

埼玉県春日部市における超軟弱粘土の動土質工学的性質

Dynamic soil-engineering properties of ultra soft clay in Kasukabe

赤間 友哉¹、相場 壮剛¹、小田 匡寛^{1*}、竹村 貴人²、木村 克己²
Tomoya Akama¹, Masayosi Aiba¹, Masanobu Oda^{1*}, Takato Takemura², Katsumi kimura²

¹ 埼玉大学 工学部建設工学科

Department of Civil and Environmental Engineering, Saitama University

² 独立行政法人 産業技術総合研究所

National Institute of Advanced Industrial Science and Technology

Abstract

An earthquake causes serious damage to civil engineering structures, which cannot be avoided unfortunately in Japan. In 1923, Kanto earthquake caused extensive damage to Misato and Kasukabe districts, which are located in a central part of Nakagawa lowland in Kanto alluvial plain. Recently, it was reported that the seismic intensity in Nakagawa lowland was beyond 6.5, in particular, 7 in Kasukabe. It was also found that the ultra soft clay exists in underground clayey soils in Nakagawa lowland. That is, the soil behaves like liquid when it is remolded. Furthermore, the shear wave velocities in PS logging tests are nearly constant in the ultra soft clayey soils, irrespective of the water content and the depth. In order to study dynamic properties of the ultra soft alluvial clayey soil, the shear wave velocities were measured in a triaxial chamber equipped with the so-called bender element. Cyclic un-drained triaxial tests were carried out to investigate the dynamic properties

Key Words: Ultra soft clay, Shear wave velocity, Bender element test, Cyclic un-drained triaxial test

1. はじめに

今後、関東平野で巨大地震が起こると予測されているが、この地震被害を予測し、防災に役立てるためには地盤特性との関連を明らかにすることが重要である。しかし、日本の首都圏が存在する関東平野の地質構造には、まだ解明されていない部分が多い。関東平野の地質構造、地盤特性の解明を進め、地震災害と地盤特性との関連性を解明することが本研究の目的である。関東地震(1923)の全倒壊家屋の割合

の中川低地は周辺地域よりも揺れが大きく、また、から、関東平野その中でも特に揺れの大きかった地域が存在したとされている¹⁾。埼玉県春日部市は、この特に揺れの大きかった震度7相当地域である。既往の研究によると、春日部の中川低地の沖積層粘土には自然含水比が液性限界を大きく超えている超軟弱粘土の存在が確認されている²⁾。またこの粘土層のせん断波速度(V_s)は深さや含水比が変化してもほぼ一定であるなど特異な性質を示すことが現地調査によって確認されている。関東地震の際に、この粘土が地震動を大きくするような応答を示し、春日部市の被害を大きくしたとも考えられる。

* 〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255

電話 : 048-858-3542 FAX :

Email : m-oda@post.saitama-u.ac.jp

本研究では、「埼玉県春日部市」の超軟弱粘性土を対象に、等方圧密過程におけるベンダーエレメントを用いたせん断波速度(V_s)の測定、関東地震の揺れを想定した繰返し非排水三軸試験を行い、その結果を考察した。

2. 超軟弱粘土について

超軟弱粘土とは、自然含水比が液性限界を10%以上上回る粘土のことで、前年度の研究において埼玉県の中川低地上にある春日部市、三郷市で発見された。Fig.1 から、10m～15m 付近で自然含水比が高くなっていることが分かる。液性限界も大きく上回り、この層が軟弱粘土層であると言える。

