

第8章 結論と今後の課題

本章では、これまで述べてきた内容を改めて概括したうえで、改めて考察を加え、結論として見解を示す。最後に、今後の課題と展望について触れるものとする。

8-1 本研究の概括

8-1-1 白竜湖軟弱地盤の成り立ち

第2章では、白竜湖軟弱地盤の成り立ちと歴史について述べた。文献調査の他、筆者が地元の方々から聞き取った内容など実際に足を運んで調査した結果をまとめたものである。

白竜湖軟弱地盤は、今から約400万年前に海退と奥羽山地の隆起により生じた内陸湖が、約10万年前から湿原化したとされる^[1]。(ただし、第3章で地盤の堆積年代を測定したうえで、湿原化が20万年以上前に始まった可能性を指摘している。)基岩は緑色凝灰岩(グリーンタフ^[2])であるが、工事範囲の北端部約600mの範囲でしか確認できていない。その範囲より南側では基岩の深度が100m以上になる。付近のグリーンタフは、赤湯層^[3]と呼ばれており、1,800万年～1,000万年前の火山活動とともに堆積したと考えられている。その後、赤湯層の上に100m以上の厚さの軟弱地盤が形成されたことになる。

白竜湖軟弱地盤は、かつては湿原で、その周囲には多数の遺跡が存在しており、一万年以上前の縄文時代草創期に人が住み着いたとされている。この湿原は、蛇行河川や自然堤防、後背湿地、小規模な三日月湖などの状況が繰り返されてきた。土層は、粘性土を主体として砂質土と有機質土が互層状に堆積しており、最上部は厚さ数メートルの高有機質土(泥炭)である。

現在の白竜湖軟弱地盤は、その範囲の大部分が水田として利用されている。弥生時代にはこの湿原の周辺で稲作が行われるようになっていたことが、出土した遺物^[4]から推定されている。また、白竜湖の周辺では江戸時代初期の開拓の記録が残っているとされるが、本格的な水路整備や区画整理が行われるようになったのは1950年代からで、完了したのは1970年代である。この区画整理の際に耕土の下に数センチの厚さで地盤改良が施され、耕作機械が水田に乗り入れできるようになった。しかし、建設機械を不用意に乗り入れると、この改良地盤を踏み抜いてしまい身動きが取れなくなる。白竜湖軟弱地盤に高速道路を建設するに当たり、建設機械を現場に到達させようとするだけで大きな問題に直面する。

8-1-2 白竜湖軟弱地盤の土質性状

第3章では、白竜湖軟弱地盤を形成する土層の性状を整理している。

まず、白竜湖軟弱地盤は堆積環境が比較的平穏な状態が継続した中で形成された地盤であることを示した。地盤は数万年以上ほぼ平坦に堆積してきた。河川が氾濫すると、砂質土が供給され、湖沼状態で粘性土が堆積し、やがて植物が繁茂し、河川の氾濫で枯死して有機質土を形成する。このような状況を繰り返してきたものと推定した。地盤の堆積速度は千年当たりおよそ0.5mで、日本国内の山地湿地と調和的である。

地盤を形成している土層は、起点（南側）から約 2km の範囲までは粘性土と砂質土が同程度の割合で 9 割を占め、残りの 1 割が有機質土である。起点から 2km 以上離れると、粘性土の割合が急増する。有機質土の割合もやや増加する。

最上部に数メートルの厚さで堆積する泥炭は、北海道、東北地方、関東地方などの泥炭の性状と、比較した範囲において差異がなかった。ただし、更新統の有機質土はやや異なる傾向を持っているようである。

粘性土については、国内各地の海成粘土の性状と比較した範囲において、海成粘土と白竜湖軟弱地盤の粘性土に差異は認められなかった。

これらの結果は、サンプリングが適切に行われており、試料の乱れの程度も特筆するに当たらないことを併せて示している。

白竜湖軟弱地盤は、これまでの高速道路建設で経験してきた各地の軟弱地盤と土質性状の面で大きな違いはない。ただし、支持層の位置が極めて深く、軟弱層の厚さが極めて厚いということが最大の特徴である。

8-1-3 軟弱地盤対策試験工事

第4章では、白竜湖軟弱地盤に高速道路盛土をどのように構築すべきなのか、その設計に先立ち実施した試験工事の結果を整理した。

試験工事は3つのエリアに分けて施工した。軟弱地盤対策として真空圧密工法を採用し、Area1 と Area3 ではシート式真空圧密工法、Area2 ではキャップ式真空圧密工法を施工したうえで、それぞれ約 3m の高さの盛土を施工してその挙動を比較評価した。なお、Area1 では周囲に矢板を打設して気密性を高めている^[5]。

試験工事の結果の結果を簡単に示すと以下のとおりである。

- ・ 白竜湖軟弱地盤の場合、シート式真空圧密工法の圧密促進効果が高かった。キャップ式真空圧密工法を採用する場合は、気密性の向上に工夫が必要である。また、Area1 で併用した矢板は圧密促進効果を向上させ、負圧載荷期間を低減した。
- ・ 深層型沈下計の挙動から、Area1,2 では深度 20m 付近、Area3 s s では深度 30m 付近までの挙動が顕著であった。
- ・ 供用開始から 20 年後の残留沈下量を複数の解析手法で予測した結果、各エリア 0.2 ～0.3m 程度という結果（6 手法の解析結果のうち、各々最大の予測値で負圧載荷開始から 600 日後の沈下量を基準とした場合）となった。この結果は、従来の $\log t$ 法による計算結果と同等であった。
- ・ 周囲の水田の引き込みが生じ、耕作に支障を来したため田面の補修が必要となったが、Area1 の周囲に打設した矢板は、周辺地盤の変状抑制効果があった。
- ・ 中間砂層の影響はそれほど大きくない。
- ・ 盛土の施工速度は、1 日 0.15m 程度が妥当である。

