

8-3 本研究の結論

これまで述べてきた結果や前節で考察した結果から、以下のとおりの結論を得る。

- (1) 試験工事の結果から、軟弱地盤対策工法として真空圧密工法の効果が高い。
- (2) 真空圧密工法を採用した場合、 $\log t$ 法と関口・太田モデルの残留沈下量の予測値は同等である。
- (3) Bjerrum の概念と関口・太田モデルから、地盤の堆積年代 $t_i = OCR^{(C_c - C_s)/C_\alpha}$ を得る。圧密試験の結果で t_i を求めると、測定値と大きく乖離する。（圧密試験の結果のバラツキの影響が大きい。）
- (4) 上記(3)の原因として、「試料の乱れ」の影響を疑ったが、既往研究の指標の多くは OCR の大小との関連性が見いだせない。
- (5) 試験盛土の挙動と比較した結果から、圧密試験の結果は概ね妥当である。（地盤は不均一で、圧密試験はこの程度のバラツキを持っていると考えるべきである。）
- (6) 更新統粘性土はアイソタック概念を適用できる。このことは、 C_α に時間依存性があることを示唆する。
- (7) 網干らの実験や試験盛土の挙動も C_α の時間依存性を支持する。（ ε に依存する）
- (8) C_α に時間依存性があると圧縮曲線が漸近し、 t_i の計算は困難になる。この時点で沈下はほぼ収束する。また、それ以降は擬似過圧密効果もほとんど増加しない。
- (9) Bjerrum の概念図は、 C_α の時間依存性を圧縮曲線の間隔の変化で表現している。
- (10) $\log t$ 法や関口・太田モデルは、 C_α 一定と仮定している。最終沈下量が無限大となるが、不自然ではない。道路構造物の設計では安全側となり妥当である。
- (11) 真空圧密工法を採用した場合、残留沈下量は $\log t$ 法により概算できる。

本研究では、試験工事の結果から軟弱地盤対策工として真空圧密工法の改良効果（圧密促進効果）が高く、白竜湖軟弱地盤において適用性が高いことを、まず確認した。そのうえで、真空圧密工法を採用した場合、供用開始から 20 年間の残留沈下量は、 $\log t$ 法と関口・太田モデルとでほとんど差が生じないという結果も得た。他の複数の解析コードについても、残留沈下量の予測値に大きな違いはなかった。このことから、真空圧密工法等で地盤の圧密を十分に促進させた場合、その後の残留沈下量は $\log t$ 法で概算可能であるものと考えられる。

ところで、Bjerrum の擬似過圧密効果の概念図と関口・太田による弾粘塑性構成モデルは調和的で、どちらも地盤の堆積年代 $t_i = OCR^{(C_c - C_s)/C_\alpha}$ を誘導できる。ところが、圧密試験の結果で t_i を求めると、火山灰の同定や放射性炭素年代測定の結果から求めた地盤の堆積年代と大きく乖離^{*4}する。堆積年代の測定値を原位置の土層の状態を知る有力な手掛かりであると考えれば、圧密試験の結果か、Bjerrum の概念図のどちらか、あるいは両方がおかしいということになろう。本研究では、両者の乖離の原因について、まず試料の乱れに伴う圧

^{*4} 実際には、前者は瞬間載荷、後者は漸増載荷という違いがある。

密試験の結果のバラツキの影響であるものと考えた。採取時に試料が乱れて力学的な試験の結果が低めに出ているとすると、過大設計となっている可能性がある。ところが、既往研究で試料の乱れの尺度とされる多くの指標は、何れも白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土の t_i の大きさや過圧密比の大きさとの関係性が見出せなかった。さらに、第3章で見るとおり、当該粘性土は、国内各地の海成粘土と土質性状がほぼ同等であった。このことは、試料採取時の乱れの程度もほぼ同等であることを示す。よって、試料が乱れが大きいとはいえない。

