

遅延圧密土の一次元変形挙動

赤井 浩一・佐野 郁雄

K_0 -DEFORMATION BEHAVIOR OF SOIL UNDER DELAYED CONSOLIDATION

By *Koichi AKAI and Ikuo SANO*

Synopsis

In the present paper, some theoretical studies are performed from the viewpoint of long-term consolidation, in regard to quasi-overconsolidation behavior of soil known as the p_e -effect. Using the concept of state boundary surface, it is shown that such a soil has an elastic component with respect to deformation. In spite of above characteristics, the time effect for a soil under delayed consolidation and the loading effect for an overconsolidated soil are not identical generally, suggesting that the state path for both soils at subsequent loading would be different from each other, even if their start points are the same on the e - $\log \sigma_v$ plane.

1. 序

近時、構造物の大型化・重量化につれて、その基礎を従来のような沖積地盤に置くのでは支持力が不足することが多く、したがってさらに深部の段丘層や上部洪積層に支持層を求めねばならない事例が増しつつある。しかるに、この種の地層は、十分深所にある洪積層にくらべて堆積年代が比較的若く、過圧密比 (OCR) が小さい上に、地史的にみて必ずしもその荷重履歴が現在の有効上載圧を越えているとはみなしがたい場合も少なくなく、このような地盤上の構造物の沈下性状に問題が生じている。本文では、このような問題意識から、上部洪積層粘土などにみられる擬似過圧密特性に関連して、遅延圧密土の一次元変形挙動を状態限界面を通して考察するものである。なお、ここに遅延圧密とは、過剰間隙水圧が實際上消散してしまった後にも継続する圧縮、すなわち地史的なスケールでの二次圧密をいう。

2. 遅延圧密に伴う先行効果

Bjerrum¹⁾²⁾は、たとえ正規圧密粘土であっても、経時効果によって圧密降伏応力 p_e が有効上載圧 p_v より大きく出る現象に注意し、このような遅延圧密土の特性を先行効果 (p_e -effect) とよんだ。この先行効果は有効上載圧に比例して増加し、同年代に堆積した層の p_e/p_v は実在する上載荷重のもとで粘土に生ずる二次圧密の量とともに増加する。また、二次圧密は粘土の塑性とともに増すから、 p_e/p_v が塑性指数 I_p とともに増大することも知られている。

大阪地盤では、古くから古期沖積層または段丘層としての天満砂礫層が建物や構造物の支持層として扱われてきたが、この層の厚さが小さいところでは、その直下の粘土層の支持力が問題となる。この大阪層群最上部の洪積粘土 (Ma12 や Ma11) は、上部洪積層の中でも最も時代が新しく、地史的考察からしても堆積後浸食などによる載荷量の大幅な減少や、褶曲などによる地質構造的横圧をほとんど受けていないと考えられている。よって、その過圧密特性は、さらに古い洪積層粘土 (Ma10 以深) にくらべて著しく微小であり、新たな載荷に際して変形が無視できない。たとえば、大阪湾岸の大規模埋立地では、埋立造成後相当期間経過した現在でも、なお無視し得ない沈下が続いており、しかもそれがかなり深い堆積層で生じていることが

