

圧密沈下対策が実施された泥炭質軟弱地盤の長期沈下と二次圧密

○飯沼孝一¹・白子 博明²・赤石 勝³・杉山 太宏⁴

¹株式会社オオバ・²株式会社 CPC・³新日本開発工業株式会社・⁴ 東海大学

1. はじめに

周知のように、二次圧密に関する研究はこれまで精力的に行われてきた。その成果として、二次圧密を含む一次元圧密理論も多数発表されている^{1)~5)}。二次圧密は最大排水距離の小さな室内圧密試験においてのみ一次圧密終了後に観察される挙動であって、排水距離の大きな現場では長期にわたる一次圧密中に含まれてしまい、分離しては現れないとする考え方があり。一方、これまでの研究成果によれば、ひずみの時間依存性に起因する二次圧密は一次圧密中からも発生し、長期に渡って時間の対数にほぼ比例することが明らかにされている^{6)~15)}。しかしながら、慣用的一次元圧密解析(慣用法)では、現在でも二次圧密の影響は考慮されていない¹⁶⁾。慣用法に利用する1日間隔載荷圧密試験(標準圧密試験)の圧密量が、現場の何時の圧密量に対応するのか、圧密係数決定時に二次圧密の影響を無視して良いのかなどの問題点は今もなお残されている。

本研究では、本州の2地区においてほぼ同じ層序をなす泥炭質地盤上に施工された道路盛土(局所載荷)と宅地造成盛土(一次元載荷)のそれぞれで長期間観測された沈下測定データをもとに、二次圧密に起因すると考えられる現場の長期沈下と室内一次元圧密試験の二次圧密係数 α との関係を比較している。実際の軟弱地盤は不均質で、層別沈下の経時変化が測定されることは少ないため厳密な比較は難しいが、室内圧密試験で観察される二次圧密沈下は、実際地盤の長期沈下と対応することを示す。また、著者らはこれまでに二次圧密を考慮した一次元圧密沈下解析モデルを提案している^{17),18)}。ただし検討対象は主として粘土であり、有機質土(泥炭)に関する検討は必ずしも十分でないため、不攪乱泥炭に対して層厚の異なる一次元圧密試験を行い、圧密挙動に対する提案モデルの適用性を確かめている。

2. 泥炭質軟弱地盤の圧密沈下挙動

2.1 二次圧密係数の定義

二次圧密係数には、圧密時間1ログサイクル当たりの間隙比変化量で定義する $C_\alpha (= \Delta e / \Delta \log t)$ と体積ひずみで定義する二次圧密係数 $\alpha (= C_\alpha / f_0, f_0$ は初期体積比)があり、本論文では後者を使用する。軟弱地盤は複数の軟弱層から構成されることが多く、動態観測では地表面沈下量のみ測定されることが多い。次節で検討する宅造盛土と道路盛土が施工された軟弱地盤の二次圧密係数 α は、圧密時間1ログサイクル当たりの地表面沈下量を全軟弱層厚で除した体積ひずみ(一次元圧密では軸ひずみでもある)で表す。宅地造成盛土では軟弱層厚に比べて盛土幅が十分大きいので、一次元圧密条件として体積ひずみによる二次圧密係数 α_v と表示し、道路盛土のような局所載荷では平面ひずみ条件の地表面沈下量が測定されるため、軸ひずみによる二次圧密係数 α_A と表して区別する。なお、室内圧密試験の二次圧密係数には下付き添え字をつけずに α と表示する。

2.2 神奈川県伊勢原市愛甲地区

神奈川県伊勢原市愛甲地区¹⁹⁾の標高は20m前後で、開析谷に沖積層が堆積する。地表面から深度2m程度までシルト層、その下位深度7~15mに堆積する黒褐色の泥炭層は有機物を多量に混入し、N値は0~1で非常に軟弱である。泥炭層中にはスコリア層を帯状あるいはポケット状に多量に含む。泥炭層の下には、N値が0~9のシルト層が堆積する。この地区に施工された高速道路と宅地造成地の長期沈下挙動について比較する。