また、試験盛土の挙動と圧密試験の結果を比較すると、盛土後の有効土被り圧と施工前の圧密降伏応力がほぼ同等となる深度付近まで、沈下挙動が生じていた。このことから、圧密試験の結果は概ね妥当であったと結論付けた。 t_i のバラツキは圧密試験のバラツキに起因するとしても、圧密試験はこの程度のバラツキがあるものと考えて取り扱うべきである。

さらに、更新統粘性土は、渡部らの統合近似曲線に適合し、アイソタック概念を適用できる。統合近似曲線の傾きは ε に応じて変化する。その傾きは、 C_c と C_α の比を表すため、 C_c が一定であるとする、 C_α の大きさが ε に応じて変化するようになる。これは、 C_α には圧密経過時間についての依存性があることを示唆する。網干らの実験や、試験盛土の挙動も、 C_α の時間依存性の存在を支持する結果となった。Bjerrum の概念図では、 C_α に時間依存性があることが圧縮曲線の間隔を変化させることで表現されている。

一方で、関口・太田モデルや $\log t$ 法では、 C_α は一定であると仮定している。その場合、最終沈下量が無限大となるが、特に大きな問題とはならない。つまり、関口・太田モデルや $\log t$ 法は、Bjerrum の概念図より圧縮曲線を等間隔で表現した Taylor の仮説により調和的である。 C_α は一定であったとしても、人間の感覚では、「何れ沈下が収束した」と感じる時期が来る。設計上は安全側で妥当であろう。