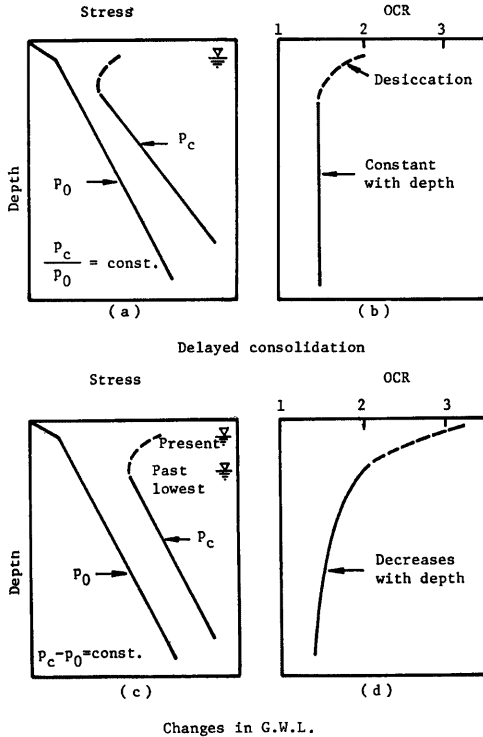


Fig. 1. Variation of p_e and OCR with depth from delayed consolidation and ground water movement (Wroth and Parry).

実測されているが、その機構は土質工学的にほとんどは解明されていない³⁾。

上記の大阪上部洪積層粘土の微小な過圧密特性の原因は、単なる地下水位の小規模な下降上昇によるものか、または前述の Bjerrum のいう正規圧密粘土の遅延圧密に伴う先行効果、すなわち擬似過圧密特性によるものかのいずれかであろう。Wroth ら⁴⁾は既往の地下水位変動などによる載荷履歴を受けた通常の過圧密粘土と、上載圧不変のまま遅延圧密をした擬似過圧密粘土との両者で、 p_e と OCR の深度分布に現れる相違を Fig. 1 のように説明している。これによると、前者は OCR が深さとともに減少するのに対し、後者はその深度分布が一定という特性をもつ。一方、静止土圧係数 K_0 と OCR の間には粘土に固有の関係がある⁵⁾ので、原位置における K_0 値がわかれば OCR が求まり、これが深さにかかわらず一定ならば、その粘土の過圧密特性が擬似的なものに過ぎないことが知られる。

Fig. 2⁶⁾ は大阪湾泉南沖水深約20m地点の海底地盤粘土層の過圧密特性を示している。これにより、海底直下の沖積層 A は正規圧密 ($p_e = p_s$)、粘土層 B (Ma12 相当層) は擬似過圧密 ($p_e/p_s = \text{一定}$)、粘土層 C は軽度の過圧密 ($p_e - p_s = \text{一定}$)、粘土層 D は地層の構造変動過程を経た高い過圧密 ($p_e \gg p_s$) の状態にあることが推定される。

