

# 埼玉県鴻巣市における綾瀬川断層の被覆層の 50 m ボーリング, PS 検層および三軸圧縮試験結果

## Borehole drilling, PS logging and triaxial shear test of Quaternary deposits near the Ayasegawa fault in Kounosu city, Saitama prefecture

吉見雅行<sup>1</sup>・竿本英貴<sup>2</sup>

Masayuki Yoshimi<sup>1</sup> and Hidetaka Saomoto<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> 活断層研究センター (Active Fault Research Center, GSJ/AIST, yoshimi.m@aist.go.jp)

**Abstract:** We conducted a borehole drilling (depth: 50 m), all core sampling, PS logging, standard penetration test and soil tests at the north of the Ayasegawa fault in Kounosu city, Saitama prefecture. P- and S-wave velocity profile were obtained at 1 m intervals in the depth range from 1 to 51 m. N-values were obtained at 1 m intervals in the depth range from 1 to 21 m. Shear strength of soils were measured with the triaxial compression test for six undisturbed samples; three of them were sandy soil and consolidated-drained test (CD) was applied, the others were cohesive soils and consolidated-undrained test (CU) was applied.

**キーワード:** PS 検層, 土質試験, 三軸圧縮試験, ボアホール, 標準貫入試験, 鴻巣市, 綾瀬川断層  
**Keywords:** PS logging, soil tests, triaxial shear test, borehole, standard penetration test, Kounosu City, Ayasegawa fault

### 1. はじめに

綾瀬川断層は関東平野北西部に位置する北西-南東走向の活断層である。首都圏に最も近接する活断層のひとつであり、首都圏の地震防災にとって当断層の活動による地震動や地表変形の評価が重要である。

埼玉県鴻巣市下川面より北本市深井二丁目付近に至る反射法地震探査により、水平に堆積する堆積層が元荒川低地にて東に傾斜し、やがてほぼ水平になる単斜構造が明らかにされた(石山・他, 2005)。この単斜構造は地表付近まで達していることから、将来の綾瀬川断層の活動によって地表が変形する可能性がある。元荒川低地には鉄道、主要幹線道路、新幹線等のインフラや多数の構造物が存在しており、地表の変形形態によってはこれらの構造物に影響が及ぶ。

そこで、断層変位による地表変形の評価を目的とし、撓曲構造が確認された埼玉県鴻巣市上谷の既存群列ボーリング測線の延長上にて、深度 20 m の標準貫入試験、および深度 50 m のオールコアボーリング、PS 検層、および採取試料を対象とした土質試験(物理試験および三軸圧縮試験)を実施し、断層被覆層の物性を調べた。本稿では、調査の概要および調査結果を報告する。

### 2. 調査概要

#### 2.1 調査位置

石山・他(2005)による群列ボーリングおよび反

射法地震探査測線上を調査位置とした(第1図)。対象点は綾瀬川断層の下盤側に位置し、想定断層線からの距離はおよそ 500 m である。KM-E では標準貫入試験を実施し、KM-D ではオールコアボーリングおよび PS 検層を実施した。KM-D と KM-E は同一の田圃内に位置し、水平距離は約 2 m である。なお、KM-D の標高は +13.92 m (T.P.) である

#### 2.2 調査実施機関

標準貫入試験、オールコアボーリング、PS 検層および土質試験は株式会社基礎地盤コンサルタンツに依頼した。

### 3. 調査方法

#### 3.1 標準貫入試験

標準貫入試験は JIS-A-1219 に準拠した。サンプラーを孔底に下ろし、ロッド上端のノッキングヘッドに質量 63.5 kg のハンマーを 75 cm の高さから自由落下させてサンプラーを貫入させる。15 cm 貫入するまで予備打ちした後、さらに 30 cm 貫入させるのに要する打撃回数(N 値)を記録する。さらに 5 cm の後打ちを行い試料を採取する。打撃回数の上限は 50 回とする。この試験を深度 1 m 毎に実施した。

#### 3.2 ボーリング調査

ボーリング調査は、断層被覆層の地質構成および土質特性を詳細に把握するため、採取率 90% を目標としたオールコアボーリングとした。コア径 80 mm

以上の不攪乱試料を採取するため、掘削口径は116 mmとし、ロータリー式三重管サンプラーにより塩化ビニル製パイプにコア径83 mmの試料を採取した。

採取したコア試料は土質試験に供するものを除き、塩化ビニル製パイプごと半割にし、長さ1 m、3本入りのコア箱に入れ、写真撮影および詳細な肉眼観察を行い、柱状図を作成した。