以上の結果から、高速道路の本体工の設計方針を以下のとおりとした。

- ・ 軟弱地盤対策として、白竜湖軟弱地盤上の盛土部すべてで真空圧密工法を採用する。
- ・ 試験工事範囲より終点（北）側はシート式、起点（南）側はシート式またはキャップ式とし、「盛土の着手前に所定の負圧を確保する」という条件を付加した。
- ・ 改良対象層は、試験工事範囲より終点（北）側は更新統粘性土第2層まで（深度約35m）とし、起点（南）側は完新統の粘性土まで（深度約12～15m）とした。
- ・ 盛土の両側に側道を設けるため、側道部を先行してセメント混合処理を施し、工事用道路として利用するとともに、周囲の地盤の変状抑制を兼ねる計画とした。
- ・ 残留沈下量は $\log t$ 法で見積もり、幅員余裕の確保や構造物境界部の嵩上げ等を計画した。

8-1-4 地盤の疑似過圧密特性と試料の乱れ

前項で簡単に触れたが、試験盛土について、そのまま存置した場合に高速道路の供用開始から20年後の沈下量はどの程度になるのか、6種類の解析コードで予測して比較した。その結果、関口・太田モデルを拡張した解析コードによる予測値が最も大きかった。この結果は $\log t$ 法による推定値と同等であった。

第5章では、関口・太田モデルから疑似過圧密効果に関する Bjerrum の概念^{[6]、[7]、[8]}と同様の考えが導かれる^[9]ことを示した。そのうえで、白竜湖軟弱地盤の粘性土の室内試験結果を用いて Bjerrum の概念から導いた「土層が堆積した年代 t_i を求める式」による計算結果と、実際に土層の年代測定を行った結果とを比較した。その結果、多くの場合で両者がかけ離れてしまうことを示した。

第5章では、まず両者の不一致の原因を試料の乱れによるものと考えた。試料が乱れている、室内試験の結果が低めに出ているのであれば、高速道路の設計が過大になっている可能性がある。既往の研究で、乱れの程度を表すとされる様々な指標を用いて、乱れた試料の試験結果を特定しようと試みたが、何れの指標も Bjerrum の概念と室内試験の結果の不一致と整合性がなかった。第3章の結果としても、白竜湖軟弱地盤で採取した試料のサンプリングの品質は、特に乱れが大きいと考えるべき要因はなさそうであった。このことから、Bjerrum の概念と室内試験の結果の不一致の主要な原因は他にあるものと考えべきである。

8-1-5 アイソタック概念の適用性

第5章で論じた、Bjerrum の概念から、「土層が堆積した年代 t_i は過圧密比のべき乗で求めることができる」という式が導かれる^{[10]、[11]}。このとき、べき指数は圧縮指数と二次圧密係数の比で表される。分母になるのが二次圧密係数で、その大きさによって計算結果が大きく影響を受ける。もし、白竜湖軟弱地盤の粘性土がアイソタック概念に従うとすると、既往の研究^{[12]、[13]}によれば、圧縮指数と二次圧密係数の比はひずみ速度の変化に伴い変化することになる。

第6章では、白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土がアイソタック概念に適合することを示し

た。そして、その結果が持つ意味を Bjerrum の概念図で考えた場合にどのようなことになるのか考察した。網干らが行った圧密試験^{[14]、[15]、[16]}の結果を参考に、試験開始から3年後以降、時間経過が10倍になるごとに10%ずつ二次圧密係数が低下すると仮定すると、3年後以降の圧縮曲線が徐々に狭くなる。アイソタック概念では、その変化はさらに顕著である。

一方で、「アイソタック概念に整合するとしても、必ずしも圧縮指数と二次圧密係数の比がひずみ速度に応じて変化するとは言い切れない」という点も指摘した。

結局、第6章では、白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土はアイソタック概念に整合するものの、圧縮指数と二次圧密係数の比が変化するのかわからないのか、変化するとしたらどのような変化を示すのか、明確な見解は示すことができなかった。

8-1-6 施工完了後の試験盛土の挙動

第7章では、Area1～Area3 の試験盛土について、施工完了から隣接する工区で本体工事が始まる直前までの期間を対象に、深層型沈下計の測定値を整理した結果を示した。

上位の沈下計と下位の沈下計の変位差を整理することで、その間の粘性土の圧縮量を求めて工学ひずみに換算した。深層型沈下計の測定値は、増減を繰り返しながら推移していく状況であったため、それぞれの沈下計の測定値の経時変化について回帰式を求めたうえで変位差を計算した。ひずみの経時変化から沈下曲線を作図し、その傾きを二次圧密係数として求めた。

沈下曲線の形状は、一般的に緩い逆S字型のカーブを描くが、今回の観測対象期間内では十分な曲線形状を得るに至らなかった。このため、本来の二次圧密係数を求めることができていない可能性があるものの、網干らの実験結果^{[14]、[15]、[16]}と比較すると概ね調和的であった。今回、深層型沈下計の測定値から求めた二次圧密係数は、ひずみとひずみ速度に相関性を認める結果となった。

また、網干らの実験では、二次圧密係数の大きさは供試体の寸法によらず、概ね一定であったとされる。今回整理した結果では、層厚と二次圧密係数の大きさに相関がなかった。さらに、対象土層の深度や圧縮量の大きさにも無関係であった。

深層型沈下計の測定値から求めた二次圧密係数と室内試験（長期圧密試験）の結果を比較すると、ほぼ一致あるいは概ね一致する場合は数例（14データ中4～5例）あった。深層型沈下計は、試験盛土の中心を挟んで3.5m ずつの離隔をとって南北2セットずつ設置してある。南北の測定値は同一深度の機器であっても乖離する場合は良くある。そのような状況下での比較であることを勘案すれば、長期圧密試験の結果は、原位置の二次圧密係数を代表しているとして良いものと考えられる。

深層型沈下計の測定値について回帰式を用いて整理した結果では、観測期間の終盤で圧縮量が負に転じる場合が数例（たとえば、Area1 南側の深度29m～32m、Area2 北側の深度29m～31m、Area3 南側の深度14m～20m）あった。このような測定結果は、今回の観測期間以降に沈下（圧縮）の進行が急速に低下した可能性があることを示唆しているものと考えられる。