これらの各結論について、相互の関連性を整理すると図 8-13 のとおりとなる。

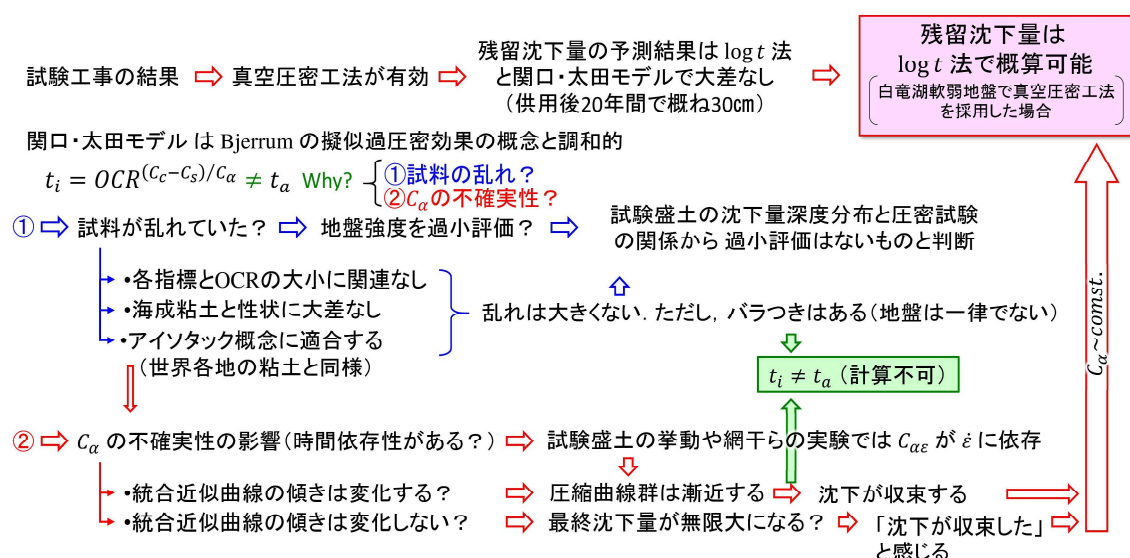


図 8-13 本研究の結論相互の関係

8-4 今後の課題と展望

8-4-1 試験工事エリアの挙動への留意

各試験エリアの改良対象深度は、何れも完新統の高有機質土 (Apt, Apc) を対象土層に設定したものである。図 4-40 に見るとおり、他の範囲より改良深度が浅いということになる。試験エリアでは、十分な放置期間を確保できるため、サーチャージを十分に行うことはもちろんだが、さらに隣接工区の負圧载荷停止については各試験エリアの挙動を十分に観察、考慮したうえで判断すべきである。特に、Area3 については3つの試験エリアの中で最も北に位置し、地盤の性状もそれ以北でさらに悪化するため、35m の改良深度の範囲 (図 4-40 の TypeB) と接することになる。このため、Area3 の南北で挙動に差異が生じる可能性が極めて高い。試験エリア (特に Area3) に隣接する工区の負圧载荷停止判断においては、各エリアのひずみ速度に留意すると良い。網干らの実験結果では、二次圧密係数が低下する時点のひずみ速度は、概ね $\dot{\epsilon} = 10^{-11} \text{s}^{-1}$ である。このひずみ速度に達していれば、それ以降の沈下は問題とならない (ほとんど生じない) ものとする。

図 8-14 は、長期圧密試験において、EOP が測定された時点のひずみ速度と圧密圧力の関係、および各試験盛土の施工完了後のひずみ速度と有効土被り圧の関係の比較である。第6章で述べたアイソタック概念は、EOP 以降のデータを整理している。つまり、EOP 以降は統合近似曲線に適合することになる。EOP 以降では、二次圧密係数が時間経過とともに小さくなるはずだ。ここからは、ひずみ速度が $\dot{\epsilon} = 10^{-6} \text{s}^{-1}$ 程度に低下していれば良いということになる。本体盛土の施工においては、深層型沈下計の測定値に十分に留意しながら、ひずみ速度が $\dot{\epsilon} = 10^{-6} \text{s}^{-1}$ 程度となった時点で間隙水圧が静水圧に低下しているようであれば、負圧载荷の停止を検討して良いものとする。一方、第7章で整理した試験盛土の挙動を見ると、概ね $\dot{\epsilon} = 10^{-10} \text{s}^{-1}$ 程度に低下している。このひずみ速度は、負圧载荷停止以降明確な変化がないように見える (図 7-30, 31)。これは、過剰間隙水圧の消散を待った結果である。負圧载荷停止時期は、ひずみ速度が $\dot{\epsilon} = 10^{-6} \sim 10^{-10} \text{s}^{-1}$ に低下した時期となるだろう。

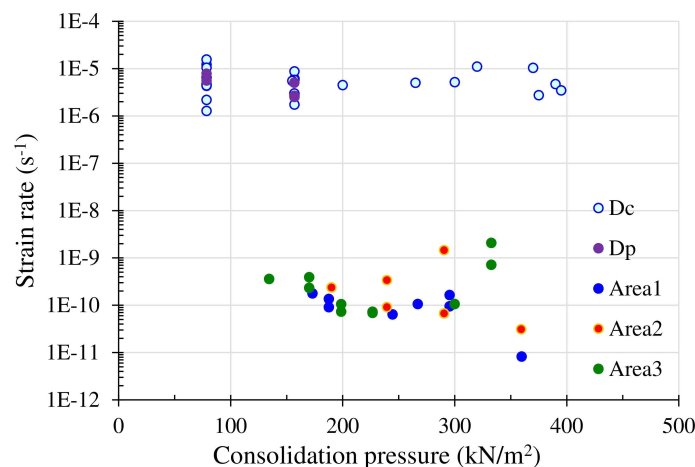


図 8-14 長期圧密試験の EOP におけるひずみ速度と圧密圧力の関係と試験盛土のひずみ速度 (平均) と有効土被り圧の関係

8-4-2 二次圧密係数の不確実性

二次圧密係数に関しては、特にその時間の経過に伴う変化という点については未だ研究途上にあるものとする。時間軸を常用対数で標記したうえ、縦軸を間隙比やひずみとしてその傾きで二次圧密係数を定義している時点で、その傾きが一定か小さくなるかという問題は、通常の土木構造物においては大きな問題とはならない。二次圧密係数が一定ということは、例えば最初の1年後から10年間経過した後の沈下量と、その90年後までの沈下量が同じだということになる。そして、次の900年後までの沈下量がまた同じになる。人間の感覚では、どこかの時点で「沈下は収束した」と感じるはずだ。