### 3.3 PS 検層

KM-Dにおけるボーリング孔を用いPS検層を実施した。本調査では、孔内起振受振方式の音波検層であるサスペンション法(狐崎ほか, 1975)を用いた。この方法は、起振装置と2つの受振器が組み込まれたゾンデを水で満たされた孔内に入れ、起振装置で発生した弾性波が受振器で記録される時間差から区間速度を測定するものである。本測定では受振器間隔1 m、ソレノイドコイル型打撃板衝突式の起振装置が組み込まれたゾンデ(OYO製MODEL-3302)を用い、1 m毎の区間速度を測定した。なお、検層に際しては、コアを取得した最大深度までの検層が行えるようボーリング抗を必要量掘進した。

### 3.4 土質試験

不攪乱試料より供試体を作成し、三軸圧縮試験および物理試験(地盤工学会, 2000)を実施した。三軸圧縮試験の測定条件は、砂質土および砂質シルト土に対しては圧密排水条件(地盤工学会標準JGS 0524-2000)、粘性土あるいは粘性シルト土には間隙水圧測定付きの圧密非排水条件(JGS 0523-2000)とした。試験結果に基づき、内部摩擦角、粘着力、および応力-ひずみ関係を求めた。また、物理試験として、土粒子の密度試験(JIS-A-1202)、含水比試験(JIS-A-1203)、粒度試験(JIS-A-1204)、液性・塑性限界試験(JIS-A-1205)および土の湿潤密度試験(土質工学会標準JSF-T-191)を実施し、コア試料の物理特性を調べた。

本調査では同一の地層から複数の供試体を作成して土質試験を実施する必要があるため、同一の土質が1 mは連続する地層を土質試験の対象として選定する必要がある。そこで、KM-E孔での標準貫入試験を実施した深度(21.0 m)以浅に対しては、標準貫入試験の取得試料に基づく土質柱状図を参考に土質試験の対象とする地層を選定した。また、それ以深では、まず、対象地点に最も近いKM-Aの土質柱状図で均質な土質がおよそ2 m以上連続する地層のなかから対象層を決めておき、コア試料を半割にする作業工程において、KM-Dの層序とKM-Aの層序の対応を確認しながら、砂質土あるいは粘性土が連続すると想定されるコア試料を土質試験用に抜き出した。抜き出したコア試料は半割にせず、密封したまま試験室に搬送した。

## 4. 調査結果

### 4.1 コア観察結果

KM-Dでのコア観察結果の概要を記す。なお、無水堀で確認した自然水位はGL -0.8 mであった。

地表~0.95 mは耕作土で、0.95~1.75 mはローム、1.75~2.35 mは有機質粘土、2.35~4.24 mは凝灰質シルト、4.24~4.87 mは粘土である。4.87~6.07 mはシルト質細砂~シルト混じり細砂を主体とする中間土、6.07~8.00 mは細~中砂を主体とし砂礫の薄層を挟む。8.00~9.20 mは礫混じり中砂・砂礫・中砂・礫混じり中~粗砂などからなるが、全体的に礫を多く含む砂質土の様相を呈す。9.20~13.75 mは砂礫・礫混じり中~粗砂などからなり、全体的に砂礫分を主体とする。礫は $\phi 20\sim 30$  mm、最大 $\phi 40$  mm程度で円礫から垂円礫を主体とする。13.75~14.30 mは固結シルト主体で細砂を挟在する。14.30~18.57 mは中砂~粗砂主体で、ラミナが多く認められる。所々 $\phi 2\sim 5$  mm程度の砂礫を混入する。18.57~22.60 mは粘土質シルトから砂質シルトからなる粘性土が主体である。上部は20.0 mまで砂分が少なく腐植物、木片を点在する。20.0 m以深は微細砂分を多く含み、下部ほど微細砂分の混入が多い傾向が見られる。22.60~25.72 mは礫混じり粗砂主体で、 $\phi 2\sim 5$  mm程度の垂円礫を多く混入し、最大 $\phi 40$  mmのものも含まれる。25.72~26.45 mは砂質シルトからなる粘性土を主体とし、細砂の薄層を挟む。全体的に硬い。材片の混入が見られる。26.45~28.68 mは細砂~中砂~粗砂。下部ほど粗粒となる。27.6~27.9 m付近に $\phi 1$  mm程度の軽石を散在する。また、シルトを薄層あるいはレンズ状に挟在し、所々細礫を混入する。28.68~40.89 mは粘土質シルト~シルトからなる概ね均質な粘性土である。このうち、32.5 m以浅は炭化した木片を多く含む。28.77~28.94 m付近に生痕が認められる。33.0 m、33.78 mに灰白色貝殻片が混入する。また、34.15~34.20 m、36.0~36.6 m、37.27~37.60 m、40.4~40.89 mには灰白色粘土が点在する。38.05~38.28 m、40.0~40.89 mに生痕様のパイプ状構造が認められる。40.89~46.81 mはシルトを主体とするが、所々細砂、微細砂を互層状あるいはパッチ状に混入し土質は一定しない。挟在砂は上方粗粒化を示すものが多く認められる。所々炭化物の混入も見られる。45.93~46.9 mには灰白色シルトを挟在する。46.81~49.13 mは細砂~中砂主体。47.5 m付近に微細砂とシルトの薄層を挟在する。また48.13~48.18 mに材片を混入する。49.13~50.35 mはシルト~砂質シルトからなる粘性土を主体とする。上位の砂層との境界は明瞭で上位層による削り込みが見られる。細砂から微細砂の薄層を挟在する。 $\phi 3\sim 5$  mm程度の材片を混入する。