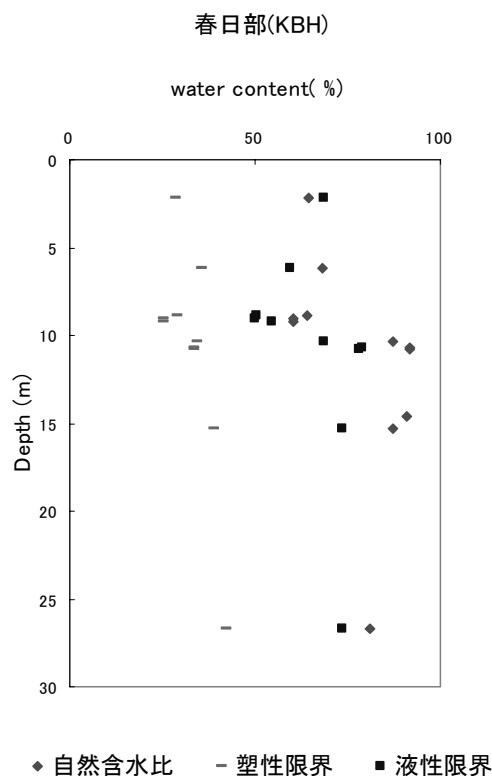


Fig.1 コンシステンシー特性

3. 試料

試料は埼玉県春日部市内で採取されたボーリングコアを用いた。ボーリング地点は埼玉県春日部市備後東6丁目春日部市立正善小学校敷地内である。

取り出されたコア試料は直径5cm、高さ10cmの供試体にトリミングし、削りかすを用いて基礎物理

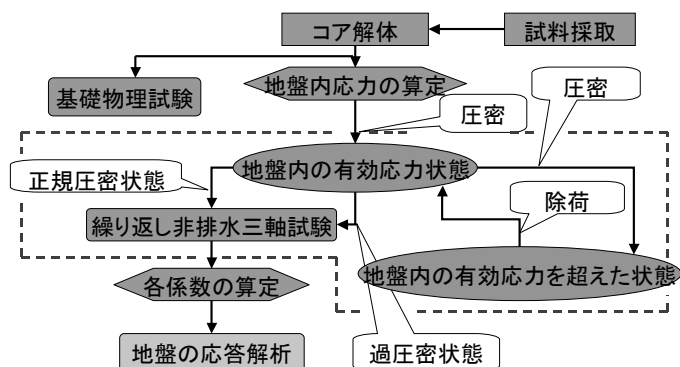


Fig.2 研究の流れ

定数の測定を行った (Fig.2 参照)。また、お台場の海成粘土を再構成した供試体を比較用として用いた。

4. 実験概要

4.1. ベンダーエレメントによる測定

振動三軸試験装置にベンダーエレメントを装着したものを用い、これにより等方圧密過程におけるせん断波の到達時間の測定を行った。ベンダーエレメントは受けた電圧により振動し、受けた振動を電圧に変換する機能を持っている。Fig.3 は実験の測定システムを表したものである。測定した到達時間(t)、到達距離(L)、湿潤密度(ρ_t)により、せん断波速度(V_s)、せん断剛性率(G)を式(1)、(2)により求めた。

$$V_s = L/t \quad (1)$$

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (2)$$

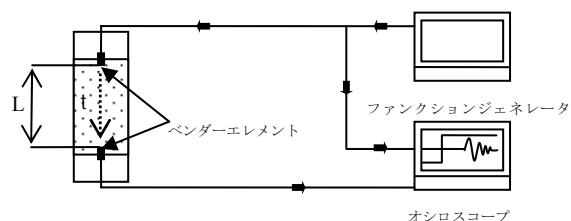


Fig.3 測定システム

4.2. 繰返し非排水三軸試験

地盤内の有効応力状態を等方圧密により再現し、繰返し非排水三軸試験を行った。また、地盤内の有効応力を超えて圧密を行い、過圧密状態での試験も行った。繰返しせん断応力比 τ_d / σ'_z は以下の式で算定した⁴⁾。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z'} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} r_d \quad (3)$$

$r_n = 0.1(M-1)$ α_{\max} : 最大加速度 σ_z : 全応力
 $r_d = 1 - 0.015z$ g : 重力加速度 σ_z' : 有効応力
 M : 想定マグニチュード z : 想定深度(m)

Table 1 粒度分析結果²⁾

DELTA PLAIN 深さ (7.73m)	細砂分 %	1
	シルト分 %	45
	粘土分 %	54
PRODELTA 深さ (10.16m)	細砂分 %	1
	シルト分 %	42
	粘土分 %	57

