に設置されたニューマチックケーソン下で表面基礎の大型載荷試験を実施し、支持力解析に関連する不攪乱スコリアの強度特性を一部報告した<sup>6)</sup>。その後、攪乱試料についても一連の実験を重ね、それらに基づきスコリアの力学挙動を材料学的立場から取りまとめ、不攪乱砂れき土の一データの提示を試みるのが本報告である。

スコリアは火山噴火に伴い堆積する多孔質材料でアン



図一 試料の流れと土質工学的視点

ギュラリティが大きく、また粒度構成は一般に最大粒径が20 mm以下のれきから砂までの範囲を有し、通常粒度配合はよく河床砂れきとは異なる粒度分布を持つ。スコリアはわが国各地で広く分布しているが、火山災害、土砂災害、斜面崩壊との関連の報告がなされているもの、それは表層近くに堆積した若い地層を対象としたもので、基礎工学との関連での報告は少ない。

前回の報告<sup>6)</sup>では、不攪乱スコリアには①内部摩擦角の応力依存性が存在し、②せん断変形に伴い粒子の破碎が発生するが、③強度異方性は小さく、④三軸圧縮・平面ひずみ圧縮から得られるピーク強度の差異は応力の増大につれ減少するとの実験事実を述べた。それに加えて砂れき土の潜在的な試料採取の困難さから攪乱の影響の検討の必要性を考慮すると、自然堆積砂れき土の力学特性の理解には複眼的な見方が必要であることが理解される。図一は、スコリアの力学特性を検討するために試料の流れと土質工学的視点を整理したものである。

このような視点から本研究に関連した火山生成材料、粒子破碎、異方性、および攪乱に関する既往の成果をまず概観しておきたい。なお、生成過程は異なるものの、カーボナイト砂も多孔質材料で粒子破碎を生じ易く、スコリアと類似の挙動をすることが知られている。

\* 正会員 Ph.D. 広島大学教授 工学部第四類 (建設系) (〒724 広島市鏡山1-4-1)  
\*\* 正会員 工博 日本道路公団 東京第一建設局構造技術課 長代理  
\*\*\* 正会員 (株)白石 開発技術部課長代理  
\*\*\*\* 正会員 工修 群馬大学助手 工学部建設工学科

材料の応力依存性は、破壊時挙動すなわち内部摩擦角の応力依存性と、破壊に至るまでの変形挙動の応力依存性とに分けられよう。内部摩擦角の応力依存性と関連して高圧力下では粒子の破砕現象が古くから認められており、Hardin は粒子破砕を含む一次元圧縮過程を論じ、粒子破砕後はシルト材料の圧縮性に収束するとしている<sup>7)</sup>。わが国では三浦らの先駆的な一連の研究があり<sup>8)~10)</sup>、 $e \sim \log p'$  関係は折点を有する直線で表され、折点は粒子破砕に起因する降伏応力であること、さらに圧縮指数  $C_c$  は粘土のそれとほぼ同程度であることを明らかにしている。また粒子破砕に依らず破壊時には Rowe のストレス・ダイレイタンス係数が成立する事実も報告しており、カーボナイト砂においても同様なデータが得られている<sup>11)</sup>。最近、粒子破砕を含めた構成式の研究も行われている<sup>12)</sup>。一方、極めて低拘束圧下では内部摩擦角が拘束応力に依らない領域があることも報告されている<sup>13)</sup>。

変位拘束条件の違いについて、砂試料は平面ひずみ条件下では、三軸圧縮条件下に比べてひずみ軟化の程度が大きく、ピーク時の内部摩擦角が約 1 割大きくなるのが実験的に指摘され、さらに撓乱試料についての詳細なデータの蓄積がなされ、平面ひずみ条件下でも拘束圧力の増大につれ破壊時軸ひずみ量が增大し、体積の収縮傾向が認められている<sup>13)</sup>。しかし、不撓乱試料を用いた広い圧力範囲での三軸・平面ひずみ条件下の挙動の比較検討の報告は見あたらない。

砂の強度異方性に関しては、小田<sup>14)</sup>、木村ら<sup>15)</sup>による研究が知られており、最近不撓乱砂れき試料<sup>16)</sup>、不撓乱シルス試料<sup>17)</sup>についても調べられ、その強度異方性が確認されている。

破壊時前の応力～ひずみ挙動の応力依存性は、構造異方性との関連で理解される。自然堆積の砂地盤が持つ構造異方性に関して落合ら<sup>18)</sup>は、実験室で作成された試料の実験結果より初期の構造異方性の影響は破壊前の挙動に認められるが、破壊ひずみ付近での強度には認められないのは、せん断挙動が大きくなるにつれ初期の構造異方性が消滅するためであるとしている。

不撓乱砂試料を用いた Clough ら<sup>19)</sup>、火山成因の固結砂を用いた O'Rourke ら<sup>20)</sup>は共に、体積膨張を伴う brittle な軟化挙動を示す低応力下での挙動から、拘束圧力の増大とともに体積収縮を伴う plastic な硬化挙動へと変化することを示しており、この事実は多くのカーボナイト砂でも観察されている<sup>21)</sup>。

わが国には火山性土は広く分布し、その研究は多いが不撓乱試料を用いたものは少ない。安原ら<sup>22)</sup>は静岡に分布する不撓乱および撓乱のローム質スコリアを採取し、スコリアには粒子破砕性のあること、および粘着力が小さくてシルスの強度に近いことを指摘し、三浦ら<sup>23)</sup>、

磯崎ら<sup>24)</sup>は北海道に分布する火山灰質地盤より採取した不撓乱試料の三軸試験結果より、堆積火山灰質土には強い強度異方性が存在し、高拘束圧では粒子破砕とダイレイタンス特性の変化の影響でせん断強度が低下することを述べている。また南九州に分布する二次堆積のシルスについて、龍岡ら<sup>17)</sup>は拘束圧が 88 kPa 以下の低圧下では、豊浦標準砂に比べ強度と変形に強い異方性のあることを示している。シルス粒子が大きいアンギュラリティと偏平性を有することがその理由とされている。

砂れき試料は、試料採取が困難であるため撓乱試料の材料学的研究は多い。それは撓乱試料から求まる内部摩擦角が不撓乱試料のそれと大差ないとの実験事実<sup>16), 25)</sup>から判断して、安定問題・支持力問題についての工学的価値を有しているが、不撓乱状態での砂れき土の粘着力  $c = 100$  kPa 程度との報告<sup>16), 25)</sup>があり、せん断強度に占める粘着力成分は無視しえない。

一方、せん断時の強度定数  $c$ 、 $\phi$  のひずみに関するモビライゼーションの理解は地盤の進行性破壊と関連して重要である。Bjerrum<sup>26)</sup>は、 $c$  がせん断変形初期より発揮されるが、 $\phi$  のモビライズには大きいひずみを必要とし、同時には発揮されないことを指摘しており、Clough ら<sup>19)</sup>は自然堆積砂、Frydman<sup>27)</sup>はカーボナイト砂について同様な知見を得ている。また Ooi ら<sup>28)</sup>は、動員される  $c$  の値が変位量の増大とともに指数型に低減するモデルを提案している。