### 4.2 PS 検層および標準貫入試験結果

PS 検層はKM-D孔にて実施し、地下1 mより

51 m まで, 1 m 間隔の P 波速度, S 波速度を得た. 標準貫入試験は KM-E にて実施し, 地下 1 m から 20 m までの区間で 1 m 毎の N 値を測定した. KM-D と KM-E との水平距離は約 2 m であり, ほぼ同一の土質構成である. 標準貫入試験の採取試料は, KM-D の同一深度の試料とほぼ同等の土質であった.

PS 検層結果, 標準貫入試験結果, および柱状図を第 2 図に示す. S 波速度, P 波速度は土質に対応した値を示している. すなわち, 表土, 腐植物を多く含む粘性土, 粘性土で小さい値を示し, 砂質土, 特に粒径の大きい砂質土で大きな値を示す. 表層の S 波速度は 100 m/sec 未満である. 深度 10 m 程度までは粒径の増大と共に S 波速度, P 波速度が増加し, 深度 10~14 m の礫層では S 波速度は 400 m/sec 程度, P 波速度は 1800 m/sec 程度である. 深度 15~28 m では S 波速度は 330 m/sec, P 波速度は 1700 m/sec 程度であり, 深度 20 m 付近の粘性土部分では地震波速度はやや低下する. 深度 29~38 m の粘性土では S 波速度は 250 m/sec, P 波速度は 1600 m/sec 程度である. このうち上部の腐植物を多く含む層では P 波速度は 1500 m/sec 程度と小さな値を示す. 深度 38~46 m では地震波速度がやや増加し, S 波速度は 350 m/sec 程度である. 深度 48 m 付近の砂質土は S 波速度は 500 m/sec, P 波速度は 1700 m/sec 程度である. 深度 49 m 以深の粘性土では S 波速度は 300 m/sec 程度である.

N 値は地震波速度と同様の傾向を示し, 概して粘性土で小さく, 砂質土で大きい. なお, N 値が最大となる深度 (14 m) は固結シルト層に対応する.

#### 4.3 土質試験結果

土質試験の対象とした地層を第 2 図に赤線で示す. 上位, 中位, 下位それぞれから粘性土層と砂質土層を選定した. 採取深度が浅いほど若い試料番号としてあり, 1, 3, 5 が粘性土, 2, 4, 6 が砂質土である. 抜き出した不攪乱試料から供試体を作成し, 物理試験を行うと共に, 砂質土に対しては排水条件での三軸圧縮試験, 粘性土に対しては非排水条件での三軸圧縮試験を実施した. 三軸圧縮試験の拘束圧は有効土被り圧相当とした.

第 1 表に試験結果を, 第 3 図および第 4 図に主応力差-ひずみ関係を, 第 5 図に試験終了時の供試体の写真を示す.

それぞれの粘性土について, 試験を通じて得られた自然含水比  $w_n$ , 塑性限界  $w_p$ , および塑性指数  $I_p$  を用いて液性指数 ( $IL = w_n - w_p / I_p$ ) を求めると, 0.86 (TS-1), 0.24 (TS-3), 0.69 (TS-5) となる. これらの値より, TS-1 は, 液性限界に近い状態にあり, 攪乱を与えることで, 容易に液体状となることが予想される. また, TS-3 は, 塑性限界に近い状態にあり, 流動に対する抵抗が大きいといえる. 有効応力表示した内部摩擦角  $\phi'$  については, Ladd ら (Ladd *et al.*, 1977) は,  $\phi'$  と塑性指数  $I_p$  の関係を調べ,  $I_p$  の増加に伴って  $\phi'$  が

低下していく, という傾向を見出している. しかしながら, 今回の実験結果については, この傾向はあてはまらず,  $\phi'$  は  $I_p$  によらずほぼ一定の値となっている. 一方, 有効応力表示した粘着力  $c'$  については, 大きい順に TS-3, TS-5, TS-1 となっており, 液性指数の結果をある程度反映していると考えられる.