- 全応力と有効応力については、地下水位と前年度の深度ごとの湿潤密度の記録から算定した。
- 想定マグニチュードは関東地震のM=7.9とした。
- 最大加速度は建築基礎構造設計指針に記されている終局限界検討用の水平加速度 $350(\text{cm/s}^2)$ を用いた。



Fig.4 実験結果、堆積環境（堆積相区分⁵⁾）

実験の結果から応力-ひずみ曲線を描き、原点と最大ひずみ点を結ぶ傾きで得られるせん断剛性率 G と (4)式で定義される損失係数 η を求めた。

$$\eta = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad \begin{array}{l} \Delta W: \text{損失エネルギー} \\ W: \text{ひずみエネルギー} \end{array} \quad (4)$$

5. 結果と考察

5.1. 堆積環境との比較

供試体が地盤中で受けていたとされる有効応力を推定し、その圧密応力での V_s の到達時間を測定した。ベンダーエレメントの測定で得られた速度は相対的な変化や 6m から 15m まで速度に変化のないことがわかる (Fig.4)。10m 付近で圧密応力が増えても速度が若干小さくなる結果が得られた。また、この深さで間隙比が急激に増加し、せん断剛性率も低下した。ここが軟弱粘土層であるプロデルタ層と一致する。10m の粘土は練り返して作った台場再構成粘土よりも剛性率が小さな値となっていることから、それだけ軟弱な粘土と言える。プロデルタ層はその成因と観察から貝を多く含んでいることから海底で堆積した粘土であるといえる。Table 1 に示す通りデルタプレーン層とプロデルタ層の境界の粒度分析に大きな差が見られないことより、この急激な間隙比の違いは堆積環境の違いを反映している。この堆積環境と間隙比がプロデルタ層でせん断波速度に変化が見られなかったことの原因と考えられる。

5.2. 間隙比とせん断波速度の関係

せん断波速度は、一般に間隙比が小さくなるほど、また拘束圧が大きくなるほど大きな値となる。Fig.5 を見ると、10m の試料で間隙比が高いことが分かる。この層は圧縮性の高い軟弱な粘土といえる。一つの試料について圧密を進めていっても PS 検層で得られたような深さが変わっても速度は変化しないという結果は得られなかった。むしろ、圧密応力の増加とともに、せん断波速度も増加するという一般的な結果となった。また、間隙比が高くなるほど若干速度が遅くなるという結果となった。このことと、10m 付近で間隙比が高くなっていることが PS 検層で速度の変化が見られなかったことの原因である可能性がある。すべての圧密終了後に圧密応力を下げると、間隙比は変化しないがせん断波速度のほうは圧密応力の減少とともに下がる傾向にあった。このことからこの粘土層のせん断波速度は圧密応力の影響を受けているといえる。