以上の既往の成果を念頭に置きつつ、本研究ではスコリアの不撓乱供試体およびこれを乱して再構成した撓乱供試体を用いて、広い拘束圧の範囲のもとで三軸圧縮試験および平面ひずみ圧縮試験を行いスコリアの強度・変形特性を調べるとともに、粒子の破砕・自然堆積砂れき土の粘着力とその劣化について検討を行った。

## 2. 調査地点および試料の採取

試料の採取地点は図-2(a)に示すように富士山の山麓斜面の末端部と箱根山地の境界部に相当する位置で、富士および箱根火山を起源とする第四紀洪積世の火山噴出物が厚く堆積している。第三紀の足柄層群を覆う箱根火山噴出物の中には、ローム混りスコリアを主体とし部分的に火山砂、転石などを伴う白旗ローム層が分布し、これが実験対象地盤である(図-2(b))。これらの箱根火山噴出物の上位には富士火山噴出物が厚く堆積しており、対象スコリア層は富士山の火山活動による地震履歴を受けていることが十分考えられ、加えて富士山の山麓斜面側には、鮎沢川・馬伏川などによって形成された河岸段丘が広く発達していることから、この付近の表層地層は洗掘されていることが推測される。試料採取深さは、載荷試験が実施された 3 地点でそれぞれ -20 m (A 地盤)、-23 m (B 地盤)、-27 m (C 地盤)である。

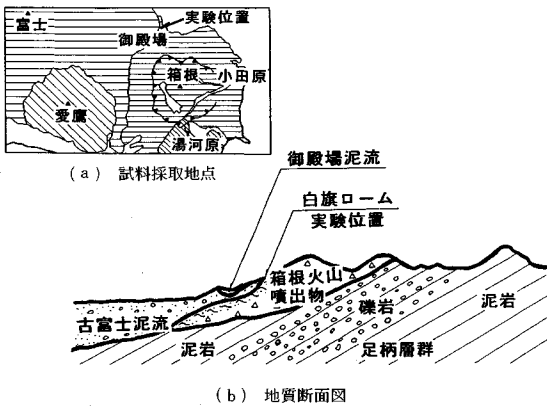


図-2 試料採取地点と地質断面図

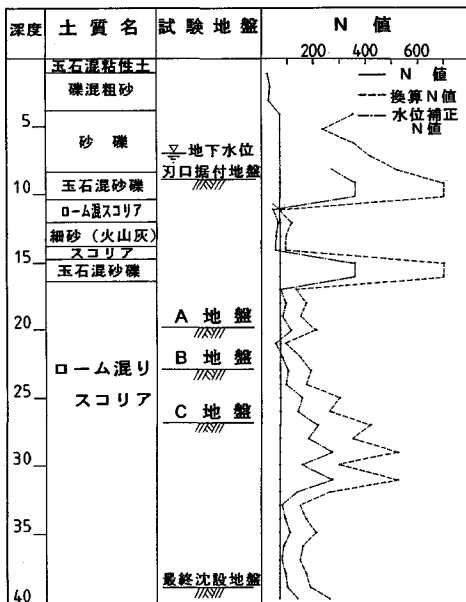


図-3 土層構成とN値の分布

ボーリング調査より得られた地盤柱状図・標準貫入試験結果は図-3に示す通りで、-16mの位置から下はローム混りスコリアが続いており、A~C地盤間のN値は70以上である。図中には30cm貫入時に換算した換算N値( $N_{eq}$ ) および Terzaghi & Peckの方法で地下水補正を行った結果も示してある。100m離れた隣のケーソンで深さ22mで行われたプレシオメータ試験からは  $K_0=1.72$  なる測定が得られており、Wroth<sup>29)</sup>の提案した関係式、

$$(K_0)_{OC} = (K_0)_{NC} \cdot OCR - (OCR - 1) \times \nu / (1 - \nu)$$

を用いると、 $\phi=35^\circ\sim 40^\circ$ 、ポアソン比 $\nu=0.20$ なる条件で過圧密比(OCR)が8~14の値となる。これは、試料採取位置での鉛直土被り圧と圧密試験で得られた降伏圧密応力とから計算される値(9~18)にはほぼ等しい。ただし( $K_0$ )<sub>NC</sub>の推定にはJaky式を用いた。

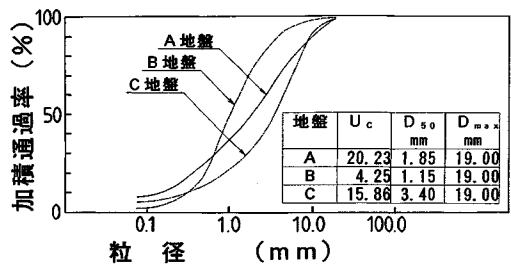


図-4 スコリア試料の粒径加積曲線

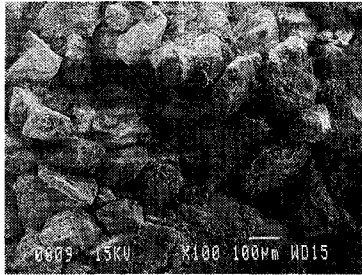
地下水位面は刃口据え付け位置下3.0m付近で、試料採取深さではすべて地下水位以下であり、試料は飽和していると考えられる。ケーソン作業室は常時圧気されており、作業時間の制約のため短時間でかつ廉価な方法として、ブロックサンプリング法により不攪乱試料の採取を行った。サンプリングは、あらかじめケーソン掘削作業に用いられる油圧ショベルで採取位置付近を荒掘削しておき、その後300mm×300mm×400mmの寸法にブロック(重量約600N)を人力により切り出して木箱におさめる方法で行った。木箱を直径1.2mのマテリアルシャフトを通して、ケーソン作業室の中からA地盤18個、B地盤22個、C地盤20個をそれぞれ取り出した。