8-2 考察

前節で、本研究の概括を示したが、ここでは本研究の結果について考察を加えてみたい。

8-2-1 試料の乱れ

まず、白竜湖軟弱地盤の軟弱層を構成する粘性土と高有機質土は、国内各地の海成粘土や泥炭と大きな違いはない。このことは、これまで採取されてきた多くの試料と、白竜湖軟弱地盤で採取された試料のサンプリングの品質が同程度であったことを併せて示している。

第5章では、「土層が堆積した年代 t_i を求める式」に白竜湖軟弱地盤で採取した試料の圧密試験の結果を適用した場合と、実際に年代測定をした結果とを比較し、両者の乖離の原因を「試料の乱れによるもの」と考えた。この考えは、上記の「サンプリングの品質が同程度であった」という点と矛盾している。

第5章では、「試料の乱れの度合を示す」とされる複数の指標で、「土層が堆積した年代 t_i を求める式」の計算結果を評価したが、ここでは改めて過圧密比を評価してみる。図8-1は、何れも縦軸が過圧密比 $\sigma'_{vc} / \sigma'_{vi}$ で、図(a)は横軸を塑性指数 I_p 、図(b)は圧縮指数比 r_{cm} 、図(c)と図(d)は変形係数 E_{50} と非排水せん断強度 $q_u/2$ 、 S_u の比として整理したものである。図(a)は図5-23として既出で、塑性指数と過圧密比は無関係である。また、図(c)、(d)では変形係数と非排水せん断強度の比と過圧密比も無関係であることが分かる。図(b)では、過圧密比が大きくなる場合は、圧縮指数比が $r_{cm} = 1$ となっており、図5-28で示した圧縮指数比と堆積年代の計算結果の関係と同様である。「乱れた試料の強度試験の結果は低めになる」という前提で見ると、これらの指標は白竜湖軟弱地盤で採取した試料の過圧密比に対して有効ではない。

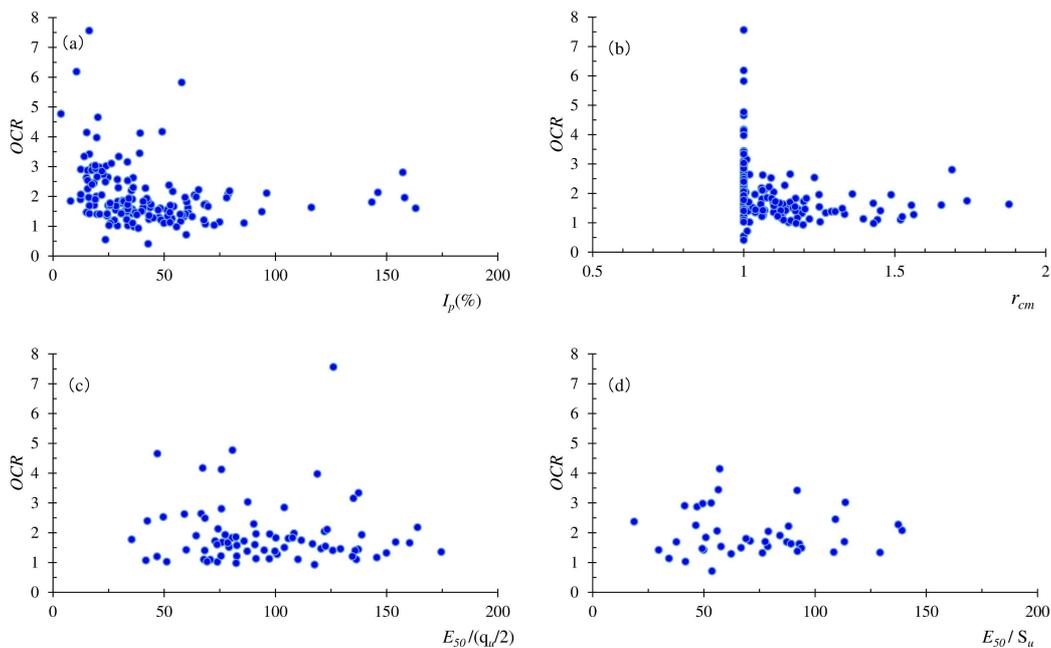


図 8-1 過圧密比と乱れの大きさを表す指標の関係

次に、図 8-2 は、何れも過圧密比の深度分布で、図 (a)、図 (b) はそれぞれ堆積圧縮指数 m_v 、圧密係数 c_v と平均圧密圧力の関係について、図 5-29 と同様に不攪乱試料として目視判定したエータを強調してある。図 5-30 と同様に、「乱れの程度が小さい」と目視判定した試料は、過圧密比が比較的小さい範囲に集中している。

また、図 8-2 (c) は、図 5-33 と同様に、圧縮曲線の形状を目視判定した結果と過圧密比の関係である。やはり、乱れが「小さい」または「やや小さい」と判定した試料は、過圧密比が小さい範囲に集中している。

図 8-2 (d) は、ボーリング柱状図の記事欄について、圧密試験の供試体採取土層に異物が混入していたことが記載されていたデータを強調表示している。図 5-46 と同様に、「異物混入」の記事と過圧密比は無関係で、供試体の整形が適切になされているものと判断する。

土層の堆積年代の計算値 t_i は、過圧密比の大きさに影響を受けるが、過圧密比の大きさは、「試料の乱れの度合を表す」とされる指標とは、今回評価した限りにおいて無関係である。

さらに、第5章では、供試体作成位置を厳選した場合も同様に t_i の計算結果が桁違いに小さくなったことを示した。土層の堆積年代の計算値 t_i と年代測定の結果との乖離は、試料の乱れが主要な原因ではないものとする。