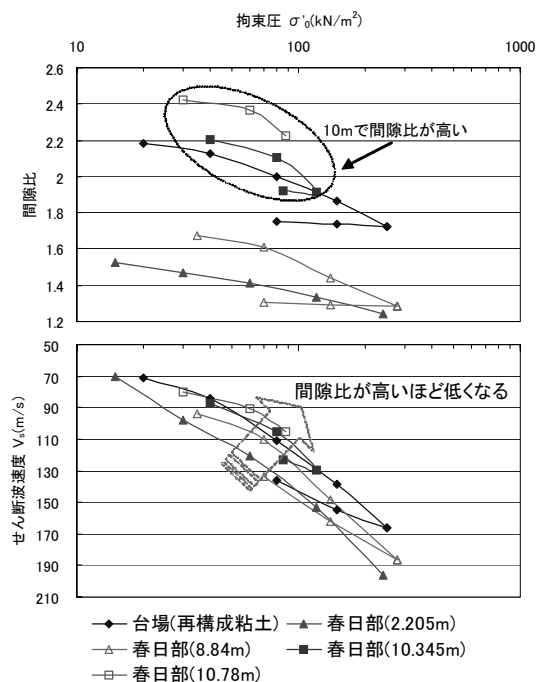


Fig.5 圧密応力と間隙比、 V_s の関係

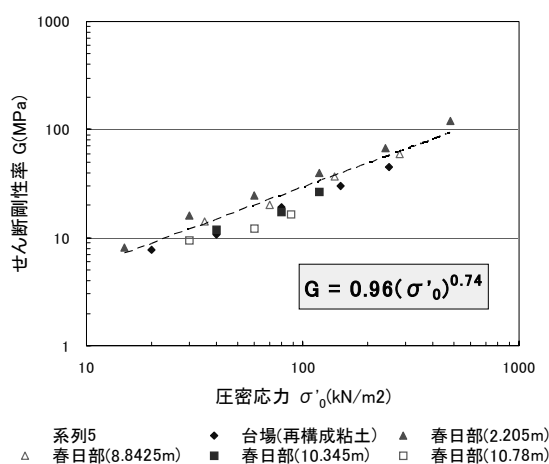


Fig.6 圧密応力とせん断剛性率の関係

5.3. せん断剛性率に対する拘束圧の影響

Fig.6 の剛性率と圧密応力の関係を見ると、間隙比の影響により多少上下するが、傾きが同じであることから剛性率は主に圧密応力の影響で決まっているといえる。

5.4. 繰返し非排水三軸試験

5.4.1. 過剰間隙水圧比

過剰間隙水圧比は Fig.7 のように繰返し回数の増加とともに上昇した。最終的にお台場の試料は値

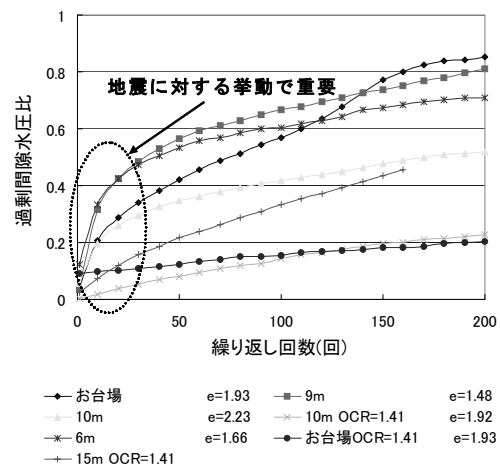
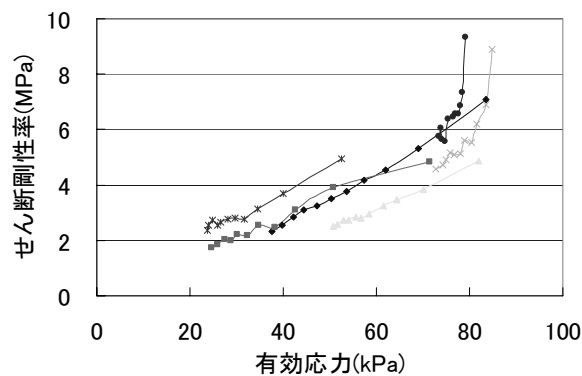
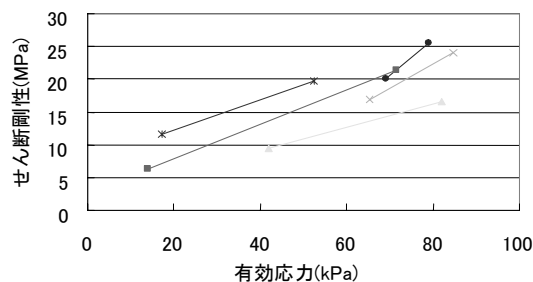


Fig.7 繰返し回数と過剰間隙水圧比



繰返し非排水三軸試験



ベンダーエレメント試験

Fig.8 有効応力とせん断剛性(上; 繰返し非排水三軸試験より, 下; ベンダーエレメント試験より) (凡例は Fig.7 を参照)

が1近くまで上昇し、液状化を示した。地震動に対する挙動として重要な繰返し回数 30 回前後までの増加量は春日部の 6、9m が最も大きい。同じ春日部試料でも、間隙比の大きい 10m 試料は過剰間隙水圧比の上昇は今回の実験の中では小さかった。