### 3. 試料の物理特性

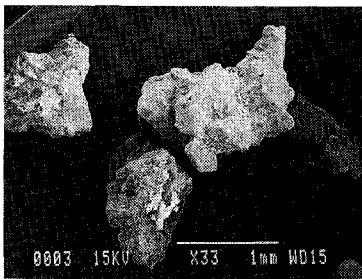
スコリア原地盤の物理特性は、平均値として比重 $G_s$ は2.81、乾燥密度 $\rho_d$ は12.7 kN/m<sup>3</sup>、間隙比 $e$ は1.17<sup>6)</sup>であり、各地盤サンプリングブロックの代表的粒径加積曲線の結果を図-4に示す。自然状態の含水比は32~51%の範囲、試料の最大粒径は9.5~26.5mmの範囲にあり、礫分含有率は26~69%、砂分含有率は25~72%で、細粒分含有率は1~13%と少ない。原地盤の相対密度は以下のように求めた。最大および最小間隙比は直径10.0cm、高さ12.7cmの締固め試験用モールドを用いて、土質工学会基準試験法に準じて求めた。すなわち、不攪乱スコリアを空気乾燥法によって試料調製し、最大密度試験はこの試料を10層に分けてモールドに入れ各層モールドの側面を100回打撃、合計1000回打撃して試料を締固める方法、最小密度試験はモールドの中央に大きなスプーンで落下高さのないように静かに試料を注入する方法とした。原位置間隙比は、不攪乱ブロックサンプリングから切り出した三軸圧縮試験用の供試体より求めた平均値とした。試験結果は表-1の通りであり、原位置間隙比は1.0以上と大きいものの、相対密度が100%を越えるような密な状態で堆積している結果となった。これは、先に述べたように原地盤のスコリア層は、OCRが10を越える上載圧下で地震履歴を受けたことが予想され、現行の試験法の条件とは異なる状態で

表一 原地盤の相対密度

地盤	GS	e	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>	Dr(%)
A	2.79	1.23	2.67	1.62	137.5
B	2.85	1.05	1.74	1.17	120.8
C	2.78	1.21	2.20	1.42	127.1



(a) 自然堆積状態



(b) 粒子形状・表面状態

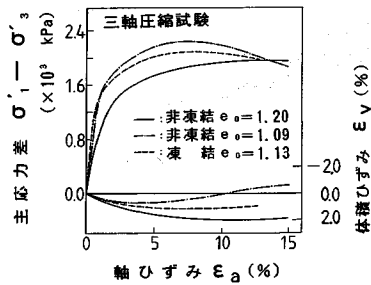
写真一 スコリア(粒子)の顕微鏡拡大写真

極めて密な状態に達したことを推測させる。このことは、スコリアの自然堆積状態を示した写真一(a)の顕微鏡拡大写真からも確認される。また写真一(b)に見られるように、スコリアは微小な空隙を多数有するアンギュラリティの大きい粒子からなり、これからスコリアは振動に対しては締まりにくいものの、高圧力下で鋭角な粒子端の破碎を伴いながら密な状態に達し易いことが理解される。この事実は、スコリアのようなアンギュラリティが大きく粒子破碎を生じる材料には、現行試験法で求められた原位置相対密度が、工学的な指標としての利用が制限されることを示唆しているものと思われる。

#### 4. 実験方法

##### (1) 供試体作成方法

不攪乱試料からの供試体の成形は次の手順により行った。まずサンプリングブロックを表面から散水し飽和度およそ80%とした後、 $-40^{\circ}\text{C}$ の冷凍庫で凍結させ、凍結状態のままダイヤモンドコア cutterにより成形した。ブロックサンプリング後に注水し凍結する同様な手法がFrydmanら<sup>30)</sup>によって報告されている。試料のコアリング方向は最大主応力方向と水平面のなす角度 $\delta$ を $0^{\circ}$ ,  $30^{\circ}$ ,  $60^{\circ}$ ,  $90^{\circ}$ ,  $-30^{\circ}$ ,  $-60^{\circ}$ の6種類とし、 $\delta$ を変化させる鉛直面の方向は統一した。



図一五 凍結・融解履歴の影響

攪乱試料を用いた供試体は、B地盤の不攪乱ブロック試料を用いて作成した。まず平均含水比が12%の状態にある不攪乱試料を保存容器内より取り出し、粒子を破碎させないように注意しながら木づちと手で試料を解してから、24時間以上乾燥させた。次に、試料の骨格構造を完全に無くするよう再び手で十分解した後、24.5mmふるいを通させ、通過試料を四分法により約3kgずつに分けて攪乱試料の作成に供した。

試料を約24時間水浸(同時に負圧をかけ約2時間脱気)した後、剛製モールド内へ一層の厚さ45mm、合計5層に分けて試料を注ぎ、圧力250Paの重しを置いた上から約2分間電動バイブレーターで振動を加えて締固めた。その後冷凍庫内で、膨張を防ぐため上部に2.5kPaの荷重を加えて試料を $-20^{\circ}\text{C}$ で凍結させた。約24時間後モールドを取り外してダイヤモンドカッターで成形し、供試体表面が乾燥しないようにうすいビニールシートで密封して、再び冷凍庫内に保存した。

供試体寸法は不攪乱、攪乱試料ともに、三軸圧縮試験が直径 $D=100\text{mm}$ 、高さ $h=200\text{mm}$ 、平面ひずみ圧縮試験が高さ( $\sigma_1$ 方向) $=200\text{mm}$ 、長さ( $\sigma_2$ 方向) $=100\text{mm}$ 、幅( $\sigma_3$ 方向) $=80\text{mm}$ と同一とした。なお、一部の不攪乱試料および攪乱試料は、せん断試験終了後に粒子破碎の程度を調べるためふるい分け試験を実施した。

##### (2) 実験条件

試験実施の前に試料の凍結・融解の影響について三軸圧縮排水(CD)試験を行い比較検討した。図一五に主応力差、体積ひずみ-軸ひずみ関係を示したが、凍結・融解履歴試料と非凍結試料での挙動の差異は試料のパラツキの範囲内と判断され、従来の報告<sup>31)</sup>と同様に、せん断前の凍結・融解履歴は静的圧縮試験に及ぼす影響が不攪乱スコリア試料でも小さいことが確認された。またひずみ速度の決定についても、0.1, 0.2, 0.5%/minの3ケースで比較試験を実施し、測定最大間隙水圧が充分小さいせん断速度0.2%/minを採用した。

##### (3) 試験装置と試験手順

###### a) 圧縮試験

圧縮試験は一次元圧縮および等方圧縮の条件下で行

い、一次元圧縮試験は空気圧荷装置（最大荷重 2.5 tf）により、直径  $D=70$  mm、高さ  $h=100$  mm の飽和供試体を用いて行った。鉛直圧力は 39.2~7056 kPa の範囲で、1 段階の荷重保持時間を 15 分とした。等方圧縮試験は油圧サーボ制御方式（最大載荷能力 25 tf）の三軸試験機圧力セルを使用し、 $D=100$  mm、 $h=200$  mm の飽和供試体を用いて行った。圧縮応力は 19.6~2744 kPa の範囲で、1 段階の荷重保持時間を 60 分とした。