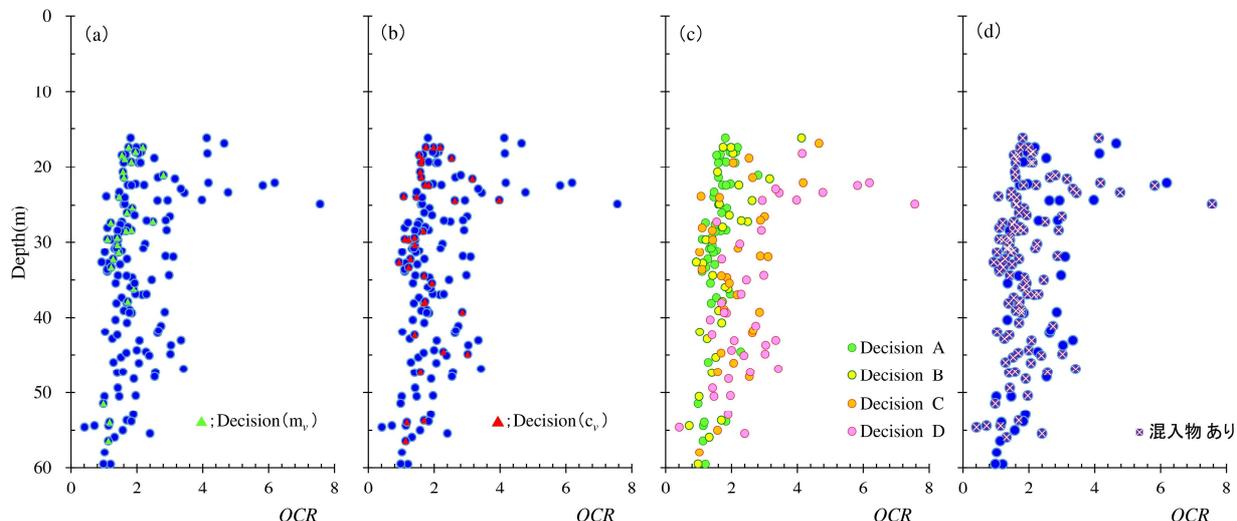


図 8-2 過圧密比の深度分布と乱れの判定

8-2-2 改良対象深度と強度補正の必要性

軟弱地盤の改良対象深度を検討する際、軟弱層が薄ければそれほど悩む必要はない。ところが、白竜湖軟弱地盤においては、軟弱層が極めて厚く、支持層の位置が把握できていない。例えば、ある厚さを良質材で置き換えたとしても、長い期間において「さらに下層に荷重が伝わって沈下し始めることがないのか?」という懸念をぬぐい切ることができない。

結局、基本的な考え方としては、盛土による上載荷重の増加を見込んで過圧密比を評価して、改良対象深度を決定することになる。もし、仮に圧密試験に供した試料が乱れていて圧密降伏応力を低めに見積もっているとしたら、過大設計を招く可能性がある。逆に、乱れている試料と乱れの程度を特定して、試験結果に適切な補正を施せば、より合理的な設計となる可能性がある*1。土層の堆積年代の計算値と年代測定の結果が大きく乖離したため、第5章では、試料の乱れの影響を受けている可能性を疑った。ところが、前項で述べたとおり、既往の研究で「乱れの程度を表す」とされてきた多くの指標は、白竜湖軟弱地盤で採取した試料の過圧密比の大きさと無関係なようであった。

これらの指標は、主に海成粘土を対象にしたうえで、乱れた試料の定義を人為的に攪乱した試料として求められている。白竜湖軟弱地盤の粘性土は、国内各地の海成粘土と性状が調和的で、優位な違いが見当たらない。「乱れた試料の定義」が白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土には適合しなかったものと考えられる。

図 8-3 は、各々左図が各エリアの想定土層図に深度別沈下量を重ねたもので、右図は有効土被り圧と圧密降伏応力の比較である。深度別沈下量は各エリアの負圧載荷開始から隣接工区でドレーンの打設が始まるまでの期間を対象に、深層型沈下計の測定値を整理したものである。右図には、盛土の施工による上載荷重の増加を考慮した有効土被り圧（図中の点線）も併せて示してある。図 8-3 右図を見ると、各エリアとも深度 25~30m 付近で点線と圧密降伏応力がほぼ同値となる。また、左図では、その付近より上層の沈下量が卓越していることが分かる。

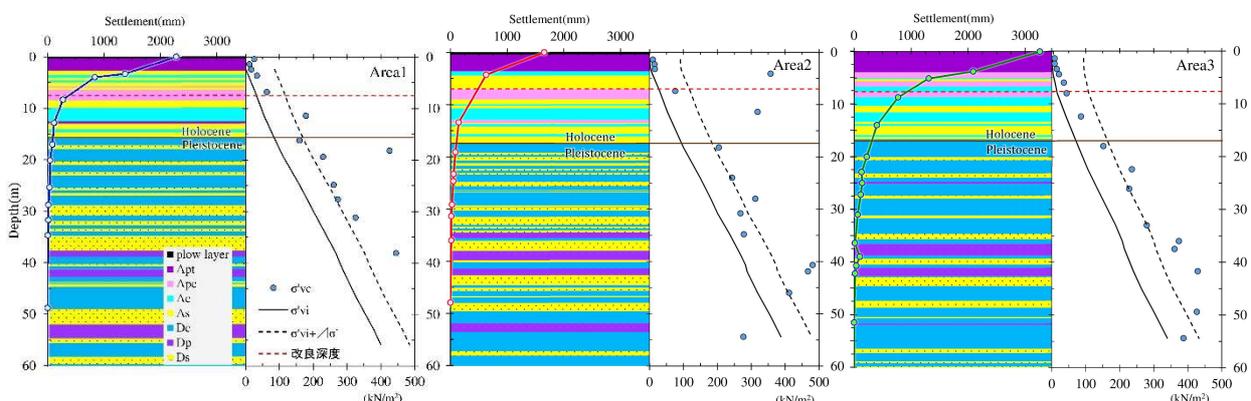


図 8-3 試験盛土の沈下量の深度分布と過圧密比

*1 実際には安全側の設計となるため、通常は高速道路路建設では安易な補正はしない。

これまで、「サンプリング時の試料は応力解放などの影響を大きく受けて乱れている。このため、室内試験の結果は原位置の強度を過小評価している。」と考えられてきた。本研究でも、同様の立場で「乱れた試料を特定して補正しよう」と2年以上の月日を費やしてきた。しかしながら、第3章で比較したとおり、白竜湖軟弱地盤の更新統粘性土のサンプリングの品質は、国内各地で採取された海成粘土と恐らく同程度で、また、図8-3が示すとおり、圧密試験の結果も概ね妥当なものであると考える。よって、強度試験の結果を補正する必要性は認められないものと判断する。