ところが、数千年、数万年という単位で維持が必要となるような大規模な地下構造物（例えば核廃棄物貯蔵施設など）では話が違ってくる。その設計に当たり、どこかで二次圧密係数を用いる必要がある場合には注意が必要であろう。

二次圧密係数に载荷時間依存性があるのかないのか、実際に観察する以外に本当の答えを導き出すことはできない。今回、網干らの実験以外に同様の観察結果を見つけることができなかった。網干らの実験では、開始から10年以内に二次圧密係数が1/3に急減する状況が報告されている。だが、その後はどうなるのか、沈下は止まるのか止まらないのか、再び二次圧密係数が増加することはないのか、それとも1/3ずつ低下していくのか。

図8-15に、Bjerrumの概念図(a)とTaylorの仮説(b)を改めて比較した。Bjerrumは圧縮曲線群の間隔を徐々に狭めているが、Taylorは等間隔に描いている。関口・太田モデルや $\log t$ 法はTaylorに近いが、Bjerrumの方がより正確な表現かもしれない。これまで見てきた内容からすれば、二次圧密係数には载荷時間依存性があると考えるのが妥当であろう。でも、本当にそうなのだろうか。

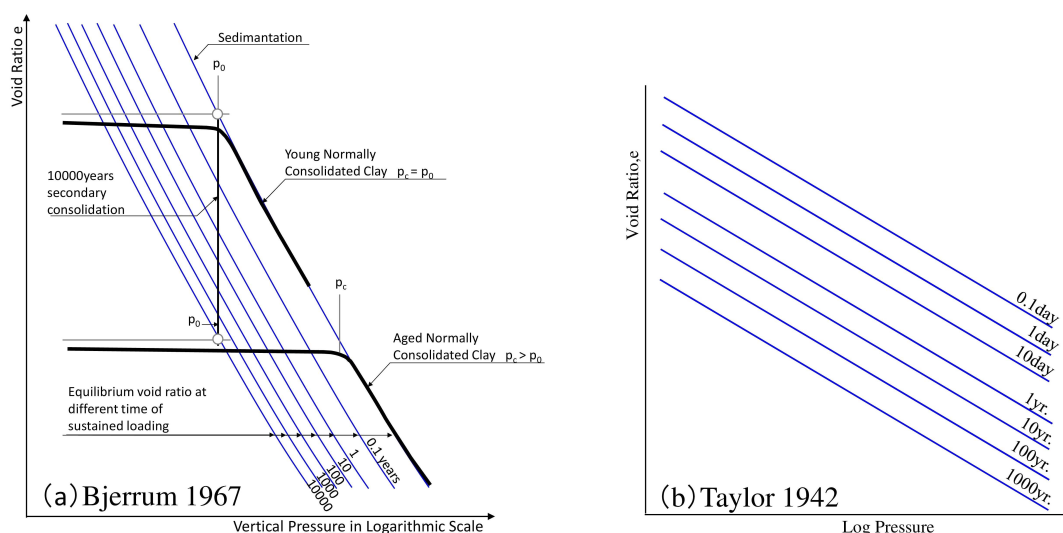


図 8-15 Bjerrum の概念と Taylor の仮説

図 8-16 は、図 (a) が図 8-10 を外挿した図で、図 (b) が図 6-24 の時間経過を年としたうえで外挿した図である。本来は、圧縮指数の圧密圧力依存性^{*5}が生じるが、図では無視している。両図に青色線で強調した間隙比は、シルト岩の空隙率^[23]から概算^{*6}した値である。堆積物が堆積岩となるための続成作用には、科学的な要素も必要であるが、ここでは物理的に堆積岩相当の間隙比になるための条件を比較してみる。