b) せん断試験

有効拘束圧  $\sigma_3'$  は 19.6 kPa から 4704 kPa までの広範囲に設定し、三軸圧縮試験は不攪乱試料が 69 本(A, B, C 地盤それぞれ 23 本)、攪乱試料が 5 本 (B 地盤)、平面ひずみ圧縮試験は不攪乱試料が 20 本 (B 地盤)、攪乱試料が 10 本 (B 地盤) の計 104 ケースについて試験を実施した。拘束圧  $\sigma_3=2744$  kPa までの不攪乱試料の三軸圧縮試験は、油圧サーボ制御方式（最大載荷能力 10 および 25 tf）の三軸試験機を使用し、不攪乱試料の低圧時 ( $\sigma_3'=784$  kPa 以下) の平面ひずみ圧縮試験は、最大載荷能力 5 tf の試験機を用いた。不攪乱試料の高圧時 ( $\sigma_3'=2744, 4704$  kPa) の三軸・平面ひずみ圧縮試験、およびすべての拘束圧の攪乱試料の三軸・平面ひずみ圧縮試験は最大載荷能力 20 tf のサーボモーター式試験機を用いて、ペディスタルとキャップを交換して行った。平面ひずみ圧縮試験の中間主応力方向の拘束板に発生する摩擦は、真空グリースにフライアッシュを 10% 添加してこれを拘束板に塗布する方法で軽減した。摩擦角は 0.56 度であることを測定により確認した。

供試体は、19.6 ないし 49 kPa の負圧を加えた状態で一晚 (15 時間以上) 解凍を行い、その後、セル内を水で満たした後、負圧を開放しながら 49 kPa の拘束圧を加えた。炭酸ガス、脱気水をそれぞれ 2 時間以上供試体下部から上部へ循環させ、196 kPa の背圧を加えて供試体を飽和させた。B 値は不攪乱試料ではほぼ全ケースについて 0.95 以上を満足したが、一部の不攪乱試料と、攪乱試料のうち 5 割は 0.90 前後の値となった。Hull ら<sup>21)</sup> の攪乱カーボナイト砂のケースでも飽和度が上がりにくいとの指摘があり、多孔質な材料に共通する特徴と考えられる。そして所定の有効拘束圧の下で等方圧密を行った。供試体の圧密量として、体積変化は差圧計により排水量を、また軸変位はダイヤルゲージにより圧密前後の供試体高さの変化量をそれぞれ測定して求めた。

5. 実験結果と考察

(1) 不攪乱試料の応力~ひずみ関係

実験室内での均質な土を対象とするのに比べ、自然堆積土の不攪乱試料のデータの解釈の大きな困難さは、供試体間のばらつきである。200 m<sup>2</sup> の同一平面で採取したブロックサンプルから作成したにもかかわらず、力学

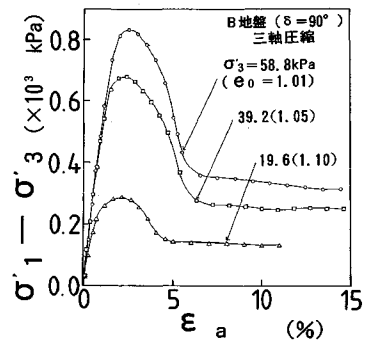


図-6 低拘束圧下での不攪乱スコリア

試験に用いた試料の初期間隙比は局所的ばらつきを有し、変動係数はそれぞれ A 地盤 9% (サンプル数,  $n=23$  個), B 地盤 ( $n=41$  個) および C 地盤 ( $n=23$  個) が 8% である。以下の考察はこのような制約下にあることを認めた上のものであり、そのため各データには初期間隙比を可能な限り付記した。

まず B 地盤  $\delta=90^\circ$  試料の低拘束応力  $\sigma_3' < 98$  kPa での三軸圧縮試験時の主応力差~軸ひずみ挙動を図-6 に示す。予想されるように拘束応力の減少につれピーク強度も減少するが、 $\sigma_3=19.6$  kPa でもピーク主応力差は 288 kPa を示し不攪乱スコリア試料には粘着力が存在することが認められる。

試料採取方向 ( $\delta$ ) を一定とし、拘束応力の大小に対する挙動の変化をみるため、同じく B 地盤  $\delta=90^\circ$  試料について拘束圧が 98~4704 kPa の範囲の三軸圧縮時の主応力差~軸ひずみ挙動を図-7 (a) に、体積ひずみ~軸ひずみ挙動を同 (b) に示す。図から応力レベルの増大に伴い主応力差~軸ひずみ挙動は変化し、体積ひずみ挙動もこれに対応していることがわかる。すなわち、拘束圧  $\sigma_3'$  が 294 kPa 以下では主応力差のピークが明瞭に現れているが、686 kPa でやや不明瞭となり始め、 $\sigma_3'$  が 1470 kPa 以上では軸ひずみが 15% に達しても主応力差は漸増する傾向を示している。これらの主応力差~軸ひずみ関係に対応して、 $\sigma_3'=294$  kPa 以下ではせん断中体積膨張を示し、686 kPa 以上では体積収縮を示している。すなわち、不攪乱試料では  $\sigma_3'=686\sim 1470$  kPa 付近で、brittle な材料から plastic な材料へその挙動が変化するといえよう。Clough ら<sup>19)</sup> は中位なセメンテーションを有する砂では、挙動変化拘束圧が 276 kPa 付近と報告している。

変形拘束の影響を brittle な挙動を示す低拘束圧下 (294 kPa) と plastic な挙動を示す高拘束圧下 (2744 kPa) について三軸・平面ひずみ圧縮試験の主応力差~軸ひずみ関係を比較したのが図-8 である。低拘束圧下における変形拘束条件の差異は、従来の観察結果と同様に平面ひずみ条件の方がピーク強度が 70% 程度大きく、