なお、Area3より北側の範囲においては、図8-3で沈下挙動が記録された深度付近（深度35m）までを改良対象範囲として本体工の設計方針（第4章参照）を決定した。この範囲は、盛土による有効土被り圧の増加で $OCR < 1$ となる範囲と概ね一致している。Bjerrumの概念図で言えば、盛土の载荷により Aged Clay が Young Clay に戻る位置に相当する。

8-2-3 疑似過圧密効果と二次圧密係数

図8-4は、Bjerrumが示した疑似過圧密効果を説明する概念図で、第5章で図5-1として既出の図に赤線を書き加えてある。この赤線は、今から10年後の圧縮状態を表している。例えば、今から10年間の沈下を考慮するのであれば、赤線で示された圧縮曲線を用いて圧密降伏応力を求めたうえで過圧密比を評価する必要がある^[7]。土層の堆積年代を求めるという行為は、この赤線を特定するのに等しい。

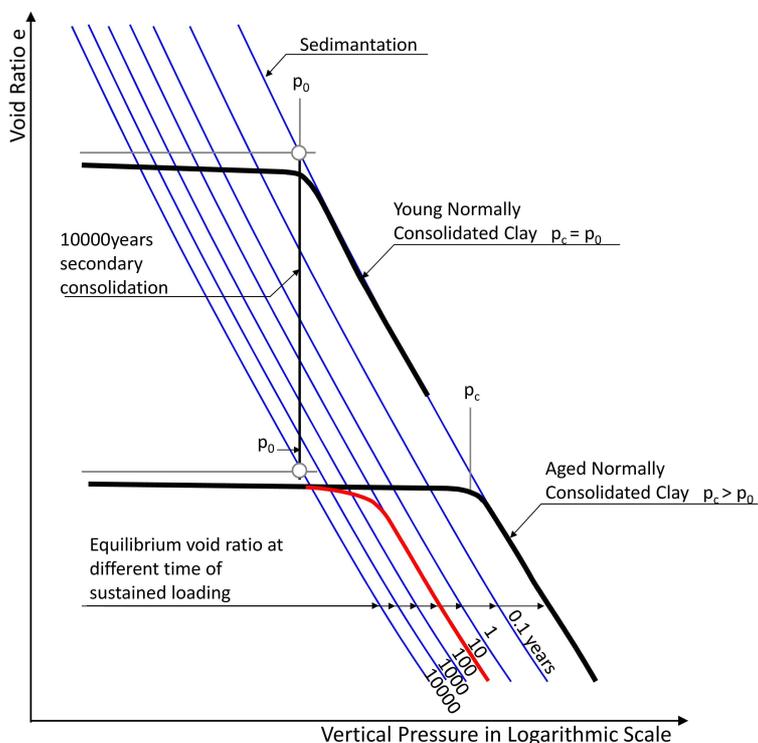


図8-4 正規圧密粘土の地質学的履歴と圧縮性^{[7], [8]}

渡部らや網干らが主張するように、時間経過とともに二次圧密係数が変化するのであれば、図 8-4 の赤線を特定するという行為は、極めて困難な作業となる。

Bjerrum は、図 8-4 に示すとおり、圧縮曲線の間隔を徐々に狭くすることによって、二次圧密係数の時間変化を表現しているものとする。網干らの実験や、渡部らの統合近似曲線によれば、この変化はもっと急激になる可能性が高い。第6章の図6-3 1は、試験開始から3年後以降、時間経過が10倍になるごとに10%ずつ二次圧密係数が低下するものとして試算した圧縮曲線群である。これに対し、網干らの実験では、実験開始から10年以内に二次圧密係数が1/3程度まで低下している。前述の仮定は、網干らの実験結果より相当緩慢な変化を想定している可能性が高い。二次圧密係数の経時変化がその程度であったとしても、数年以降の曲線を特定することが相当困難な状況になる可能性を示唆している。

第5章で概説した関口・太田の弾粘塑性構成モデルでは、二次圧密係数は変化しないものとして取り扱っている。図 8-5 は、Taylor が示した仮説^[18]で、図 (a) は供試体の厚さの違いが圧縮量に与える影響^{*2}を表し、図 (b) は、図 (a) の二次圧縮過程における圧縮曲線の対応を示している。この仮説では10倍の時間を経過した圧縮曲線が等間隔に描かれており、二次圧密係数が変化しないものとして扱われていることが分かる。第5章では、土層の堆積年代を計算するに当たり、二次圧密係数が変化しないものと仮定している。