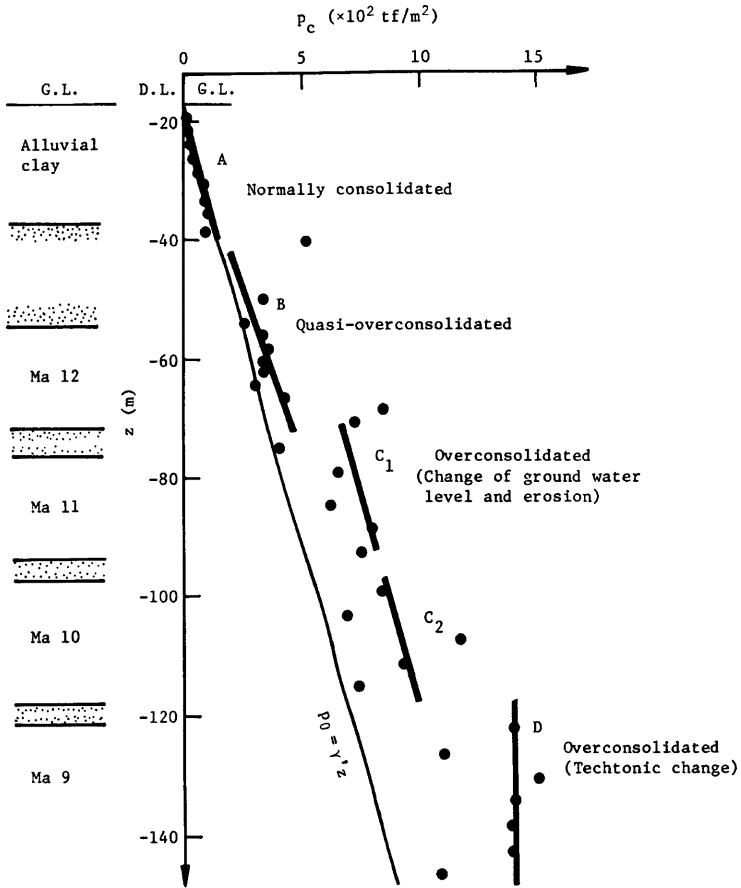


Fig. 2. Overconsolidation characteristics of clay layers under the sea bed in Osaka Bay.

3. 状態限界面と状態径路

3.1 状態限界面 (state boundary surface)

状態限界面は、Roscoeら⁷⁾が「土においては間隙量と応力の組合せが特定の限界内にしか存在できない」という実験事実から、その存在限界に対して名づけたものであって、応力軸としては平均有効主応力 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ と最大・最小主応力差 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ をとり、これらと間隙比 e との直交三軸で作る間隙量一応力空間内に状態限界面を表わした。さらに、この空間曲面の内側に、過圧密比ごとに決まる $e \sim p$ 面に垂直な間隙比一有効応力面 (膨潤壁, swelling wall) が存在することが認められ、この壁面上限の $p \sim q$ 面への投影が降伏軌跡 (yield locus) とよばれている。

3.2 遅延圧密における状態径路

遅延圧密による先行効果 (時間効果) を受けた土が、荷重履歴のある過圧密土と同じ間隙量にあるとき、

果たして両者が全く同一の応力状態にあり、したがって次に訪れる再載荷に際して同一の経路をたどるかなにかについて、状態限界面を用いて検討を行うことにする。ただし、変形の姿はあらゆる時点において完全側方拘束状態 (K_0 -状態) であり、この制約のもとで遅延圧密も過圧密 (K_0 -載荷と K_0 -除荷) も生ずるという状況を逸脱するものではない。

Wroth⁵⁾ が描いた遅延圧密による状態の変化は Fig. 3 である。これによると、地表面下ある深さにある土要素の有効応力状態は Fig. 3(a) の G 点で示される。これに対応する圧密曲線 (Fig. 3(b)) では、G 点は土かぶり圧による一次圧密完了直後の間隙比を与える。その時点と現在までの間にこの土要素は二次圧密を続け、現在の状態は H 点になっているが、その間有効応力は不変と考えている。

その後、この土要素が一次元的な載荷を受けると、再圧縮曲線 HI に沿って正規圧密曲線上の I 点に至ると考える。この I 点における鉛直方向応力が圧密降伏応力であって、これを逆にみれば、H 点では土要素は過圧密土のように挙動すると考えられる。しかし、二次圧密の期間の G から H までの間に有効応力が変化していないとすれば、H 点における K_0 値は G 点のものと同じであり、これは元の正規圧密時のものと一致する。このことは土要素の深さには無関係であり、したがって OCR と K_0 値がいずれも一定であるとして、さきの Fig. 1(b) の説明がなされている。

しかし、この Wroth の記述には、二次圧密期間中有効応力が不変するところに誤りがある。不変なのは鉛直方向の有効応力 σ'_v であって、Fig. 3 の横軸にとった平均有効応力 p ではない。以前、 K_0 圧密において、一次圧密期間中の主応力の時間的推移を定量的に明らかにした⁸⁾ が、それによると、全応力で表わした土中の測圧 σ_a は時間的に減少して、最終的には $\sigma_a = K_0 \sigma_v$ (σ_v : 一定の鉛直方向全応力) となるが、正規圧密の静止土圧係数 $K_0^{NC} = \sigma'_h / \sigma'_v$ は圧密期間中一定に保たれる。ところで二次圧密では、排水クリープによる土要素の形状変化が時間的に進行するが、側方変位が拘束されているので、鉛直ひずみ ϵ_v がそのまま体積ひずみ ϵ_{vol} となる ($\epsilon_v + \epsilon_h = \epsilon_v = \epsilon_{vol}$)。この ϵ_{vol} の時間的な増大は当然平均有効応力 $\sigma'_m (= p)$ の増加をもたらすが、鉛直方向応力 $\sigma'_v (= \sigma_v)$ は一定であるから水平方向応力 $\sigma'_h (= \sigma_h)$ が増加し、主応力差 $\sigma_v - \sigma_h (= q)$ は減少する。結局、二次圧密期間中は p が増加、 q が減少し、これにより K_0 値および (擬似) OCR の増大が起こると考えられる。