砂質土について, TS-2 と TS-6 の三軸試験結果は, ゆるい砂の典型的な主応力差-軸ひずみ関係を描いており, 軸ひずみの増加に伴って, 主応力差が単調に増加 (供試体の体積は単調減少) し, 破壊に至っている. また, 破壊時の供試体には, ほとんどせん断帯が入らず, 樽型に変形している. 一方, TS-4 については, 軸ひずみの増加に伴って主応力差が大きくなり, ピークを迎えて主応力差が減少する, という密な砂の応力-ひずみ関係の様相を呈している. 結果として, TS-4 の供試体は, せん断帯を伴った破壊形態となっている. 内部摩擦角は, 破壊形態に違いがあるものの, いずれの砂質土も 40 度近い値となっている.

#### 5. まとめと今後の課題

埼玉県鴻巣市の群列ボーリングおよび反射法地震探査測線上, 断層線から約 500 m 下盤側において, 20 m の標準貫入試験および 50 m のオールコアボーリング, PS 検層 (1 m 間隔), を実施し, P 波速度, S 波速度, 柱状図および N 値を得た. また, 50 m ボーリングの上位・中位・下位の粘性土と砂質土を対象に, 不攪乱試料を用いて物理試験および三軸圧縮試験を実施し, 土の物理特性および剪断強度, 変形特性を得た.

これらの測定結果と群列ボーリング結果を基に, 綾瀬川断層を横切る断面での断層被覆層の地盤モデルを作成し, 断層のずれによる地表変形の将来予測を行うことが今後の課題である.

#### 文 献

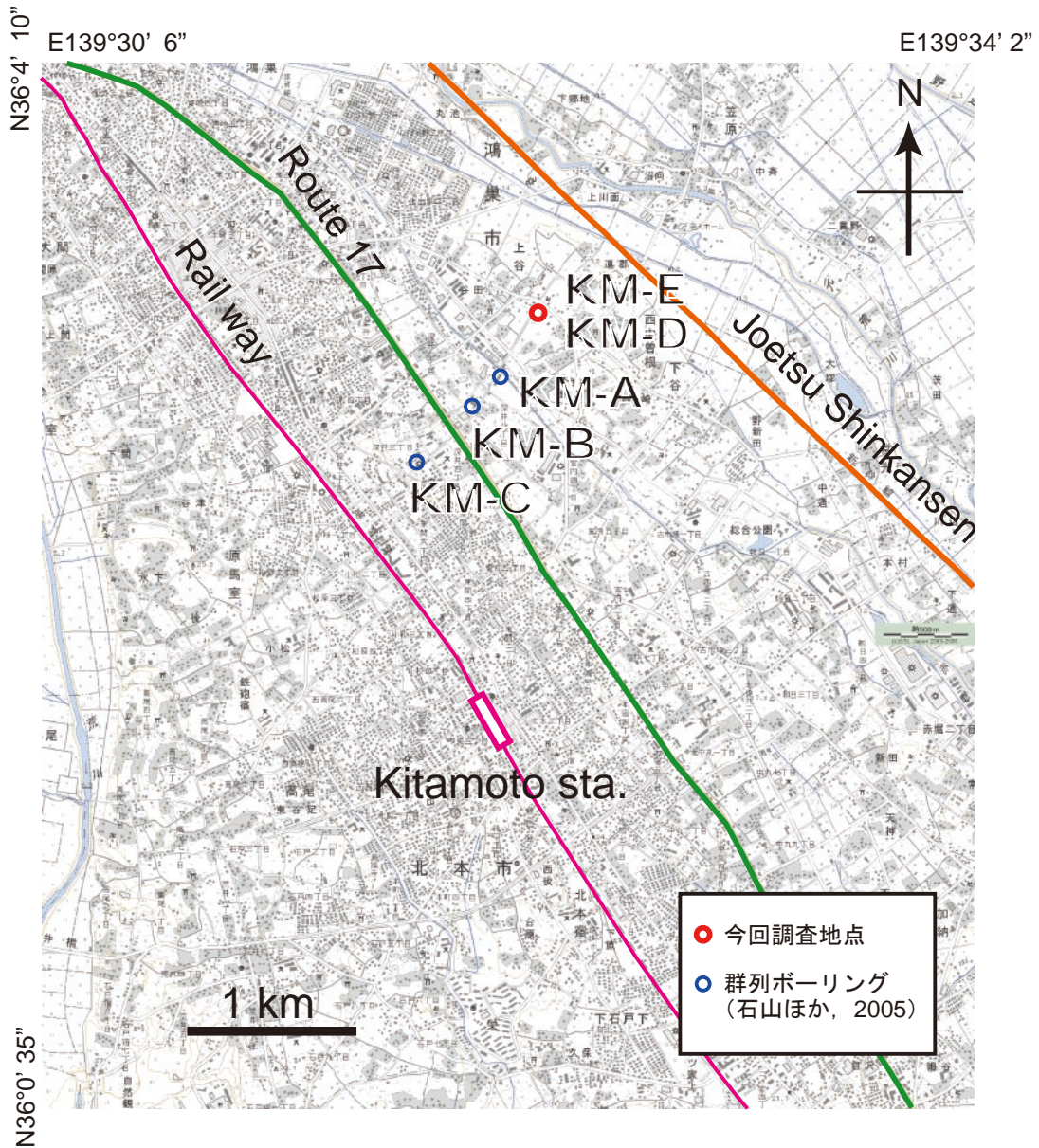
- 石山達也・水野清秀・杉山雄一・須貝敏彦・中里裕臣・八戸昭一・末廣匡基・細谷卓志 (2005) 変動地形・ボーリング・反射法地震探査により明らかになった綾瀬川断層北部の撓曲変形. 活断層・古地震研究報告, No. 5, 29-37.
- 地盤工学会 (2000) 土質試験の方法と解説 (第一回改訂版), 902p.
- 地盤工学会 (2004) 地盤調査の方法と解説, 956p.
- 狐崎長琅・中村研治・菊池真市 (1975) 漂遊型受震方式による S 波の検層 - (2) 基礎実験 -, 物理探査, 28, 22-32.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977) Stress-deformation and strength characteristics, SOA Report, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 4, 421-494.