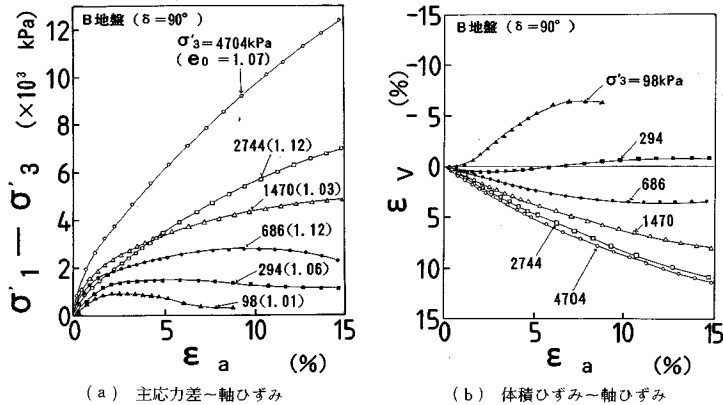


図-7 三軸圧縮試験結果

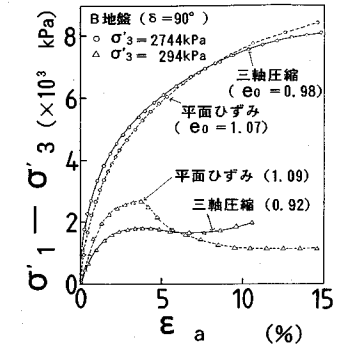


図-8 三軸・平面ひずみ圧縮試験結果における応力~ひずみ挙動の差

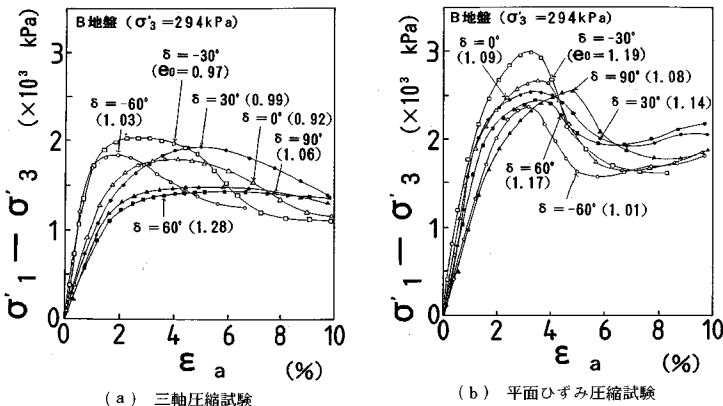


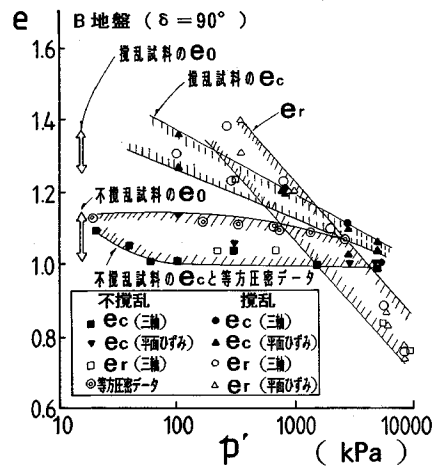
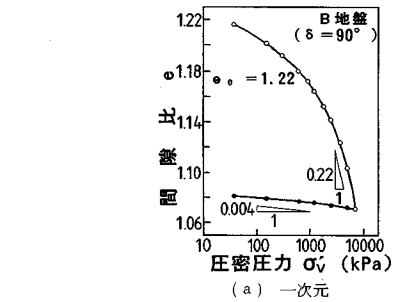
図-9 主応力差~軸ひずみ挙動にみられる異方性

その後の軟化傾向も著しい。しかし高拘束圧下になると両者の挙動の差は僅かとなり、変形拘束の条件によらず、共にひずみ硬化傾向を持続する。軸ひずみが15%に達しても明瞭なピークが現れない場合は、軸ひずみ15%の主応力差を破壊強度として取り扱った。

次に拘束圧一定下 ( $\sigma_3 = 294 \text{ kPa}$ ) で、試料採取方向に対する変化、即ち構造異方性に着目して主応力差~軸ひずみ関係を比較したのが図-9 (a) (三軸圧縮)、図-9 (b) (平面ひずみ) である。変形拘束条件の違いに依らず、軸ひずみ1~5%程度までは挙動に有意な差が認められ異方性の存在が明らかであるが、ピーク後の残留状態での主応力差の差異は小さい。この結果は構造異方性は変形初期に強く現れ、変形後期の構造異方性の影響は小さいとの落合ら<sup>18)</sup>の指摘と符合している。

(2) 圧縮特性と粒子破碎

図-10 (a) には不攪乱試料の一次元圧縮曲線の一例 (B地盤,  $\delta = 90^\circ$ ) が  $e \sim \log \sigma'_v$  空間で示されているが、圧縮傾向が変化する降伏点 ( $p_c$ ) が存在し、この変化点は試料の応力履歴によるものではなく粒子破碎に関連したものとされる<sup>8)</sup>。Casagrandeの方法を用いて6本の



(b) 等方圧縮曲線とせん断残留時の間隙比

図-10 スコリアの圧縮曲線

圧縮試験結果より  $p_c$  を求めてみると、A地盤で  $p_c = 3234, 4214 \text{ kPa}$ 、B地盤で  $3626, 4900 \text{ kPa}$ 、C地盤で  $3136, 2842 \text{ kPa}$  となり、3地盤間の大小関係ではB地盤の  $p_c$  が最も大きく、測定  $N$  値や原位置相対密度とは必ずしも単純な傾向とはなっていない。一方、Hardin<sup>7)</sup> の提案する間隙比の逆数と鉛直圧力の0.5乗との直線関係からかい離する応力を粒子破碎開始応力 ( $\sigma_b$ ) と見なすと、A地盤では  $\sigma_b = 2107, 1107 \text{ kPa}$ 、B地盤で

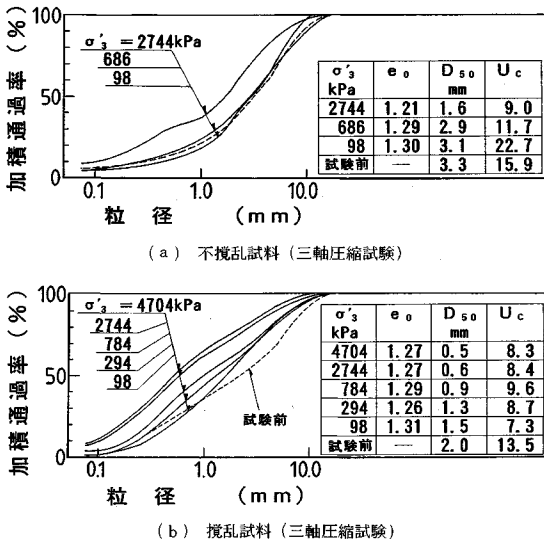


図-11 せん断履歴に伴う粒度分布の変化

3 528, 3 205 kPa, C 地盤で1 325, 1 225 kPaと各地盤の大小関係は  $p_c$  と同様であるが、値そのものは  $p_c$  より小さく、三浦ら<sup>10)</sup> のいう 1 000~3 000 kPa の範囲に近い。また最急勾配を圧縮指数  $C_c$  と見なせば、A 地盤が 0.16, 0.16, B 地盤が 0.22, 0.08, C 地盤で 0.30, 0.27 と大きく、粘土の  $C_c$  とほぼ同程度の値となっているが、これは三浦ら<sup>10)</sup>, Airey ら<sup>11)</sup> も指摘したことである。