このような考察にもとづいて、遅延圧密土の変形挙動を状態限界面を用いて表現するのであるが、前述したように、荷重履歴のある過圧密土の挙動との比較という観点から、Fig. 4 のように間隙比一有

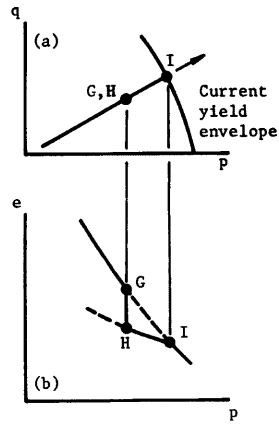


Fig. 3. Change of state caused by delayed consolidation (Wroth).

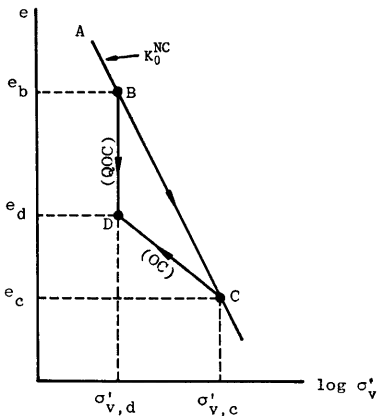


Fig. 4. State paths on the e - $\log \sigma'_v$ plane for QOC-soil and OC-soil.

* σ'_m と ϵ_{vol} の間にクリープや応力緩和などの時間効果がないか、あってもごく小さいことを仮定。

[SW] 内にあることに注意すれば足りるであろう。他方、遅延圧密土 (QOC) が二次圧密開始点 B からたどる空間的な径路を描くには、 epq 軸のほか新たに σ'_v 軸を導入し、 $e \sim \sigma'_v$ 面上で二次圧密期間中の径路 B_3D_3 が e 軸に平行になるという Fig. 4 の過程を利用することが必要である。つまり Fig. 5 (a) において、 $e \sim p$ 面に垂直な直角三角形 e_3B_3G およびこれと $de = e_3 - e_d$ だけ離れた全く同じ三角形 e_3D_3H の辺 B_3G, D_3H が作る 1 つの斜面 (これを aging 面 [AP] とよぶ) 上を、B 点から出発して p が増し、 q が減ずる向きに移動することになる。その終着点 D^* は、一般に過圧密土の現在点 D とは一致しない。図では D^* が D より $e \sim \sigma'_v$ 面に近い (つまり p が小さく q が大きい) ように描いてあるが、きわめて長期間二次圧密を続けた土ではこれが逆になることもあり得よう。いずれにせよ、この図では BD^* なる径路 (二次圧密径路) は aging 壁 [AW] の上縁として描かれている。