(a) 東名高速道路盛土

愛甲地区北部には旧日本道路公団が1969年完成した東名高速道路が位置し、建設時に愛甲試験盛土工事が実施されている。試験盛土工事では、地盤改良なしで高さ4.5mの盛土を施工した無処理N地区と、圧密沈下促進のためサンドドレーンを打設したSD地区の圧密沈下挙動が詳細に検討された。SDの仕様はドレーン径40cm、ドレーン長10m、ドレーンピッチ1.2m、三角形配置(Δ)である。N地区とSD地区間の水平距離は約40mで、旧日本道路公団の愛甲試験盛土工事資料を利用して作成した各地層内の含水比の深度分布を図-1に示した。試験盛土各地点の含水比の深度分布は似た傾向を示しているが、上位2層の層厚と平均含水比がやや異なる。当時の検討では、沈下対象層が3層(シルト層、上部泥炭層、下部泥炭層)に区分されているが、40m離れた両地区の土層構成はその層厚に0.5~1mの差があることが分かる。当地区のような丘陵地間のおぼれ谷沖積層は、その堆積環境から不均質で場所による層厚の変化の大きい

Secondary consolidation and long-term subsidence of peaty soft ground consolidation settlement

Koichi Iinuma¹, Hiroaki Shirako², Masaru Akaishi³, Motohiro Sugiyama⁴ (¹OHBA.Co.Ltd, ²CPC.Co.Ltd, ³PEC.Co.Ltd, ⁴Tokai University)

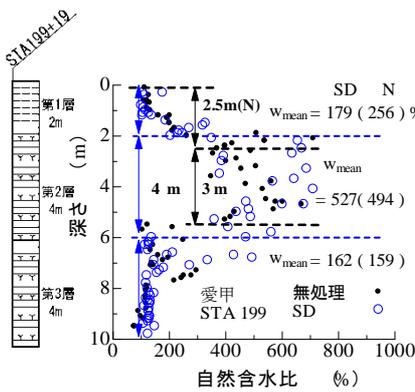


図-1 含水比の深度分布 (愛甲・道路)

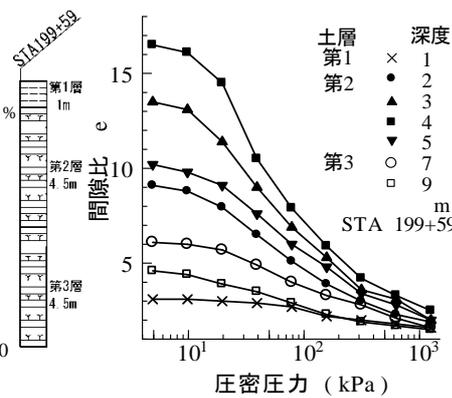


図-2 e-logp 曲線 (愛甲・道路)

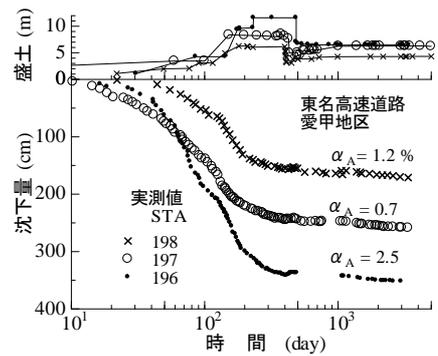


図-3 沈下量-時間関係 (愛甲・道路)

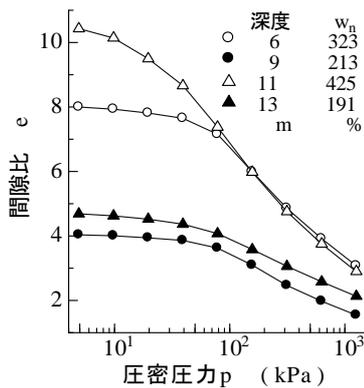


図-4 e-logp 曲線 (愛甲・宅造)