5.4.2. せん断剛性率

Fig.8 のようにせん断剛性率は繰り返し回数の増加とともに減少し、減少の仕方は正規圧密試料において有効応力依存性があった。過圧密試料は有効応力に関わらず繰り返し回数の少ない段階でせん断剛性は急激に減少した。

試料ごとのせん断剛性率を比較してみると、同じ有効応力状態において、超軟弱粘土である春日部の10m試料が最もせん断剛性率が小さく、過圧密であっても繰り返し回数の少ない段階でお台場の試料を下回る結果となった。春日部の試料は不攪乱試料であり、攪乱試料であるお台場の試料よりもせん断剛性率が小さいことは興味深い。

ベンダーエレメントによる測定結果と比較すると、せん断剛性率の減少傾向や大小関係がほぼ一致している。ベンダーエレメントの微小なひずみによるせん断剛性率と繰返し試験のひずみレベルでのせん断剛性率のせん断剛性比は概ね0.3である。この結果は経験的なせん断剛性比とほぼ一致している。

5.4.3. 損失係数

損失係数は Fig.9 のように繰り返し回数、有効応力のどちらにも依存性を示さなかった。お台場の試料は、過圧密状態の方が正規圧密状態に比べて損失係数が小さいが、超軟弱粘土である春日部10m試料は過圧密状態と正規圧密状態での損失係数に違いがみられなかった。

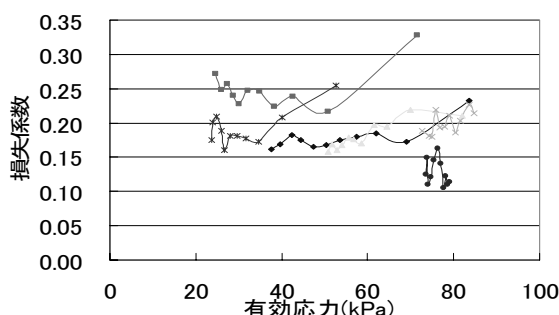


Fig.9 有効応力と損失係数

(凡例は Fig.7 を参照)

6. おわりに

本研究では等方圧密過程におけるベンダーエレメントを用いた(V_s)の測定と、繰返し非排水三軸試験の実験結果について検討を行った。実験は継続中であるが、平成18年度の成果をまとめると以下の通りである。

- 等方圧密でのベンダーエレメントの測定は、供試体が水平方向の圧密に対して構造的に不安定なため全体的に PS 検層と比べ高い値となったと考えられる。
- 間隙比の高い粘土はせん断波速度や剛性率を小さくする。
- 粘土によって拘束圧の V_s に及ぼす影響に差は見られない。
- 深さが変わっても V_s に変化がないのはその層の堆積環境や高い間隙比が原因であると考えられる。
- 超軟弱粘土である春日部10m試料のせん断剛性は同じ有効応力状態において攪乱試料よりも小さい。また、過圧密であっても初期段階でせん断剛性は大きく減少し、攪乱試料よりも小さくなる。
- 超軟弱粘土は過圧密状態と正規圧密状態での損失係数が変わらない。
- 春日部6、9m試料の初期段階での過剰間隙水圧比の上昇がお台場の再構成粘土に比べて大きい。

参考文献

- 1) 武村雅之・諸井貴文 (2002) 地質調査所データに基づく1923年関東地震の詳細震度分布その2 埼玉県、日本地震工学会論文集第2巻 第2号、p.55-73
- 2) 松本孝広 (2006) 堆積環境が土質特性に与える影響-中川低地の超軟弱粘土-、埼玉大学工学部建設工学科卒業論文、pp. 61
- 3) 足立格一郎 (2004) 土質力学、共立出版株式会社、pp.296
- 4) 石原研而 (1976) 土質動力学の基礎、鹿島出版会 pp.303
- 5) 中西利典・石原与四郎・田辺晋・木村克己・八戸昭一・稲崎富士(2007)ボーリング柱状図資料の解釈による中川低地南部の沖積層基底図、地質調査総合センター研究資料 (印刷中)