正規圧密を表わす K^{NC} 線が状態限界面上にあることはいままでのないが、この K^{NC} 線を上縁とする鉛直壁を [K_0W] とすると、さきの [SW] もいまの [AW] も [K_0W] より e 軸に近い側にあり、さらに [AW] の上縁としての二次圧密径路 BD^* が過圧密土の膨潤径路 CD と同様に状態限界面の内部に入っていることは明らかである。すなわち、遅延圧密土は過圧密土と同様に変形に関して弾性的成分をもつことになる。Fig. 5 (a) において、 $p \sim q$ 面に遅延圧密土の二次圧密径路 $B_1D_1^*$ (直線) と過圧密土の膨潤径路 C_1D_1 (一般には曲線) が示されており、前者では鉛直方向応力 σ'_v が一定のまま水平方向応力 σ'_h が増大するという既述の応力変化の様子が自明である。また、Fig. 5 (b) は $e \sim \log \sigma'_v$ 関係、(c) は $e \sim \log p$ 関係を示しており、これらの図には両者の土の状態径路とともに、限界状態線 (CSL) と等方応力線 (Iso.) の投影も記入されている。Fig. 5 (a) の $p \sim q$ 面や Fig. 5 (c) に注目すれば、遅延圧密土と過圧密土が同一の有効鉛直応力 σ'_v と同一の間隙比 e (鉛直ひずみ ϵ_v も同じ) でありながら、互に異なった有効応力状態にあることがわかる。これより、遅延圧密土が受けた時間効果と過圧密土が受けた載荷効果とは、一般に同一でないことが結論される。

3.3 再載荷における状態径路

上記の結論は、現在点からの再載荷に際して両者の土要素がたどる状態径路が異なるものであることを暗示している点で重要である。Fig. 6 (a) は Fig. 5 (a) の $p \sim q$ 面を再現したものであるが、加えて B, C, D (D^*) なる各点の間隙比に対応する非排水せん断径路を破線で示してある。このうち D 点に対する径路 e_d が K^{NC} 線を切る点 K_1 は、Fig. 5 (b), (c) の K_3, K_2 が示す空間点 K の $p \sim q$ 面への投影点である。つまり、Fig. 6 (a) の K_1, D_1, D_1^* はいずれも同一間隙比 e_d にある。また、この図において、原点と D_1 および D_1^* をそれぞれ結ぶ線の傾斜 η^{OC} および η^{QOC} は、 $\eta = q/p = 3(1 - K_0)/(1 + 2K_0)$ より過圧密土 (OC) と遅延圧密土 (QOC) の K_0 値を与えるものであり、この例では $K_0^{\text{OC}} > K_0^{\text{QOC}} > K_0^{\text{NC}}$ ($\eta^{\text{OC}} < \eta^{\text{QOC}} < \eta^{\text{NC}}$) なる関係にある。

さて、過圧密土の再載荷における有効応力径路は Fig. 6 (a) の D_1C_1 (ここでは便宜的に直線とした) となり、既往の最大応力点 C_1 で K^{NC} 線に達して、以後はこの正規圧密線 (処女圧縮線) 上を進むことは周知であるが、一方、遅延圧密土の載荷においては、 D_1^* 点より D_1C_1 線に平行に進み、 C_1^* 点で K^{NC} 線に到達するものと予想される。この C_1^* を通り、過圧密土の降伏軌跡 (実線) に相似の軌跡 (点線) を図中に描いたが、これが D_1^* 点まで二次圧密した遅延圧密土の降伏軌跡である。この C_1^* 点を $e \sim \log \sigma'_v$ 面に記入すれば Fig. 6 (b) の C_1^* となるから、これより遅延圧密土の (擬似) 過圧密比は $\text{OCR}^* = \sigma'_{v,e} / \sigma'_{v,d}$ となっており、図の例では前述の過圧密土のもの ($\text{OCR} = \sigma'_{v,e} / \sigma'_{v,d}$) より小さいことがわかる ($K_0^{\text{OC}} > K_0^{\text{QOC}} > K_0^{\text{NC}}$ と同義)。なお、 C_1^* 点の横座標 $\sigma'_{v,e}$ は遅延圧密土の (擬似) 圧密降伏応力というべきものであり、これより大きい載荷に際して正規圧密挙動をすることになる。この C_1^* が過圧密土の C_3 と異なることは、初めに述べた上部洪積層粘土などへの載荷による沈下の算定において留意すべき点であると考えられる。