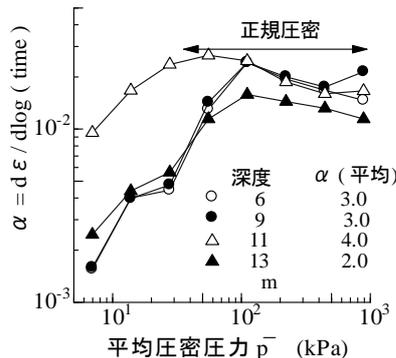


図-5 alpha-logp 関係 (愛甲・宅造)

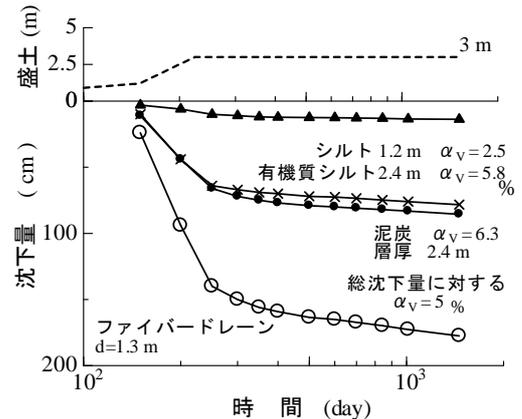


図-6 沈下量-時間関係 (愛甲・宅造)

が特徴である。ステーション No.199 (STA199+59) 地点から採取した土試料で実施された圧密試験の e - $\log p$ 曲線が図-2 である。●記号で示した泥炭層の初期間隙比は 9 以上と非常に高く、高圧縮性の泥炭層で大きな圧密沈下が発生することが懸念された。

愛甲試験盛土工事に隣接した 3 地点 (STA196,197,198) において、盛土工事後から盛土中央直下の旧軟弱地盤地表面で約 10 年間観測された沈下量-時間関係が図-3 である。当地区には沈下ならびに安定対策として、サンドコンパクションパイル ($L=10$ m) とサーチャージ ($H=2$ m) が施工されている。図から、サーチャージが除荷されて、供用開始後も時間の対数に比例する沈下が観測されている。図中には、前述した定義による二次圧密係数 α_A を求め示した。この値と室内一次元圧密試験の α 値を直接比較したいところであるが、圧密量-時間関係の測定データは残されていない。

(b) 宅地造成盛土

東名高速道路から約 1km 南には、住宅地開発に伴う造成盛土が施工され、二次圧密に起因する長期沈下の発生が予測された。パーチカルドレーン工法 (ファイバー&三角形配置 (Δ) ピッチ 1.3m) の圧密沈下の促進効果を確認するために試験盛土工事が実施された地点の地層構成は、高速道路地点と類似している。しかしながら、高速道路試験盛土工事と同様、試験工事前の圧密量-時間曲線に関する土質試験結果は残されていない。

住宅開発区域内で試験工事地点からは少し離れた地点で採取した試料の圧密試験結果が図-4 と図-5 である。泥炭や泥炭混じりシルトは不均質で圧縮性が高く、二次圧密係数 α の値も高いことが両図から明らかである。パーチカルドレーン施工地点で計測された沈下量-時間関係が図-6 である。当試験盛土では、層別沈下量が測定されているので、その結果も図に記している。ドレーンの施工間隔は 1.3 m で、おおよそ 500 日以降で二次圧密的長期沈下が観測されている。700 日以降の沈下量を二次圧密と仮定して二次圧密速度 α_v を求め図中に示した。当地点で観測された α_v は、図-5 の α 値よりも大き目である。図-5 中に示した α は隣接地点で採取された試料の試験結果ではあるが、両図の二次圧密係数の比較から、実地盤でも室内圧密試験で観測される二次圧密の存在が推察される。