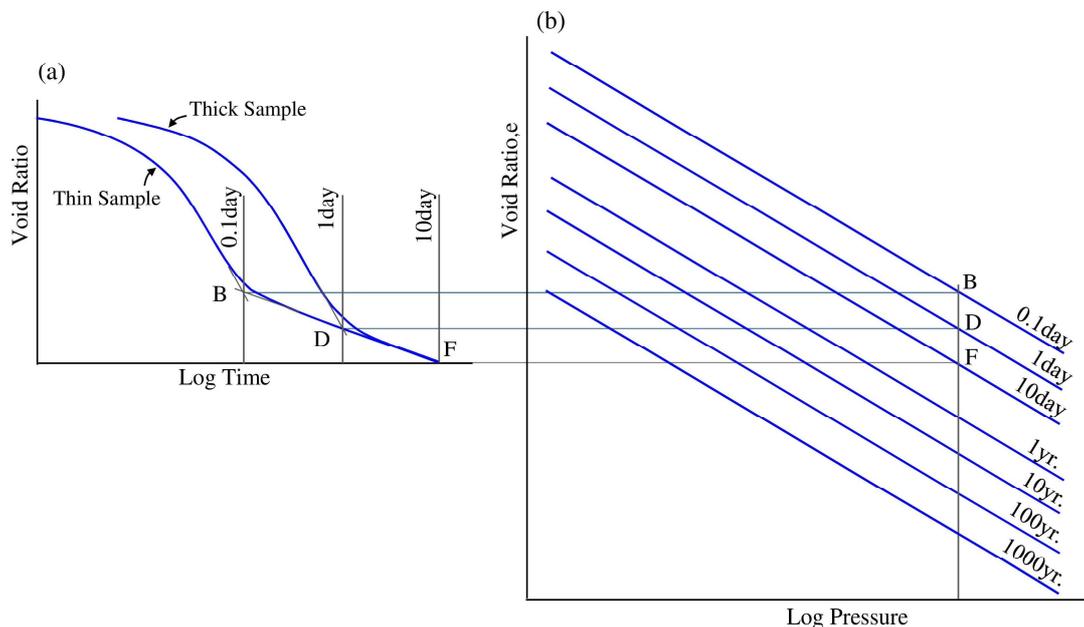


図 8-5 一次圧縮量と二次圧縮量に関する供試体厚さの影響 (a) および二次圧縮の時間線の仮説 (b) ^[18]

*2 「厚さの異なる供試体の $e-\log t$ が同一曲線になるか否か」という問題については、本研究では取り扱わない。

ところで、二次圧密係数は圧密圧力の大きさにも影響されて変化することが、Mesri et al.により明らかにされている [19], [20], [21], [22]。このため、本研究においても、第5章では標準圧密試験で正規圧密領域に達した後の二次圧密係数を求めて土層の堆積年代の計算に用いた。これは、Bjerrum の概念図が正規圧密領域の圧縮曲線を想定しているため、道路構造物の設計用に行った長期圧密試験の载荷範囲では不十分であると考えたものである。

図 8-6 は、二次圧密係数を長期圧密試験で求めた場合と標準圧密試験で求めた場合の比較で、どちらも標準圧密試験で求めた圧縮指数との関係を示したものである。(図 (a) では、赤色の点線で囲んだ7つのデータを除外している。) 両者には、約2倍の開きがあり、標準圧密試験で求めた二次圧密係数は長期圧密試験で求めた二次圧密係数より大きい。

図 8-7 は、実際に同じ試料（供試体作成位置は異なる）で二次圧密係数を標準圧密試験で求めた場合（図中 C_{α} ）と長期圧密試験で求めた場合（図中 $C_{\alpha l}$ ）を比較した例である。第5章では、可能な限り図 8-7 と同様に標準圧密試験の結果を整理して二次圧密係数（図 8-6 (a)）を求めて堆積年代の計算に用いている。

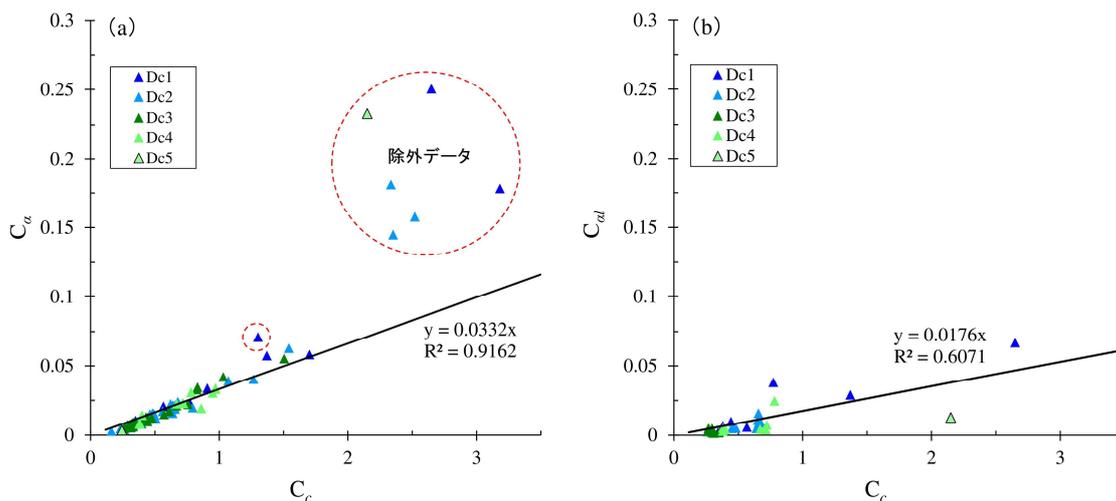


図 8-6 二次圧密係数の比較 標準圧密試験 (a) 長期圧密試験 (b)