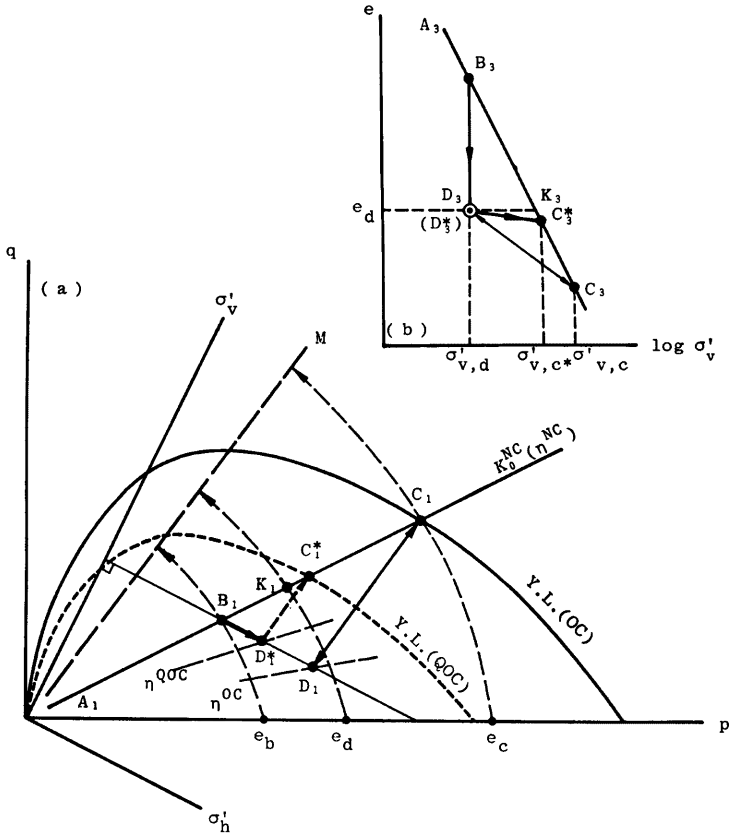


Fig. 6. State paths on the p - q plane and the e - $\log \sigma'_v$ plane for QOC-soil and OC-soil.

3.4 一次元圧密中の側圧変化に関する実験データ

一次圧密と二次圧密を通じて一次圧密 (K_0 圧密) 中の側圧変化を測定したデータが Thompson⁹⁾ によって Fig. 7 のように示されている。試料は Cambridge Gault clay ($G_s=2.72$, $LL=85\%$, $PI=55\%$) であり、一次圧密完了時の静止土圧係数は、載荷段階では $K_0=0.65\sim 0.75$ 、除荷段階ではこれより著しく増大し、OCR の大きいところで $K_0>1$ である。一次圧密中の側圧 (全応力) は圧密度とともに直線的に減少して、最終的に上述の K_0 値が発生する。次に、二次圧密中の側圧は最初急増し、ある時間経つとほぼ一定値となる。二次圧密の沈下曲線が対数時間に対して直線的となることも図示されている。これは、本節で述べた遅延圧密土の変形挙動に関する理論的考察を支持するものである。