2.3 静岡県袋井市磐田地区

(a) 大規模宅地造成盛土

袋井市内の太田川および原野谷川の沖積デルタ地帯に続く台地を南北に刻み込んだ沖積谷 (溺れ谷) が、宅地造成のために全面的に盛土された。東名高速道路に接する造成地南側沖積谷中央の軟弱層は、最大約 14 m の厚さがある。自然含水比 490~1100 %を示す泥炭層が最大 9 m の厚さで堆積し、その下位に自然含水比 86~150 %の有機質シルト層が

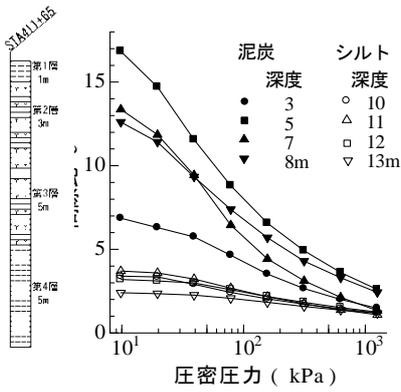


図-7 e-log p 曲線 (袋井・宅造)

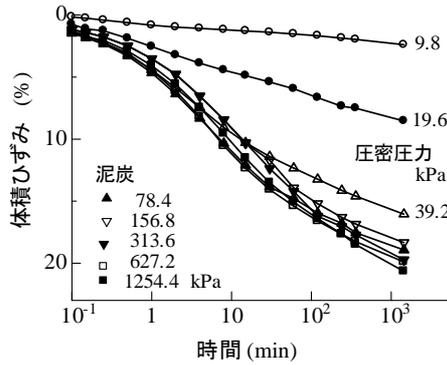


図-8 泥炭の圧密量-時間関係 (袋井・宅造)

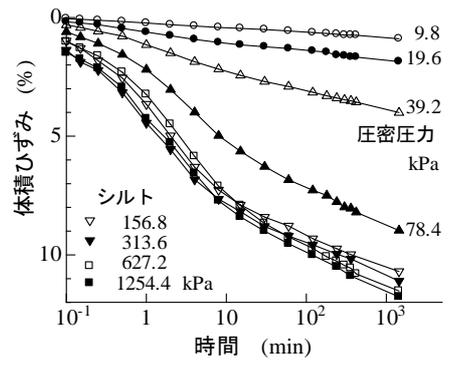


図-9 シルトの圧密量-時間関係 (袋井・宅造)

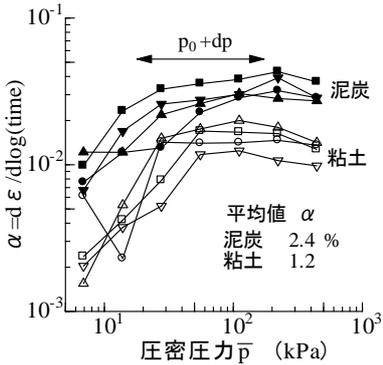


図-10 α-log p 関係 (袋井・宅造)

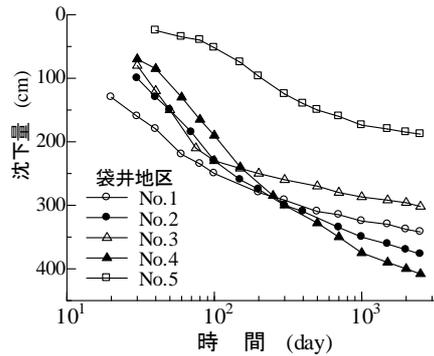


図-11 沈下量-時間曲線 (袋井・宅造)