(受付: 2006 年 8 月 23 日, 受理: 2006 年 9 月 13 日)

第1表 土質試験結果一覧表.  
Table 1. Soil test results.

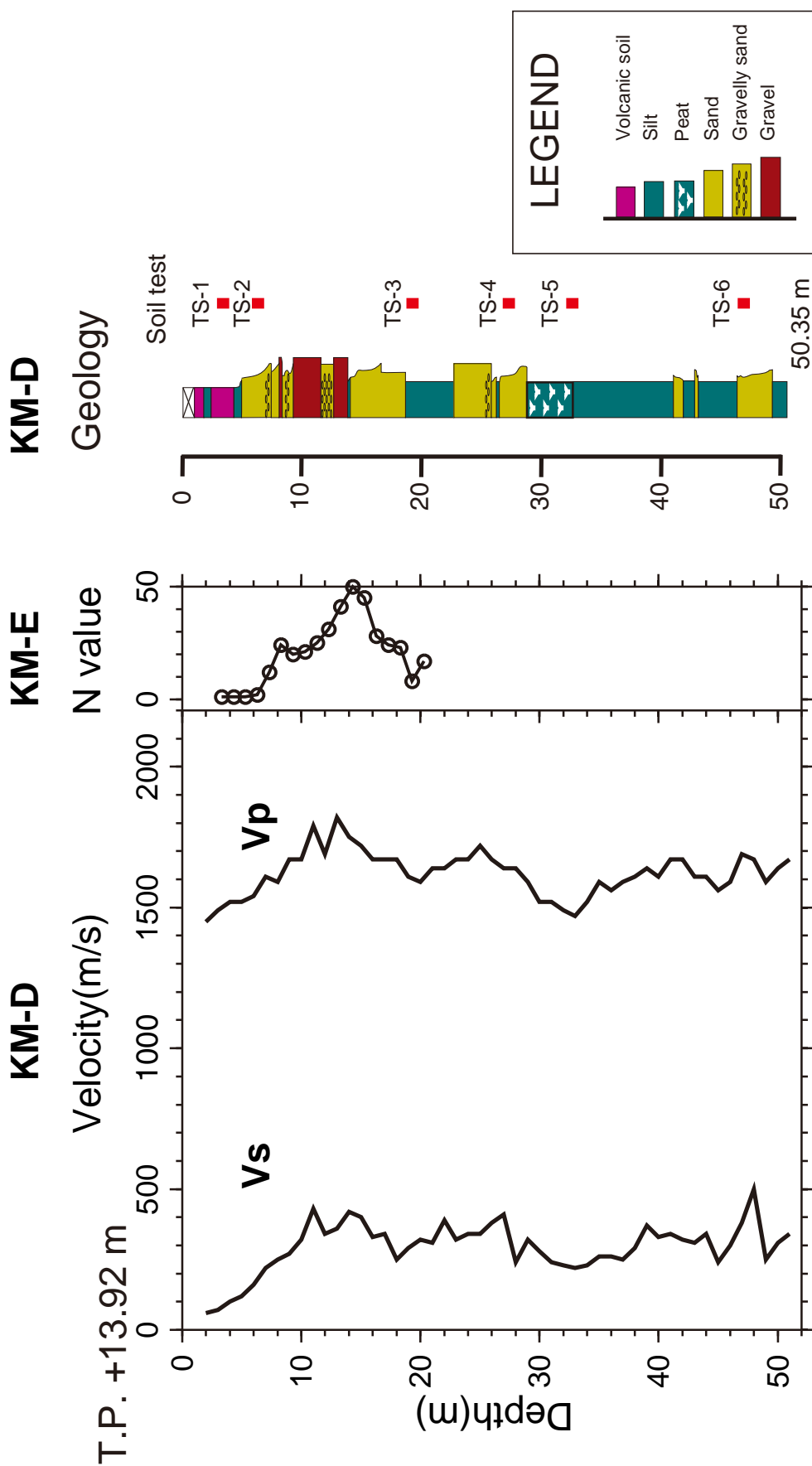
	TS-1	TS-2	TS-3	TS-4	TS-5	TS-6
Depth (m)	3.00-4.00	6.07-7.00	19.00-20.00	27.00-28.00	32.50-33.50	46.85-47.85
Soil property						
Wet density $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.250	1.846	1.675	1.872	1.544	1.975
Dry density $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.444	1.382	1.114	1.470	0.881	1.591
Particle density $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.556	2.821	2.584	2.720	2.661	2.903
Water content $w_r$ (%)	181.5	33.6	50.3	27.3	75.2	24.1
Void ratio $e$	4.757	1.041	1.320	0.850	2.020	0.825
Degree of saturation $S_r$ (%)	97.5	91.0	98.5	87.4	99.0	84.8
Grain size analysis						
Gravel; >75mm (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sand; 0.075-2mm(%)	0.0	62.9	23.2	97.6	5.8	73.1
Silt; 0.005-0.075 mm (%)	27.1	23.6	48.9	2.4	44.9	21.0
Clay; < 0.005 mm(%)	72.9	13.5	27.9		49.3	5.9
Maximum grain size (mm)	0.075	2.000	0.850	2.000	0.850	0.850
Uniformity coefficient $U_c$		56.69	20.76	2.39		15.55
$D_{50}$ (mm)	0.0023	0.1276	0.0163	0.2902	0.0051	0.1521
Consistency test						
Liquid limit $w_L$ (%)	199.8		98.8		93.0	
Plastic limit $w_p$ (%)	71.4		35.3		36.4	
Plastic index $I_p$	128.4		63.5		56.6	
Soil classification	Volcanic cohesive soil VH2	Fine-grained sand SF	Sandy clay CHS	Sand S	Sandy clay CH-S	Fine-grained sand SF
Triaxial test						
Test condition	CU*	CD**	CU	CD	CU	CD
Total stress	Cohesion $c$ (kN/m <sup>2</sup> ) Internal frictional angle $\phi$ (deg.)	7.3 15.8	128.1 15.9	6.9 37.5	77.8 14.8	10.3 38.1
Effective stress	Cohesion $c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) Internal frictional angle $\phi'$ (deg.)	5.6 38.4	77.3 38.2		59.3 32.5	