図 (a) では、 $10,000\text{kN/m}^2$ 以上の有効上載圧があれば、数万年でシルト岩と同等の間隙比 ($e = 0.3$) となる。白竜湖軟弱地盤で言えば、深度 1,200m の土層はシルト岩になっていることになる。しかし、有効上載圧が小さければ、物理的続成作用だけでは決してシルト岩と同等の間隙比になることはない。これに対し、図 (b) では、 $10,000\text{kN/m}^2$ の有効上載圧下では、100 年後には同等の間隙比になってしまうが、 $6,000\text{kN/m}^2$ の有効上載圧下では数千万年、 $5,000\text{kN/m}^2$ では数十億年以上を要する。

例えば、米国のグランドキャニオンを形成する堆積岩は、数億年前の地層であることが知られるが、これを堆積年代として (t_f を求めるという観点で) 考えると、図 (a) では決してそのような答えが導かれることはないのだ。実際には、二次圧密係数の圧密圧力依存性の影響も受けるため、圧縮曲線群は大きな上載圧下でさらに間隔が狭くなるはずだ。図 (a) は Bjerrum の概念に相当するが、この概念では、地質学的な現象の説明に不都合が生じるかもしれない。二次圧密係数に時間依存性があるのかないか、今後さらに研究が必要なものと考える。

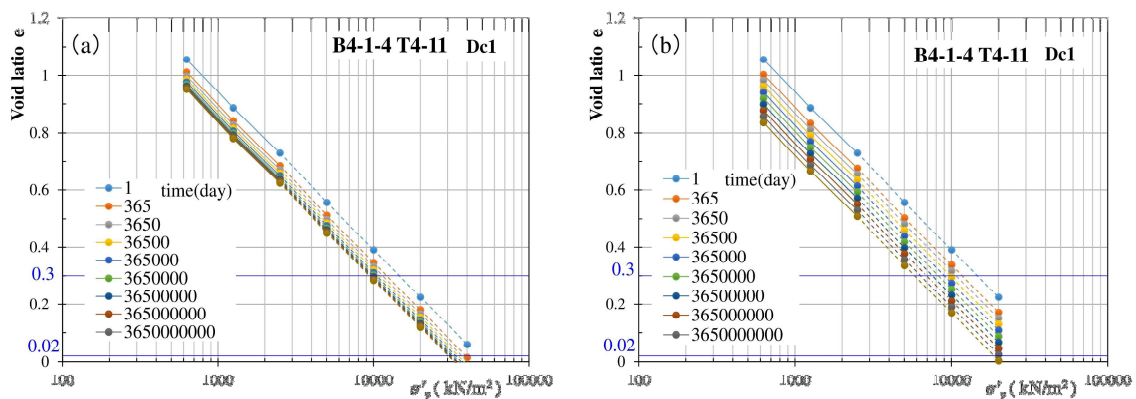


図 8-16 シルト岩と同等の間隙比を得るまでの圧縮曲線の比較

^{*5} 圧縮指数の圧密圧力依存性があるため、実際には間隙比が負になることはない。

^{*6} 空隙率 (有効空隙率) ; $n_e = \left(\frac{m_2 - m_3}{V} \right) \times 100(\%)$

m_2 ; 強制湿潤状態の空中質量, m_3 ; 強制乾燥状態の空中質量, V ; 試験片の体積
シルト岩の場合, $n_e = 2.2 \sim 24.0(\%)$ とされる^[23].