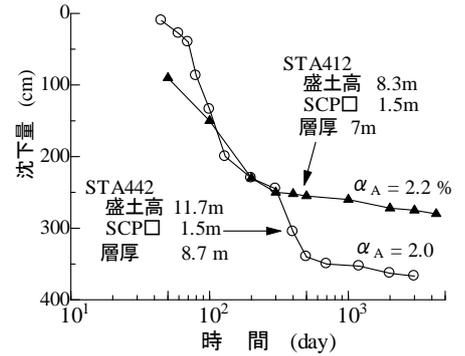


図-12 沈下量-時間関係 (袋井・道路)

堆積する。また、谷の一部には下部シルト層の欠如した泥炭層のみ堆積した場所があり、泥炭単一層の圧密沈下量が観測されている。土質調査を実施した宅地造成地隣接地の軟弱層は、盛土前の状態に近いと考えられる。造成地の盛土荷重による長期沈下量について検討するため、シンウォールサンプリングにより泥炭と有機質シルト試料を採取した。採取試料の標準圧密試験結果から一次元圧密沈下量を計算し、観測された沈下量の結果と比較する。

図-7に e-log p 曲線、図-8と図-9はそれぞれ泥炭とシルト試料の圧密量-時間曲線である。泥炭層は、圧縮性が大きく、シルト層に比べ不均質である。圧密量-時間曲線からは、両試料とも典型的な二次圧密が観察される。二次圧密係数 α と平均圧密圧力 \bar{p} の関係を示した図-10 から、 α は正規圧密領域においてほぼ一定であることがわかる。図中の両矢印は、現場の圧密圧力に対応する範囲を示しており、この圧密圧力範囲における α の平均値は、泥炭で 2.4 %、シルトで 1.2 % である。図-7 に示した両試料それぞれ 4 つの e-log p 曲線を平均して設計計算用 e-log p 曲線を描き、式(1)の慣用法で一次元圧密沈下量 (S_c) を求めた。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \quad (1)$$

ここに、 H は軟弱層厚、 e_0 は圧密前の間隙比、 e_1 は圧密後の間隙比である。

盛土施工後、8 地点において約 10 年間測定された現場沈下量 S_F と、式(1)による計算値 S_c を比較して表-1 に示した。また、このうちの 5 地点 (No.1~No.5) の沈下の経時変化を図-11 に示した。No.1~No.5 は、泥炭の単一層で無処理地盤である。No.5 は他の地点に比べて、含水比も低く有機質土含有量も小さいため、沈下量が小さくなっている。No.6~No.8 は泥炭とシルトの 2 層地盤で、No.7 と No.8 にはサンドドレーンが打設されている。現場沈下量 S_F は、標準圧密試験結果を用いて算定した S_c に近い大きさで、両者の比率 S_F / S_c はほぼ 1 と判断できる。表-1 の α_v は、無処理地盤 (No.1~No.6) で 4 % 程度、サンドドレーン打設地盤では 2 % 程度に低下しており、サンドドレーンの圧密促進効果によるものと考えられる。また、この表-1 の α_v は図-10 に示した標準圧密試験から得られた α 値の約 2 倍を示すが、当現場でもやはり二次圧密的な長期沈下が発生している。

(b) 東名高速道路盛土¹⁶⁾

宅地造成地の南端に接する東名高速道路袋井地区の沈下時間関係が図-12 である。1000 日以降で二次圧密的な長期沈

表-1 計算沈下量と現場観測結果 (袋井・宅造)

No.	1	2	3	4	5	6	7*	8*
H (cm)	580	675	575	650	500	950	1350	1300
S_c (cm)	333	337	314	501	172	259	583	577
S_F (cm)	348	386	309	430	180	280	510	572
S_F / S_c	1.0	1.1	1.0	0.9	1.0	1.1	0.9	1.0
α_v (%)	3.6	4.2	4.1	3.8	4.4	5.2	1.9	2.3