\* CU: Consolidated-undrained test, \*\*CD: Consolidated-drained test

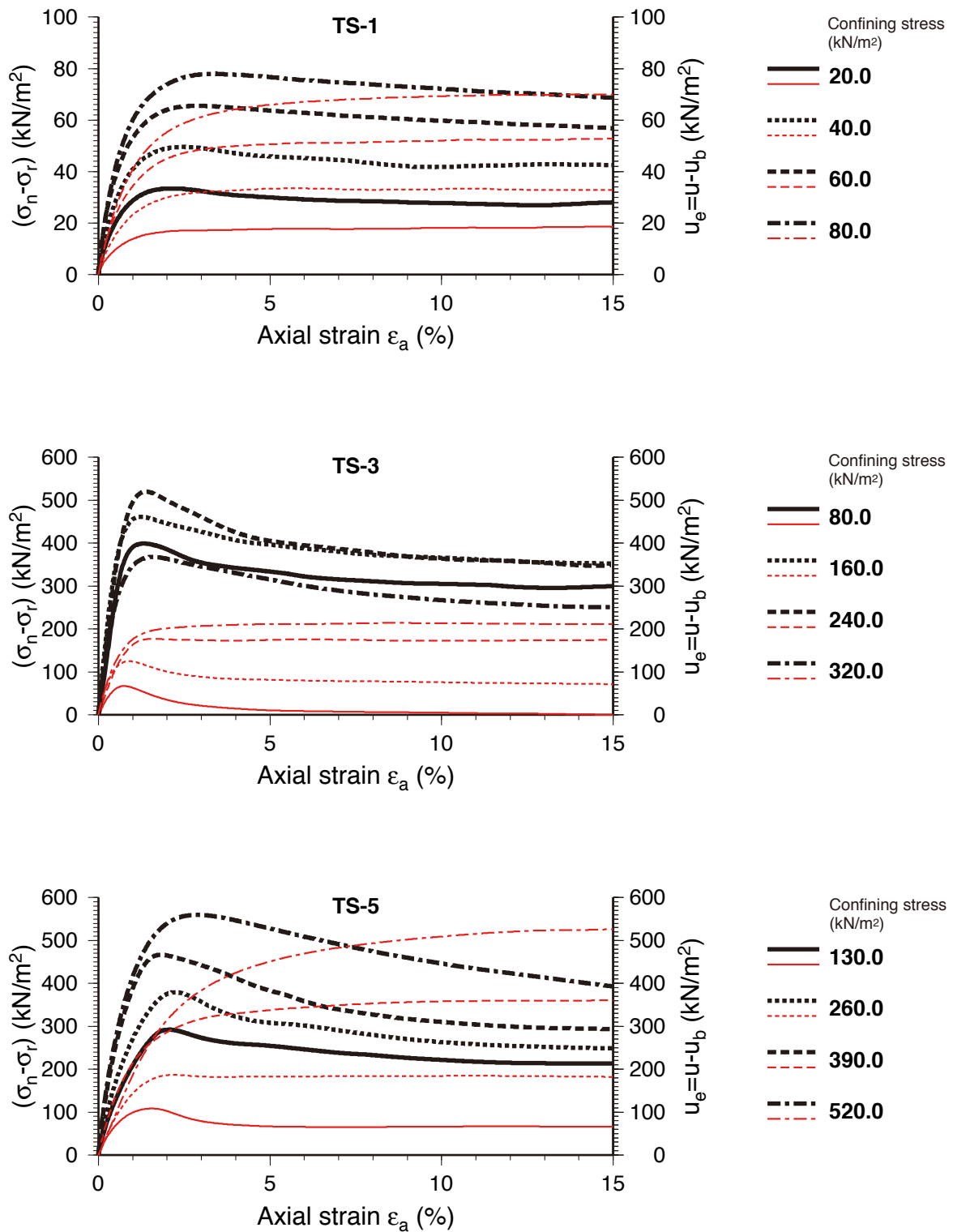


第1図. 調査位置図. KM-DとKM-Eは約2 m 離れている. KM-DではオールコアボーリングおよびPS 検層を, KM-Eでは標準貫入試験を実施した. KM-A, B, Cは石山ほか(2005)による群列ボーリングの掘削地点. 基図には国土地理院2万5千分の一地形図「鴻巣」を使用.

Fig.1. Map of borehole site. Distance between KM-D and KM-E is about 2 meter. All coring and PS logging were carried out at KM-D, and standard penetration test was done at KM-E. KM-A, B and C denote boreholes by Ishiyama *et al.* (2005).