一方、図-10 (b) には、等方圧縮試験結果、および三軸・平面ひずみ圧縮試験における圧密終了時の間隙比 ( $e_c$ ) と残留時の間隙比 ( $e_r$ ) を攪乱・不攪乱試料について平均有効主応力  $p'$  の対数に対してプロットしてある。まず不攪乱試料と攪乱試料との初期間隙比の違いについて指摘しておく。これは原位置相対密度が 100% 以上であることに起因しているが、圧密圧力の増大とともにその差は減少し、 $p' = 4 704$  kPa ではほぼ等しい間隙比となっている。不攪乱試料を用いた等方圧縮試験で得られた圧縮曲線はなだらかで、当然ながら不攪乱試料のせん断試験前のデータとほぼ同じで、最急勾配でも  $C_c = 0.073$  と小さい。これは最大の  $p'$  が 2 744 kPa と  $p_c$  あるいは  $\sigma_0$  に比較して十分大きくないため、Hardin<sup>7)</sup> は圧縮勾配は圧力の増大につれシルト材料の圧縮曲線に漸近するとしており、等方圧縮曲線はその過渡的位置に留まっていると考えられる。それに比較し、せん断試験での残留時の間隙比は初期間隙比に依らず、ほぼ  $e \sim \log p'$  空間で直線関係が成立し、その勾配は 0.25 と一次元圧縮曲線から得られた  $C_c$  に近く、一つの限界状態曲線を示すものと理解できよう。不攪乱試料が限界状態曲線の左側、すなわち dry 側であるのは  $p'$  が 700 kPa 以下であり、この応力値が応力~ひずみ挙動の変化点とほぼ対応している。

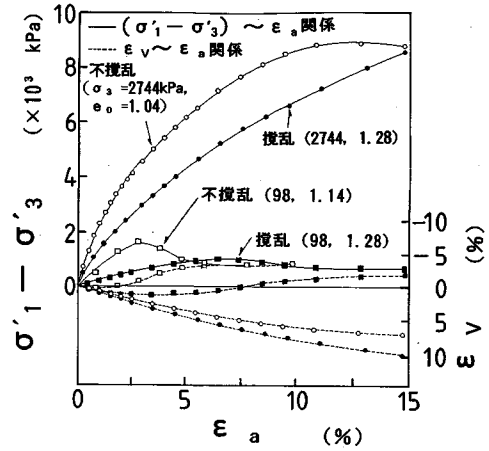


図-12 攪乱の応力~ひずみ挙動に及ぼす影響

粒子破碎の程度をせん断試験前後の粒径加積曲線の変化から調べたのが図-11 であり、図-11 (a) に不攪乱試料の三軸圧縮試験での結果、図-11 (b) に攪乱試料の三軸圧縮試験からの結果を示した。三軸不攪乱試料では、拘束圧が 686~2 744 kPa の間で平均粒径が急減しており、そのとき試料が経験した最大主応力比は 3.95~4.75 であった。一方攪乱試料を用いた三軸圧縮試験からも、平均粒径の急減は拘束圧で 784~2 744 kPa の応力を挟む範囲であり、そのときの最大主応力比は 3.86~5.42 の範囲であった。

(3) 攪乱の影響と粘着力成分の動員・劣化

B 地盤試料 ( $\delta = 90^\circ$ ) について低拘束圧  $\sigma'_3 = 98$  および高拘束圧 2 744 kPa の平面ひずみ圧縮試験で得られた応力~ひずみ曲線を不攪乱、攪乱試料と比較した結果が図-12 である。低拘束圧でのデータを見ると、主応力差のピーク強度値は不攪乱試料が攪乱試料の 1.6 倍大きい、軸ひずみ 10% を越える残留状態での主応力差はほぼ一致している。一方、高拘束圧では不攪乱・攪乱試料ともに明確なピークが現れないが、両者の主応力差は試験終了時の軸ひずみ 15% 付近ではほぼ一致する。このように応力~ひずみ挙動に及ぼす攪乱の影響は、拘束圧の違いによっても変化する。不攪乱・攪乱試料の発揮される強度の差がすべてセメンテーションによる粘着力成分に起因すると仮定すれば、大きなせん断変形を与えることにより粘着力成分は消滅され、それ以降では攪乱・不攪乱の挙動の差異が現れなくなることが推論される。

体積ひずみ挙動についても主応力差挙動と同様に圧力レベルによる違いが明瞭である。低拘束圧では攪乱試料は主応力差のピーク時までは体積収縮を示し、ピーク後は体積膨張を示す。一方不攪乱試料は、軸ひずみ 2% までに若干の体積収縮を示すが、それ以後は体積膨張を示しており、残留強度を示す部分では体積変化をほとんど

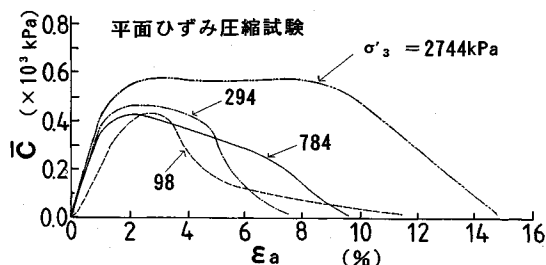


図-13 粘着力成分の動員と劣化 (平面ひずみ)

生じていない。また、高拘束圧の場合には、不攪乱と攪乱試料での体積ひずみの差はなく、全域にわたりほぼ同様な体積収縮の傾向を示している。

粘着力成分の動員・劣化過程を定量的に表現する方法として、不攪乱と攪乱の主応力差の差そのものを粘着力成分に依るものとする整理方法<sup>19)</sup>もあるが、ここでは以下のような整理を試みる。まず攪乱試料の作成過程からして攪乱試料には、セメンテーションに基づく粘着力成分は存在せず、攪乱試料のせん断強度はすべて摩擦力成分によると考える。そしてある軸ひずみで動員される摩擦力成分は試料の攪乱の程度には依存しないとの仮定のもとに、スコリア不攪乱試料の粘着力成分を計算し、軸ひずみに対してプロットしたものが図-13 (平面ひずみ)である。なおここから求まる粘着力成分、摩擦力成分をそれぞれ  $\bar{c}$ 、 $\bar{\phi}$  とし、後の強度定数 ( $c'$ 、 $\phi'$ ) と区別することにする。 $\sigma'_3=784$  kPa までは、拘束圧に依らず  $\bar{c}$  はほぼ 2% でピーク値 ( $\bar{c}=400\sim 500$  kPa) に達し、その後拘束圧が増大するにつれてピーク値を保つ高原状の範囲が 4~6% まで増加するが、いずれも 8~12% で  $\bar{c}$  は完全に消滅する結果となり、残留時では粘着力成分  $c'$  がほぼゼロとする従来からの指摘<sup>20)</sup>と符合する。Frydman<sup>27)</sup> のカーボナイト砂のデータでも 2% 以内で  $\bar{c}$  が完全動員され、これ以降  $\bar{\phi}$  が次第にモビライズされる結果が報告されている。しかし  $\bar{c}$  のひずみによる劣化傾向は Ooi ら<sup>28)</sup> の指数関数的に減少する傾向とは異なり、一時高原状態を経て減少する形状となっている。