下が観測されるが、その大きさは図-11 の一次元の宅地造成現場のそれに比較してかなり小さい。圧縮性が大きく低強度の泥炭質地盤の安定性を確保するため、サンドコンパクションパイル (SCP) を打設したことが、この一因と考えられる。また二次圧密的沈下は、収束することなく生じている。SCP の仕様は、ドレーン径 70cm, ドレーン長 8m, ドレーンピッチ 1.5m, 正方形配置 (□) である。

2.4 標準圧密試験と現場の二次圧密係数

上述の 2 地区で観測された泥炭質軟弱地盤上の道路盛土による二次圧密係数 α_A ならびに宅地造成盛土による α_v と、一次元圧密試験の二次圧密係数 α の関係を示したのが図-13 である。多層軟弱地盤の平均値である α_A , α_v と単一層の α 関係を単純には比較できない。また、図-13 の現場データには、道路と宅造盛土による載荷条件の違いのみならず、地盤改良の有無の影響も含まれている。さらに、土によっては圧密圧力の大きさによって α が著しく変化する場合もある。このような要因から図の結果はばらつきが大きく、また、粗雑な比較になってしまうが、 α_A , α_v と α には相関性が認められる。図-13 は、一次元圧密試験で観測される二次圧密係数 α が、実際地盤の長期沈下の予測に利用できる可能性が高いことを示す。

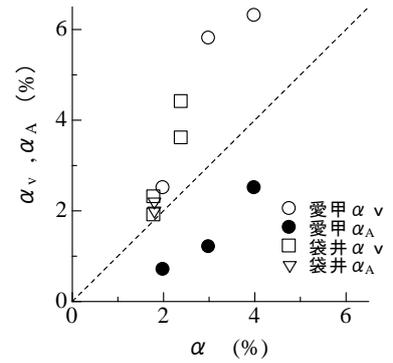


図-13 二次圧密係数の比較

3. 応力ひずみ時間関係と圧密 FE 解析¹⁸⁾

一次元圧密の全体積ひずみ v を有効応力変化に伴う v_p と時間依存性の v_t の和として式(2)で、二次圧密速度 \dot{v}_t を式(3)、式(4)でそれぞれ表す^{17),18)}。

$$v = v_p + v_t \quad (2), \quad v_p = \lambda^* / f_0 \ln(p/p_0) \quad (2.a), \quad v_t = (\lambda - \lambda^*) / f_0 \ln(p/p_0) \quad (2.b)$$

$$\dot{v}_t = \dot{v}_i \exp(-v_t / \alpha) \quad (3), \quad \dot{v}_i = \dot{v}_f \exp((v_f - v_p) / \alpha) \quad (4)$$

ここに、 λ は圧縮指数、 λ^* は一次圧密量のみで定義する圧縮指数、 f_0 は初期体積比、 p_0 と p は圧密前後の平均有効応力、 α は体積ひずみの二次圧密係数、 \dot{v}_i は二次圧密の初期速度である。標準圧密試験では 1 日後の全圧密量 v_f から λ を決定し、この圧密時間 t_f ($=1440$ 分) における体積ひずみ速度 \dot{v}_f は式(5)で計算する。標準圧密試験の最大排水距離 H_L よりも大きな排水距離 H_F の \dot{v}_f を決定する場合には、式(6)を利用する。式(6)の n は定数で、最大排水距離の異なる供試体に対し、 $n=0$ と $n=2$ を用いるとアイソタク型(仮説 B)と平行移動型(仮説 A)の圧密量-時間曲線が計算されることを後述する。

$$\dot{v}_f = \alpha / t_L \quad (5), \quad \dot{v}_f = \alpha / t_L * (H_F / H_L)^{-n} \quad (6)$$