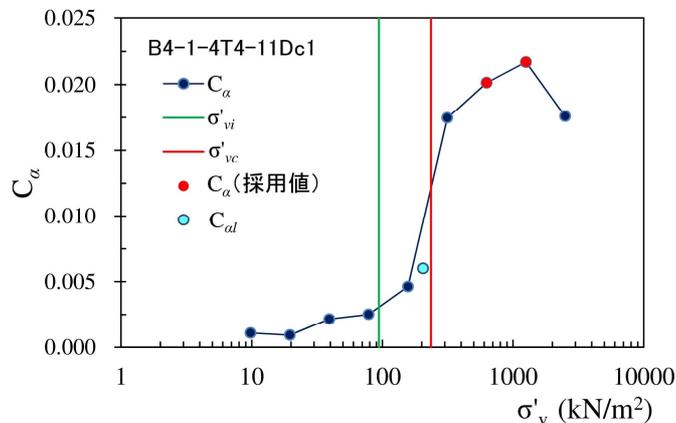


図 8-7 二次圧密係数の圧密圧力依存性の事例

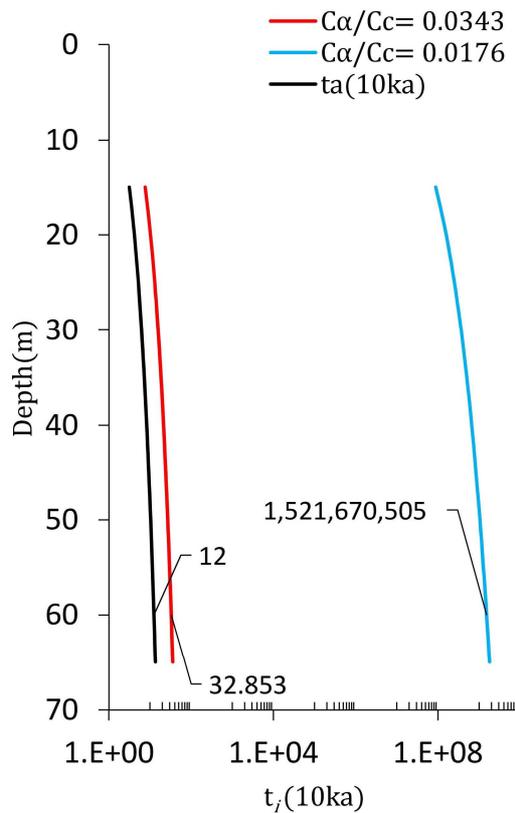


図 8-8 二次圧密経緯数の違いによる堆積年代の計算値への影響

図 8-8 は、二次圧密係数と圧縮指数の比の違いが、土層の堆積年代の計算結果にどの程度影響するか試算した結果である。図中 t_a は、年代測定の結果から導出した式 (3-1) で求めた地盤の堆積年代である。他は、式 (5-47) でべき指数を図 8-6 のとおりとした場合 (弾性変形は無視) を比較している。過圧密比は図 5-3 で求めた計算値で代表した。それぞれ、深度 60m の位置の堆積年代を示してあるが、年代測定から求めた堆積年代が約 12 万年前で、標準圧密試験から求めた二次圧密係数を用いた場合が約 33 万年前であるのに対し、長期圧密試験で求めた二次圧密係数を用いた場合の堆積年代は、約 15 億年前となってしまふ。地球の誕生が約 46 億年前とされているのに対し、深度 60m の粘性土の堆積年代としてあり得ない数字である。

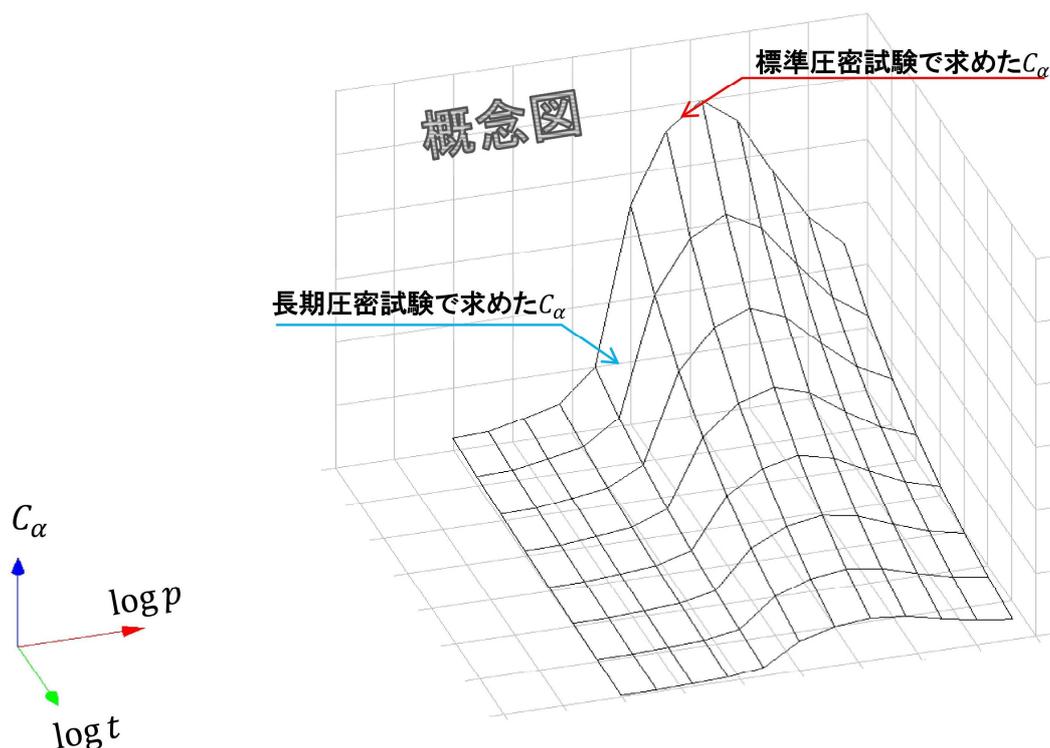


図 8-9 二次圧密係数の載荷時間依存性と圧密圧力依存性のイメージ

二次圧密係数は載荷時間に応じて変化する。また、圧密圧力に応じても変化する。両方の依存性を勘案すると、二次圧密係数は図 8-9 のような形状で変化することがイメージとして浮かび上がる。圧密圧力の大きさで二次圧密係数が増えるということは、Bjerrum の概念図も Taylor の仮説図も圧縮曲線が平行にはならないということになるが、実際には図 5-16 などに見るように、ほとんどの場合粘性土では正規圧密領域の圧縮曲線は（24 時間の範囲内の確認ではあるが）平行に見える。

一方、時間軸方向の変化は、網干らの実験結果によれば、もっと急峻なカーブを描くかもしれない。アイソタック概念に基づく統合近似曲線の傾きが、時間経過と共に小さくなるとしても同様である。その場合、Bjerrum の概念図の圧縮曲線の間隔はもっと急激に狭くなるべきである。

図 8-10 に、図 6-32 の時間経過について、Bjerrum の概念図に合わせて「年」とした場合の例を示した。Bjerrum の概念図では、最初の曲線の時間が示されていないが、ここでは、1日とし、以降 0.1 年から 10 万年に相当する曲線（Bjerrum は 1 万年までの曲線を示しているが、本研究では 10 万年程度までの堆積年代を扱ったため、これに合わせた。）を描いた。統合近似曲線の傾きが時間の経過と伴に変化する場合、Bjerrum の概念図を圧密試験の結果から再現すると、図 8-10 のようになる。図 8-10 の場合、例えば 100 年に相当する曲線と、それ以降の曲線を区別することが相当困難であるものと考えられる。さらに言えば、10 年に相当する曲線と 100 年に相当する曲線も相当に接近している。両者の間に、例えば 20 年に相当する曲線を描くことを想像すると、三者を区別できるだろうか。繰り返しになるが、これは図 8-4 の赤線を特定できない状態になったということである。