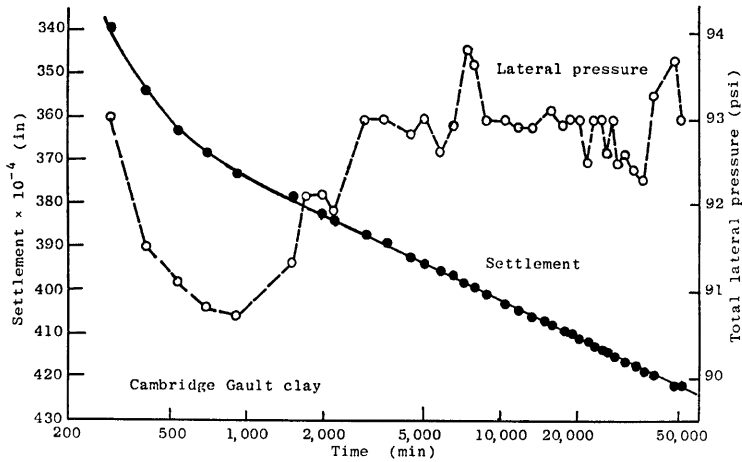


Fig. 7. Settlement and lateral pressure behavior during K_0 -consolidation (Thompson).

4. 遅延圧密土の長期圧密特性

粘土の二次圧密については、レオロジーなどの物性面よりかなり古くから理論的・実験的研究が行われているが、前述の Bjerrum¹²⁾ による遅延圧密の概念により、その定量的な把握が可能となり、沈下計算や構造物の設計に有用な解釈がなされるに至った。

Fig. 8 は遅延圧密の説明図であるが、 $e-\log p$ 関係に地層堆積後の時間パラメーターが記入されている。このパラメーターが意味するところは、たとえば載荷重 p_0 で二次圧密中の粘土は、各時間パラメーターと交わる位置で、それぞれに対応する二次圧密速度 $\dot{\epsilon}_d$ をもつことである。したがって、堆積後1万年にある擬似過圧密粘土 (D) に載荷 $4p$ が行われて E 点までくれば、 $p_0+4p < p_c$ により一次圧密の沈下はそれほどないが、一方、二次圧密速度はこの粘土が BD 線上の C 点で有していた堆積後1年に相当するものを復活させると考えねばならない。これは、載荷による1万年の地史履歴の消失と遅延圧密の再生にほかならない。もし降伏点 F およびそれを越えた G 点まで応力増加があれば ($p_0+4p > p_c$)、顕著な一次圧密とともに、それに続く二次圧密速度は粘土が当初堆積した時点 (B) におけるものと同じく、きわめて大きいものになるであろう。なお、Mesri ら¹⁰⁾ によると、間隙比-対数時間曲線の傾斜 $C_a = de/d \log_{10} t$ は圧縮指数 C_c と比例関係にあることが認められている。

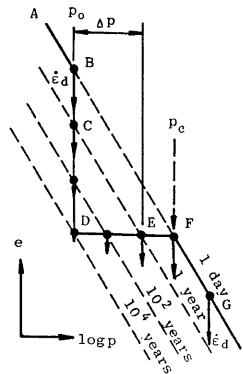


Fig. 8. Explanation of delayed consolidation.

大阪南港ポートタウン地域での大口径デニンサンプリング (ϕ 150mm) 試料の各種圧密試験結果は、上部洪積層粘土 (Ma12; $G_s=2.65$, $LL=139.3\%$, $PI=90.8\%$) の C_a が p_c を境に急増している (Table 1 参照)。Fig. 9 は Table 1 の試料の長期圧密試験における沈下一時間曲線を示す。ただし、載荷重は $\sigma'_v = 6.4 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ の段階のものであって、正規圧密領域に属している。この図により、遅延圧密土とみられる Ma12 が微小な過圧密特性しか有せず、新たな載荷により顕著な二次圧密を生ずることが

Table 1. Rate of secondary compression of Osaka upper diluvial clay
(Ma 12; depth 55.7m-57.7m, LL=139.3%, PI=90.8%, $C_c=$
1.41, $p_c=4.4\text{kgf/cm}^2$).