二次圧密を考慮した圧密連成 FE 解析の力のつり合い方程式と圧密方程式は式(7)で表す²⁰⁾。

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t \cdot \underline{P} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} + \underline{F}_t \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここに、 \underline{K} , \underline{C} , \underline{P} は剛性、連成、透水マトリックス、 \underline{d}_1 , \underline{d}_0 は節点変位、 \underline{u}_1 , \underline{u}_0 は節点水圧で添え字 1 は 0 の Δt 時間後を意味する。 \underline{F} は節点外力、 \underline{F}_t は v_t による等価節点力である。式(7)から得られる節点変位を用いて要素の全ひずみ成分 $\underline{\varepsilon}$ を計算し、有効応力成分 $\underline{\sigma}$ を式(8)、 Δt 時間後の \underline{F}_t は式(9)から計算する。

$$\underline{\sigma} = \underline{D}(\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_t) \quad (8), \quad \underline{F}_t = \int \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}_t dv \quad (9), \quad \dot{\underline{\varepsilon}}_t = \langle \dot{v}_t \rangle \frac{\partial Q}{\partial \underline{\sigma}} \quad (10)$$

ここに、 \underline{D} , \underline{B} は応力ひずみとひずみ変位マトリックス、 $\underline{\varepsilon}_t$ は時間依存性のひずみ成分である。

一次元圧密における二次圧密は、式(3)のように体積ひずみ速度で表される。 \underline{F}_t を計算する $\dot{\underline{\varepsilon}}_t$ は二次圧密のひずみ速度成分で、 \dot{v}_t により式(10)から計算する^{21),22)}。式(10)は粘塑性流動則として FE 解析に利用されているが、この報告の考え方は粘塑性論に基づくものではない。粘塑性論で塑性ポテンシャルと呼ばれる式(10)中の Q には、次式(11)を利用した。

$$Q = 3\bar{\sigma}^2 + M^2 p(p + p_0) + \gamma \cdot p(2\sqrt{3}\bar{\sigma} + p_0) \quad (11)$$

p は平均有効応力、 $\bar{\sigma}^2$ は偏差応力の第二不変量、 M は CSL の勾配、 p_0 は $\bar{\sigma}^2 = 0$ の平均有効応力、 γ は一次元圧密時の有効応力状態と静止土圧を対応させるための定数で、 $\gamma = 0$ とした Q は修正 Cam Clay モデルと一致する。FE 解析には、8 節点アイソパラメトリック要素を用い、一次元圧密試験の計算に 10 行 1 列の要素とした。

4. 試料および実験方法

神奈川県伊勢原市愛甲でシンウォールサンプリングした泥炭を用いた圧密試験を実施した。試料の物理的性質は、土粒子の比重 $G_s = 2.33$ 、平均自然含水比 $w_n = 480\%$ 、強熱減量 $L_{ig} = 53.8\%$ である。

一次元圧密試験：固定リング式の標準圧密試験機にセットした供試体に正規圧密領域の圧密圧力 39.2 kPa を載荷し予圧密した。圧密圧力増分 39.2 kPa を載荷し圧密量の経時変化を測定した。

分割型圧密試験：分割型圧密試験器は、最大排水距離の大きな供試体で、排水層の内部の水圧挙動を確認することが可能な試験装置である。4 台の分割型圧密試験機を利用して、まず 4 供試体を個別に圧密圧力 39.2 kPa で予圧密した。その後、排水経路を直列に接続して、片面排水条件（排水距離 $H=4\text{ cm}$ ）のもと圧密圧力増分 39.2 kPa を載荷し圧密量の経時変化を測定した。また、各試料間と非排水面の 4 箇所で過剰間隙水圧の変化を測定した。