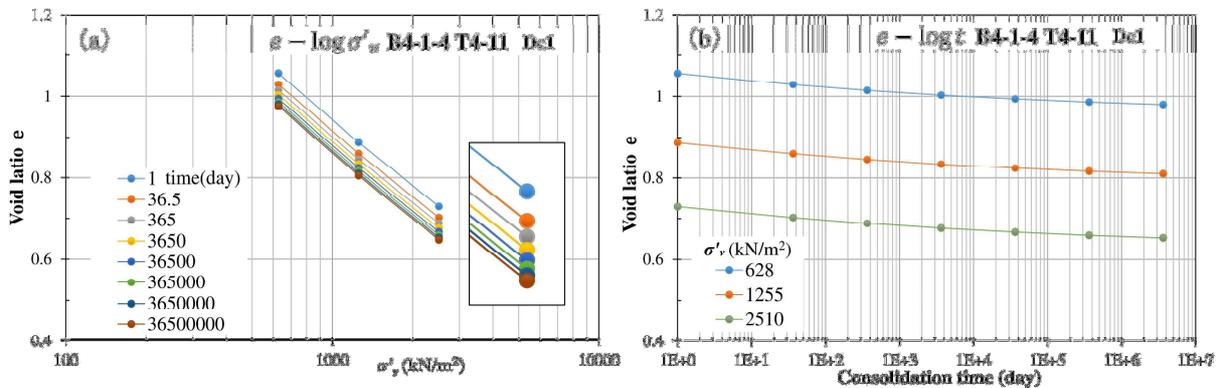


図 8-10 第6章 図6-33の時間経過を「年」とした場合

図 8-11 は、図 7-41 に示した網干らの実験結果^{[15], [16]}について、反復計算による近似曲線を追記したものである。この近似曲線では、ひずみ速度が 1/10 になると二次圧密係数が半減^{*3}することになる。

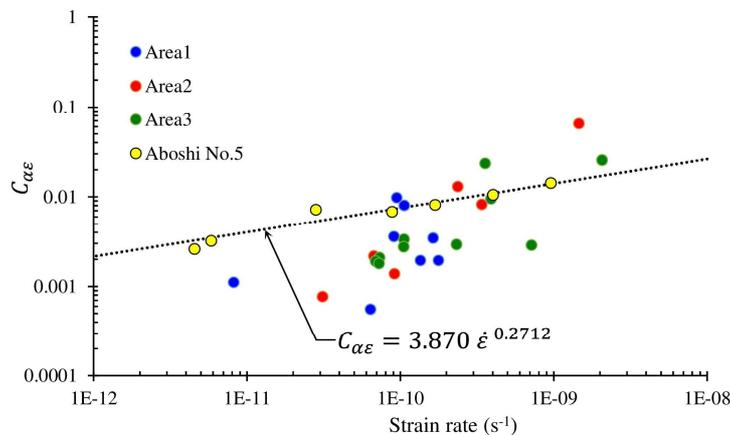


図 8-11 実測値における二次圧密係数とひずみ速度の関係

*3 初期間隙比を $e_0 = 2.03$ として、空隙比で表した二次圧密係数に換算。ひずみ速度が 1/10 になると、二次圧密係数は 0.5356 倍になる。

図 8-1 1 の近似曲線から、10 倍の時間経過でひずみ速度が 1/10 になると仮定して、試験開始 10 年後から 10 倍の時間経過ごとに二次圧密係数が 0.5356 倍になるとすれば、図 8-1 0 (a) は図 8-1 2 のとおりとなる。この例では、100 年後に相当する黄色の曲線とそれ以降の曲線が重なってしまう。

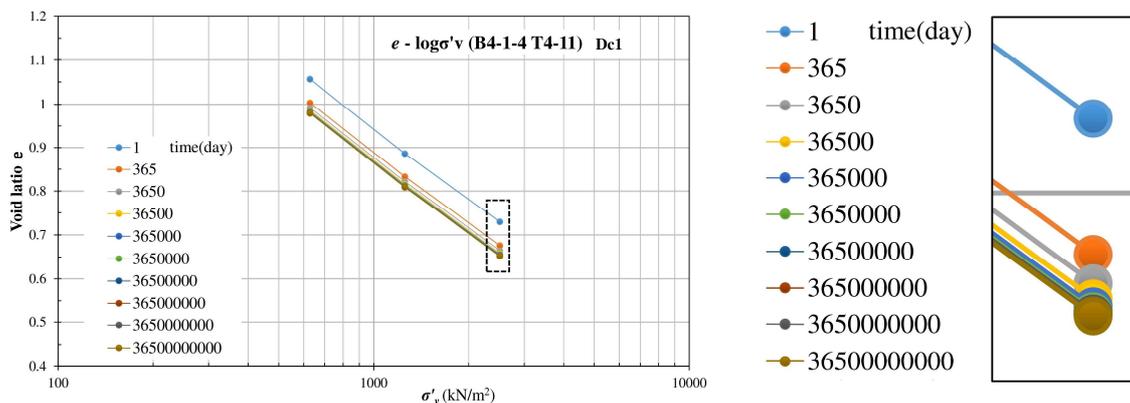


図 8-1 2 網干らの実験結果を参考とした圧縮曲線群の試算

これは、見方を変えれば「もうそれ以上沈下がほとんど生じない状況に達した」ということを意味している。また、擬似過圧密効果もそれ以上進行しない。そして、このような状態になると堆積年代は計算で求めることはできない。このことは、逆に考えれば、 t_i とは「対象の土層の圧縮が、ほとんど止まった時期」を示していることになる。