(4) Rowe のストレス・ダイレイタンス関係

破壊時の主応力比 ( $R_{max}=(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ) とダイレイタンス (三軸圧縮:  $D=-2d\epsilon_3/d\epsilon_1$ , 平面ひずみ:  $D=-d\epsilon_3/d\epsilon_1$ ) との直線関係は、広範囲の粒状材料・変形拘束条件下で成立することが認められている。さらに、この関係は粒子破砕が生じる応力範囲に広げても成立することが示されている<sup>9)</sup>。スコリア試料の  $R\sim D$  関係を不攪乱・攪乱両試料の三軸・平面ひずみ圧縮試験データについて図-14 に示した。図中には、比較のために豊浦砂のデータ<sup>13)</sup>も併せて示している。これからスコリアについても  $R\sim D$  の直線関係はほぼ成立し、その傾き  $K$  値は三軸の方が小さく三軸が 5.4、平面ひずみが

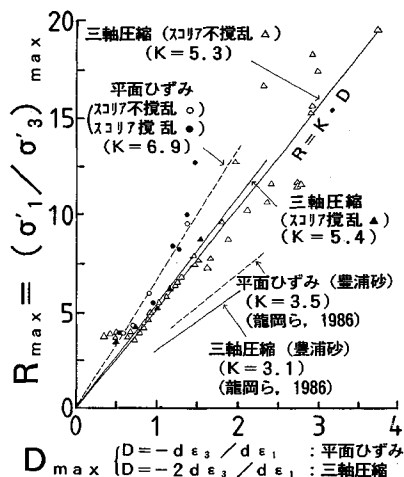


図-14 Rowe のストレス・ダイレイタンス関係

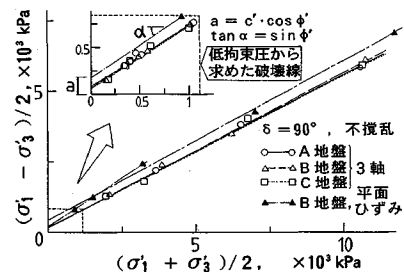


図-15 主応力差最大時の破壊包絡線

6.9 である。これらは豊浦砂のデータと傾向は同じものの、値は 75~100% 程大きくなっている。しかし、高拘束圧下では直線性が崩れる傾向が認められ、その主応力比は 3 程度である。

(5) 強度定数

図-15 に、 $\delta=90^\circ$  試料について、不攪乱試料の三軸・平面ひずみ圧縮試験の、すべての主応力差最大時のモール円の頂点のデータをプロットした。これから破壊点はモール・クーロンの直線破壊線には載らず、応力レベルの増大につれ強度増加傾向が減少することは、前報<sup>6)</sup>でも指摘したとおりである。不攪乱試料の粘着力の精度よい評価には低応力範囲のデータに基づくのが適当と判断され、 $\sigma'_3 < 294$  kPa の範囲から求めた強度定数は、それぞれ A 地盤  $c'=115$  kPa,  $\phi'=39.7^\circ$ , B 地盤  $c'=97$  kPa,  $\phi'=41.9^\circ$ , C 地盤  $c'=83$  kPa,  $\phi'=41.9^\circ$  となった。したがって、対象スコリアは不攪乱状態ではいずれの地盤も約 100 kPa の粘着力を有していると判断され、この粘着力の値のオーダーはわが国の不攪乱砂れき試料の過去の報告<sup>16), 25)</sup>とときわめて近い値となっている。平面ひずみ圧縮試験での  $\sigma'_3 < 784$  kPa 以下のデータからは  $c'=249$  kPa,  $\phi'=44.5^\circ$  となり、粘着力で約 2.5 倍、内部摩擦角で 8% 三軸圧縮より大きい結果となった。



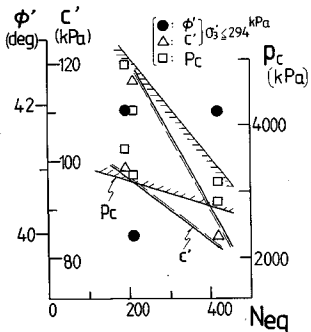


図-16  $N$ 値と力学定数の相関

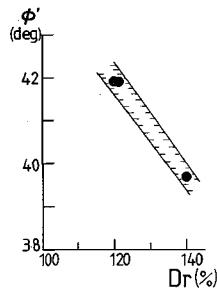


図-17  $D_r$ と $\phi'$ の相関

全ての応力範囲で最小自乗法により  $\delta=90^\circ$  試料の一組の強度定数を求めてみると、三軸圧縮では A 地盤が  $c'=194$  kPa,  $\phi'=33.1^\circ$ , B 地盤が  $c'=191$  kPa,  $\phi'=33.3^\circ$ , C 地盤が  $c'=175$  kPa,  $\phi'=33.7^\circ$ , 平面ひずみ圧縮では B 地盤で  $c'=497$  kPa,  $\phi'=34.6^\circ$  なる値が得られる。この結果、通常実務で行われるように全応力レベルをカバーして一組の強度定数で表示した場合、A, B, C 地盤ごとの差異は少なく、また現場で測定された  $N$  値の違い、 $D_r$  の値の違いによらず、三軸圧縮より求めた摩擦角は  $33^\circ\sim 34^\circ$  の範囲であり、これは平面ひずみの値より数 % しか小さいにすぎない。内部摩擦角に与える変形拘束の影響が拘束圧の増大に伴い減少すること、並びに内部摩擦角の応力依存性が伺える。

(6) 工学指標と力学定数の相関

多くの基礎設計の実務では、不攪乱試料の力学試験を実施せずに、原位置試験データとの相関で力学定数を決定することがしばしば行われる。わが国で最も用いられているのが  $N$  値との相関であろう。図-16 には、換算  $N$  値 ( $N_{eq}$ ) と今回得られた各力学定数との相関図を示している。これより  $\phi'$  は  $N_{eq}$  値に依らずほぼ一定で有意な相関はなく、 $c'$ ,  $p_c$  は逆相関を有する結果となっている。また図-17 には、不攪乱供試体の相対密度と  $\phi'$  との関係を示しているが、相対密度の増大が  $\phi'$  の増大に結びつかない結果となっている。

ここで示した事例はデータ数がきわめて少なく統計処理に耐えるものではないが、少なくとも慣用相関式を無批判で用いることを警告するものであり、特に今回調査の対象としたスコリア層については  $N$  値、 $D_r$  の相関が有効には利用できない例であることに注意すべきである。

6. 結 論

今回対象とした不攪乱スコリアについての知見をまとめると、以下のとおりである。

(1) 地表面下 20~27 m から採取された不攪乱スコリアは原位置間隙比が 1 を越えるが、相対密度は 100%

を越える密な状態で堆積している。

(2) 不攪乱スコリアの静的挙動は、試料成形時の凍結・融解履歴の影響をあまり受けない。

(3) 低拘束応力下の三軸圧縮試験から、不攪乱スコリアは 100 kPa 程度の粘着力を有すると判断される。

(4) 拘束圧 700~1500 kPa を挟んで、不攪乱スコリアの応力~ひずみ関係は、brittle な挙動から plastic な挙動へと変化する。またそれに伴い、三軸圧縮と平面ひずみ圧縮試験での挙動の差異が減少する。