簡単のため、空隙率 n_e を間隙率と見なすと $e = n(100 - n)$ より、 $e = 0.02 \sim 0.3$ 程度となる。

8-4-3 残留沈下の観察

白竜湖軟弱地盤における高速道路本体盛土は、本稿の執筆中にも着実に工事が進んでいる。約2kmの延長で、軟弱地盤上に盛土を構築しているところであるが、約100m毎に深層型沈下計を設置しており、挙動を観測しながらの施工となっている。この観測は、供用開始後も継続する計画（図8-17）である。残留沈下量の観測は、3箇所の試験盛土の位置の他、特に構造物部と盛土部の境界付近に重点を置き、不当沈下の発生に留意して、供用開始から20年間継続する計画とした。主な観測項目としては、沈下板による地表面沈下量、盛土の圧縮量の他、水圧計による間隙水圧の変化及び深層型沈下計による土層の圧縮量の変化としている。このうち、特に深層型沈下計のデータが二次圧密係数の経時変化を観測するうえで最も重要である。第7章と同様な整理をすることで、二次圧密係数の経時変化について一定の見解が得られる可能性がある。長期間のデータ蓄積が必要となるが、機器の耐用年数を考慮した適切な管理が必要となる。

その一方で、網干らの実験結果から考えると、高速道路本体の盛土も供用開始から数年以内にひずみ速度が変化し始める可能性もある。その場合、二次圧密係数のひずみ速度依存性については、数年内に確認できるかもしれない。それが確認できないときは、沈下が収束せずに継続することになるだろう。それでも、人間の感覚では、いつか「沈下が収束した」と感じるはずだ。