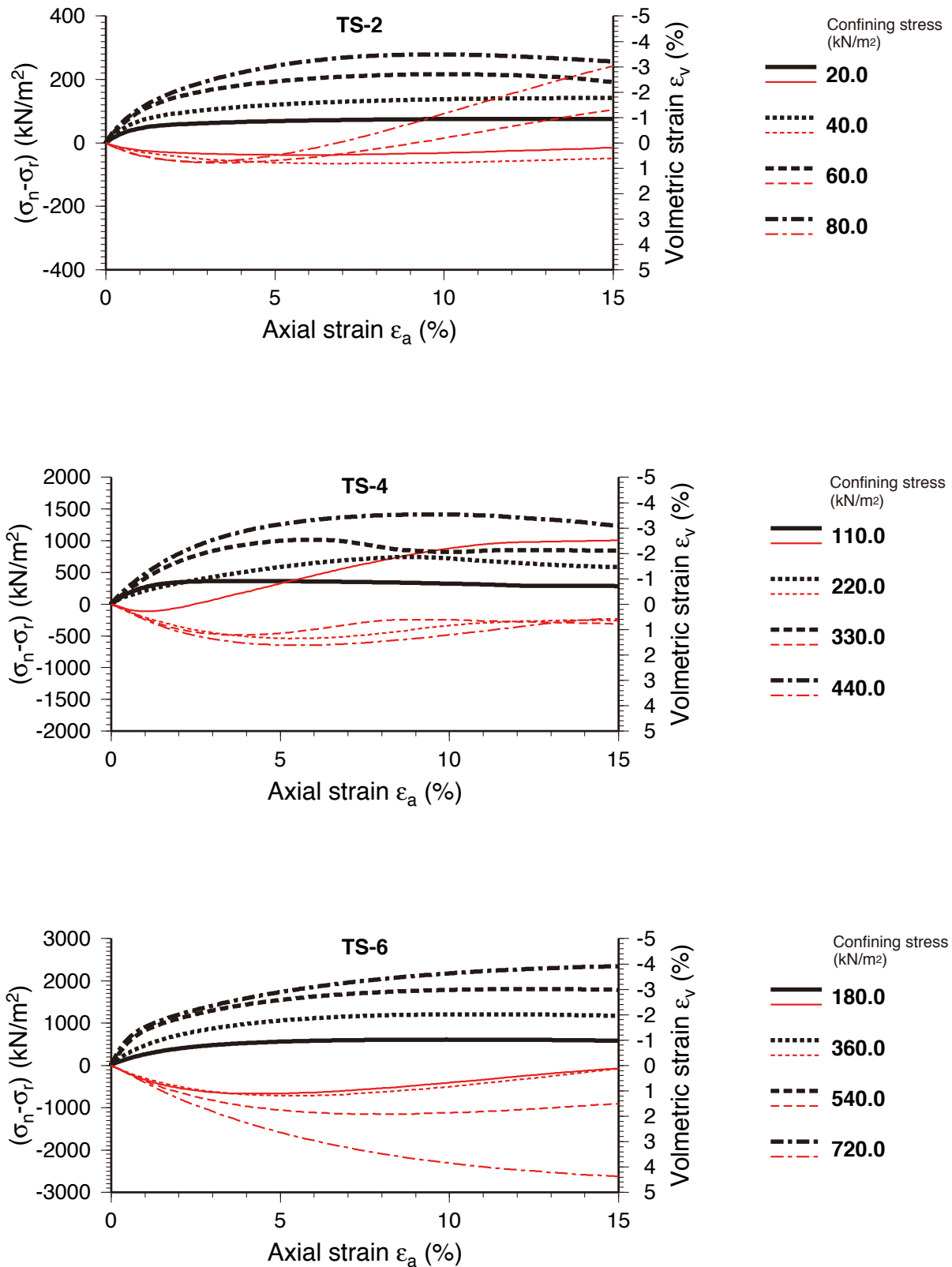


第2図. ボーリング KM-D の柱状図, PS 検層, および KM-E の N 値. 柱状図の右には土質試験試料の採取深度を赤四角で示した.  
 Fig. 2. Column diagram, P- and S-wave profiles of KM-D, and N-value profile of KM-E. Depths at soil test samples were taken are shown as red bars on the right side of the column diagram.



第3図. 粘性土の三軸圧縮試験 (CU) における主応力差  $(\sigma_n - \sigma_r)$  - 軸ひずみ  $\epsilon_a$  曲線 (黒線) および軸圧縮に伴う間隙水圧増分  $u_e$  - 軸ひずみ  $\epsilon_a$  曲線 (赤線)

Fig. 3. Results of consolidated undrained triaxial shear tests. Black lines show relation between principal stress difference  $(\sigma_n - \sigma_r)$  and axial strain ( $\epsilon_a$ ). Red lines show relation between axial strains ( $\epsilon_a$ ) and pore water pressure increments due to axial compression ( $u_e$ ).