(5) 軸ひずみ 5% 程度までは応力~ひずみ関係に有意な差が認められ構造異方性の存在が明らかであるが、ピーク後の残留状態での主応力差の差異は小さい。

(6) せん断試験前後での粒度分布変化をみると、拘束圧 700 kPa 程度で粒子破砕が増大する。

(7) 不攪乱試料と攪乱試料の応力~ひずみ関係の差から、粘着力成分は軸ひずみ約 2% でピークに達し、約 8% ではほぼ完全に消滅すると判断される。

(8) 換算  $N$  値、相対密度と力学定数 ( $c'$ ,  $\phi'$ ,  $p_c$ ) との相関は確認されない。

謝辞：実験に際して住友建設技術研究所 上原精治氏、元宇都宮大学学部生の半田博之氏（現・松尾橋梁）および成瀬真勝氏（現・茨城県庁）の協力を得た。また大成建設技術研究所 末岡徹博士からは貴重な文献をご提供頂いた。以上の方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 例えば片岡哲之ら：礫質地盤における凍結サンプリング法の適用性，土質工学会，昭和60年度サンプリングシンポジウム，pp. 33-40, 1985年。
- 2) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. : The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks, Geotechnique, 40, No.3, pp.467~488, 1990.
- 3) 土田孝・小林正樹・水上純一・田中政典：高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現，港湾技術研究所報告，28巻，1号，1989年。
- 4) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. : Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.93~104, 1989.
- 5) Ishihara, K. and Hsu, H.L. : Considerations for landslides in natural slopes triggered by earthquakes, Proc. of JSCE, No.376, pp.1~16, 1986.
- 6) 前田良刀・日下部治・大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集，No. 430, pp. 97~106, 1991年。
- 7) Hardin, B.O. : 1-D strain in normally consolidated cohesionless soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113, No.GT12, pp.1449~1467, 1987.
- 8) 三浦哲彦・山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響，土木学会論文報告集，第260号，pp.109~118, 1977年。

- 9) Miura, N. and O-hara, S. : Particle-crushing of a decomposed granite soil under shear stresses, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.3, pp.1~14, 1979.
- 10) 三浦哲彦・村田秀一・安福規之・赤司六哉: 粗粒材の材料定数と応力ひずみ特性, *土と基礎*, Vol.33, No.6, pp.13~18, 1985年.
- 11) Airey, D.W., Randolph, M.F. and Hyden, A.M. : The strength and stiffness of two calcareous sands, *Engineering for Calcareous Sediments*, ed. Jewell and Andrews, Balkema, pp.43~50, 1988.
- 12) 安福規之: 広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究, 九州大博士論文, 1990年.
- 13) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. : Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.65~84, 1986.
- 14) Oda, M. : Anisotropic strength of cohesionless sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.107, No.GT9, pp.1219~1231, 1981.
- 15) 木村孟・斉藤邦夫・日下部治・司代明: 砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について, *土木学会論文報告集*, 第319号, pp.105~113, 1982年.
- 16) 玉置克之ら: 洪積砂れき試料の静的強度変形特性, 第22回土質工学研究発表会, pp.339~340, 1987年.
- 17) 龍岡文夫・黄景川・上原精治・前田良刀: 不攪乱二次堆積しらすの平面ひずみ圧縮試験, *土と基礎*, Vol.36, No.4, pp.57~62, 1988年.
- 18) 落合英俊・棚橋由彦: 構造異方性をもつ砂の三次元強度特性, *土木学会論文報告集*, 第339号, pp.147~154, 1983年.
- 19) Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S. : Cemented sands under static loading, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.107, No.GT6, pp.799~817, 1981.
- 20) O'Rourke, T.D. and Crespo, E. : Geotechnical properties of cemented volcanic soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.10, pp.1126~1147, 1988.
- 21) Hull, T.S., Poulos, H.G. and Alehossein, H. : The static behaviour of various calcareous sediments, *Engineering for Calcareous Sediments*, ed. Jewell and Andrews, Balkema, pp.87~96, 1989.
- 22) 安原一雄・長尾哲・新井勇: ローム質スコリアの物理, 力学的性質について, 第21回土質工学研究発表会, pp.471~472, 1986年.
- 23) 三浦清一・宮永孝志: 乱さない火山灰質粒状体の変形・強度特性, 第24回土質工学研究発表会, pp.553~556, 1989年.
- 24) 磯崎真一・新田登・宮永孝志: 火山灰土の排水せん断挙動, 第25回土質工学研究発表会, pp.537~540, 1990年.
- 25) 小林正邦ら: 不攪乱砂礫試料の力学特性について, 第25回土質工学研究発表会, pp.555~556, 1990年.
- 26) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others), *Proc. ICSMFE, Moscow*, Session 4, pp.111~159, 1973.
- 27) Frydman, S. : Effect of confining pressure on Israeli calcareous sands, *Proc. of 8th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, pp.167~171, 1987.
- 28) Ooi, L.H., Carter, J.P. and Boey, C.F. : Modelling the cyclic loading behaviour of calcarenite interfaces, *Engineering for Calcareous Sediments*, ed. Jewell and Andrews, Balkema, pp.119~127, 1988.
- 29) Wroth, C.P. : In-situ measurement of initial stresses and deformation characteristics, *Proc. of Spec. Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, pp.181~230, 1975.
- 30) Frydman, S. et al. : Liquefaction study of cemented sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.275~297, 1980.
- 31) Yoshimi, Y., Hatanaka, M and Oh-oka, H. : Undisturbed sampling of saturated sands by freezing, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.3, pp.59~73, 1978.
- 32) Skempton, A.W. : Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, 14, pp.77~102, 1964.

(1991.6.12 受付)

## STRENGTH-DEFORMATION CHARACTERISTICS OF AN UNDISTURBED SCORIA AND EFFECTS OF SAMPLE DISTURBANCE

Osamu KUSAKABE, Yoshito MAEDA,  
Masatoshi OHUCHI and Toshiyuki HAGIWARA

Blocks of undisturbed sample of scoria were procured from the construction site of a pneumatic caisson. A series of triaxial, plane strain compression tests was carried out for the scoria both in undisturbed and disturbed states. The results showed that (1) the undisturbed scoria is highly compacted with a relative density of more than 100 %, and an apparent cohesion of about 100 kPa, (2) the behaviour of the scoria changes from that of a dilatant brittle material to that of a plastic material in the confining pressure range of 700 to 1500 kPa, exhibiting volume reduction with particle crushing, (3) the difference in behaviour between triaxial and plane strain compression tests gradually diminishes with an increase in confining stress, (4) the cohesion term mobilizes to the full at the axial strain of 2 % and is destroyed at about 8 % of the axial strain.