何れにしても、二次圧密係数の時間変化を明らかにするためには、このような観測データの蓄積が必要である。

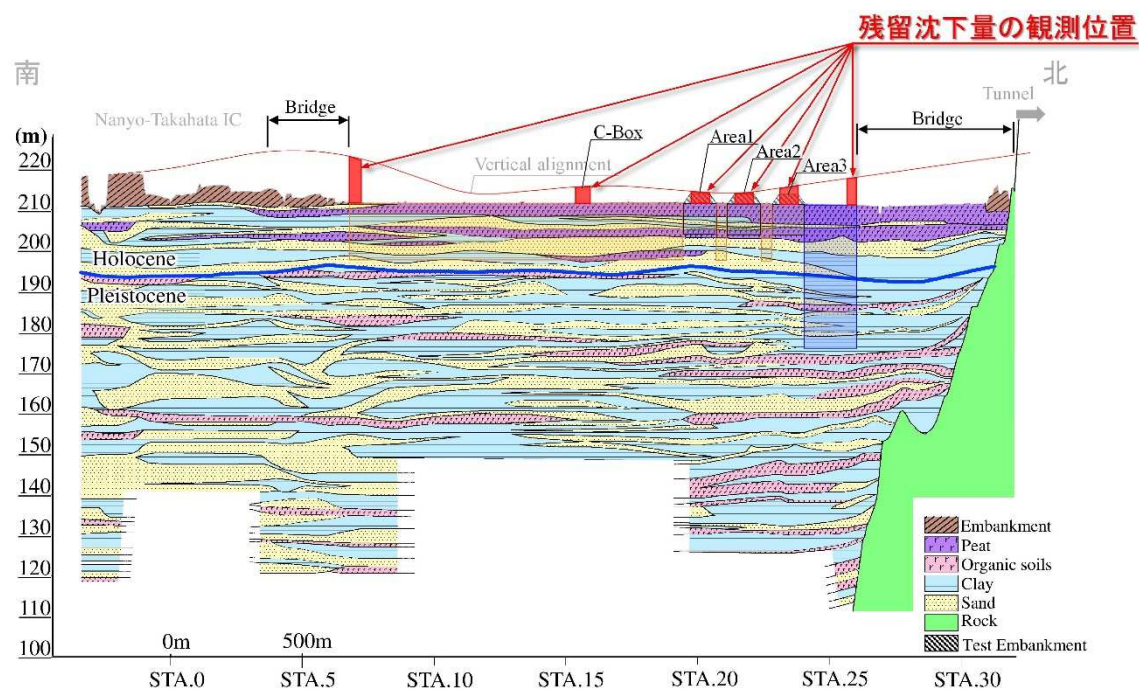


図 8-17 供用後の残留沈下量の観測計画

《参考文献》

- [1] 山形応用地質研究会, “山形県地学のガイド 山形県の地質とそのおいたち,” pp. 5-6, 2010.
- [2] 秦正雄, 井尻正二, “日本列島,” pp. 109-117, 1976.
- [3] 皆川信弥, “米沢盆地周辺における層位学的ならびに古生物学的研究(その3)-北緯(吉野地域)における層序および対比-,” *地質学雑誌*, vol. 66, no. 777, pp. 393-404, 1960.
- [4] 横山昭男, 菅田慶信, 伊藤清郎, 渡辺信, “山形県の歴史,” pp. 11-33, 1998.
- [5] 加藤真司, 佐々木徹, 山田満秀, 澤野幸輝, 齋藤邦夫, 太田秀樹, “有機質土と粘性土および砂質土が互層状に堆積した軟弱地盤における真空圧密工法の適用性,” *土木学会論文集C (地圏工学)*, vol. 71, no. 4, pp. 335-351, 2015.
- [6] L. Bjerrum, “Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings,” *7th Rankin Lecture, Geotechnique*, vol. 17, no. 2, pp. 81-118, 1967.
- [7] L. Bjerrum, “Embankments on soft ground,” *Proc. of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, vol. 2, pp. 1-54, 1972.
- [8] L. Bjerrum, “Problems of Soil Mechanics and Constructions n Soft Clays,” *Proc. of 8th the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. Session 4, pp. 111-159, 1973.
- [9] 飯塚敦, “沈下予測解析における基準と初期条件の重要性,” *土と基礎*, vol. 45, no. 2, pp. 11-14, 1997.
- [10] G. Mesri and Y. K. Choi, “Strain Rate Behaviour of Saint-Jean-Vianney Clay,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 16, no. 4, pp. 831-834, 1979.
- [11] Y. Murakami, “Excess Pore-Water Pressure and Preconsolidation Effect Developed in Normally Consolidated Clays of Some Age,” *Soils and Foundations*, vol. 19, no. 4, pp. 17-29, 1979.
- [12] 渡部要一, 金子崇, “アイソタック概念を用いてモデル化した世界各地の粘土の長期圧密挙動,” *港湾空港技術研究所報告*, vol. 54, no. 1, pp. 3-30, 2015.
- [13] Y. Watabe and S. Leroueil, “Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term Consolidation Behavior,” *International Journal of Geomechanics*, vol. 15, no. 5, 2015.
- [14] H. Aboshi, “An Experimental Investigation on the Similitude in the Consolidation of a Soft Clay Including the Secondary Creep Settlement,” *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, no. 4, p. 88, 1973.
- [15] 網干寿夫, 松田博, “粘土の二次圧密と沈下解析,” *土と基礎*, vol. 29, no. 3, pp. 19-24, 1981.
- [16] 網干寿夫, “軟弱地盤の圧密沈下と地盤改良,” *土と基礎*, vol. 38, no. 10, pp. 7-14, 1990.

- [17] 赤城俊充, 橋場友則, "軟弱地盤の沈下と安定に関する実用的考察," in 土木工学大系 34 ケーススタディ土構造, 株式会社 彰国社, 1983, pp. 91-200.
- [18] D. W. Taylor, "Research on Consolidation of Clays," *Massachusetts Institute of Technology Publication Form the Department of Civil and Sanitary Engineering*, pp. 133-136, 1942.
- [19] G. Mesri, "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS*, vol. 99, no. 1, pp. 123-137, 1973.
- [20] G. Mesri, A. Rokhsar and B. F. Bohor, "Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay," *Géotechnique*, vol. 25, no. 3, pp. 527-554, 1975.
- [21] G. Mesri and P. M. Godlewski, "Time and Stress-Compressibility Interrelationship," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 103, no. 5, pp. 417-430, 1977.
- [22] G. Mesri, C. R. Ullrich and Y. K. Choi, "The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading," *Géotechnique*, vol. 28, no. 3, pp. 281-307, 1978.