σ'_v (kgf/cm ²)	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	12.8	25.6
C_α (%/cycle)	0.17	0.12	0.34	0.41	4.9	6.9	3.1

$$(C_\alpha = de/d \log 10t)$$

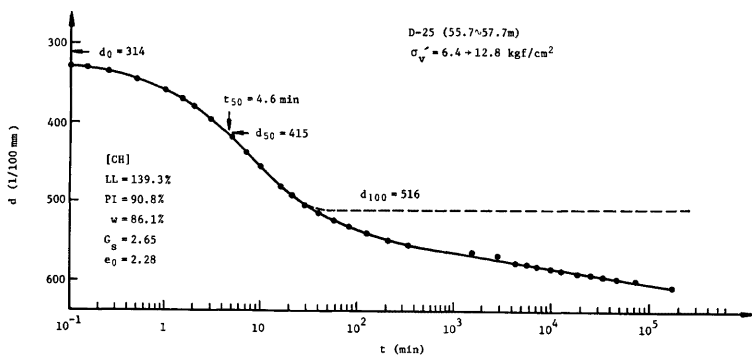


Fig. 9. Result of long-term consolidation test for Osaka upper diluvial clay.

知られる。

5. 結 論

本文では、遅延圧密土の一次元変形挙動について、主に理論的な面から考察を加えたが、得られた結論は以下のように要約される。

(1) 大阪湾海底粘土の過圧密特性に関する各種の調査から、大阪層群上部洪積層粘土 (Ma 12) は遅延圧密土に該当し、(擬似) 過圧密比 p_c/p_0 は深さにかかわらずほぼ一定となる。

(2) 遅延圧密の期間中一定なのは鉛直方向の有効応力 σ'_v であって、Wroth がいうように平均有効応力 p ではないことに留意すべきである。この期間中 p が増加し、主応力差 q が減少することが、遅延圧密とともに K_0 値と OCR が増す原因である。

(3) 状態限界面の概念を用いた考察から、遅延圧密土は過圧密土と同様に変形に関して弾性的成分をもつことが知られる。

(4) それにもかかわらず、遅延圧密土が受けた時間効果と過圧密土が受けた載荷効果とは、一般に同一でない。したがって、現在点からの再載荷に際して、両者の土要素がたどる状態径路は相異なる。

(5) このような擬似過圧密特性をもつ遅延圧密土に載荷がなされると、それまでの地史履歴を消失して二次圧密速度が増加し、その結果長期圧密による沈下が改めて進行する。

本研究に関連して、昭和55年・56年の両年度にわたり、「擬似過圧密土の設計パラメーターに関する研究」なる課題に対し、文部省科学研究費補助金(試験研究)の交付を受けていることを付記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L.: Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays As

- Related to Settlements of Buildings (7th Rankine Lecture), *Geotechnique*, Vol. 17, 1967, pp. 83-117.
- 2) Bjerrum, L.: Embankments on Soft Ground, Proc. Amer. Soc. Civil Engrs. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 2, 1972, pp. 1-54.
 - 3) 三笠正人: 埋立地盤の土質工学的諸問題, 土木学会誌, Vol. 63, No. 4, 1978, pp. 50-52.
 - 4) Wroth, C. P. and Parry, R. H. G.: Shear Properties of Soft Clay, Report 4, Intern. Symp. on Soft Clay, Bangkok, 1977, pp. 6-10.
 - 5) Wroth, C. P.: In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics, SOA Report, Proc. Amer. Soc. Civil Engrs. Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. 2, 1975, pp. 181-230.
 - 6) 土木学会海上空港連絡調査委員会: 海上空港連絡施設に関する技術検討調査報告書, 第3章, 海底地盤の特性, 1980, pp. 41-127.
 - 7) Roscoe, K. H. *et al.*: On the Yielding of Soils, *Geotechnique*, Vol. 8, 1958, pp. 22-53.
 - 8) 赤井浩一・足立紀尚: 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 113, 1965, pp. 11-27.
 - 9) Thompson, W. J.: Lateral Pressures in One-Dimensional Consolidation, Proc. 2nd Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 1, 1963, pp. 26-31.
 - 10) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time- and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc. Amer. Soc. Civil Engrs., Vol. 103, GT 5, 1977, pp. 417-430.