第4図. 砂質土の三軸圧縮試験 (CD) における主応力差  $(\sigma_n - \sigma_r)$  - 軸ひずみ  $\epsilon_a$  曲線 (黒線) および体積ひずみ  $\epsilon_v$  - 軸ひずみ  $\epsilon_a$  関係 (赤線)

Fig. 4. Results of consolidated drained triaxial shear tests. Black lines show relation between principal stress difference  $(\sigma_n - \sigma_r)$  and axial strain  $(\epsilon_a)$ . Red lines show relation between volumetric strain  $(\epsilon_v)$  and axial strain  $(\epsilon_a)$ .





TS-1



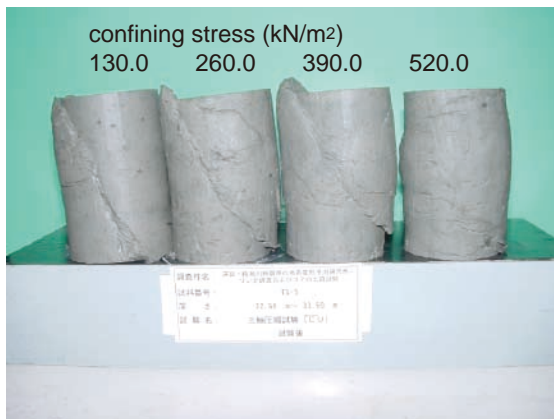
TS-2



TS-3



TS-4



TS-5



TS-6

第 5 図. 三軸圧縮試験後の供試体の様子.  
Fig. 5. Samples after triaxial test.