5. 実験ならびに計算結果と考察

5.1 解析に必要な土質定数と計算手順

図-14 に○記号で示した一次元圧密試験結果を用いて、圧密 FE 解析に必要な土質定数を決定する。

- 1) 一日後の圧密量 $v_f = 0.111$ から圧縮指数 λ を求める。初期体積比 $f_0 = 6.99$ である。
- 2) \sqrt{t} 法で求めた圧密係数 $c_v = 0.05\text{ cm}^2/\text{min}$ を用いて透水係数 $k = 2.3 \times 10^{-7}$ ($k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$, m_v は体積圧縮係数, γ_w は水の単位体積重量) cm/sec を算定する。
- 3) 圧密量-時間曲線において、120 分以降の直線部分の勾配から二次圧密係数 α を求める ($\alpha = 0.01$)。
- 4) 一次圧密量で定義する圧縮指数値 λ^* と塑性ポテンシャルの定数 $\gamma = 0.33$ を仮定する。
- 5) 全圧密量と仮定した λ^* 値から一次圧密量 v_p を求め 1 日後の二次圧密量 v_f を決定し、式(3)から二次圧密の初期速度 \dot{v}_i ($1/\text{min}$) を計算する。

有限要素圧密解析には、圧密前の初期応力を設定するため静止土圧係数 K_0 とポアソン比 ν が必要である。これらの定数は、三軸 CU 試験の M から $K_0 = 0.37$, $\nu = 0.27$ とした。

3 つの圧縮指数比 λ^*/λ を仮定して計算した圧密量-時間曲線が、図-14 の実線、破線、点線である。 $\lambda^*/\lambda = 0.9$ と仮定した実線の計算結果は、1 日後の全圧密量に対して 9 割が一次圧密量となる。この仮定では、一次圧密終了後に二次圧密の発生が顕著になり、計算結果と実測値のズレが大きい。これは、 λ^* の仮定値が過大なことを表わしている。 $\lambda^*/\lambda = 0.6$ と仮定した破線の計算結果は、0.5 と仮定した点線の結果よりもより実測値に近いが、 $\lambda^*/\lambda = 0.6$ の仮定が合理的か否かは確認できない。図-14 の計算結果から、非排水面に接する底部要素の一次元圧密中における K_0 値の経時変化を図-15 に示した。 $\gamma = 0$ (修正 Cam Clay モデル) で計算すると、 K_0 値は破線のように圧密の進行とともに増加してしまうので、これを一定値に保つために提案式(11)中の γ を 0.33 と仮定した。

5.2 一元圧密 FE 解析

図-16 の○記号と●記号は、標準圧密試験の最大排水距離 $H=1\text{ cm}$ と分割型圧密試験 ($H=4\text{ cm}$) から得られた圧密量-時間曲線である。 $H=1\text{ cm}$ の \dot{v}_f は $\alpha/1440\text{ min} = 6.94 \times 10^{-6}\text{ 1}/\text{min}$ で、この値を利用して計算した結果が細実線である。最大排水距離 $H=4\text{ cm}$ の供試体では、式(6)の定数 $n=0$ と $n=2$

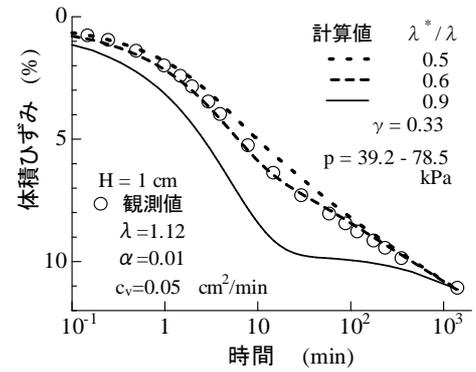


図-14 一次元圧密試験結果と圧縮指数比を変えた沈下量-時間曲線

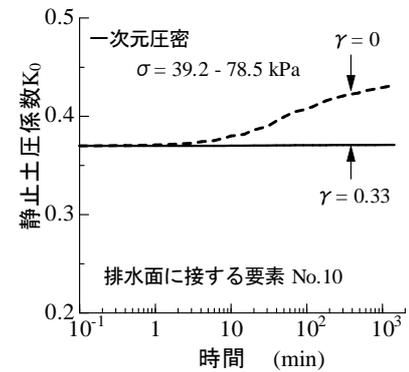


図-15 一元圧密中の K_0 値に及ぼす定数 γ の影響

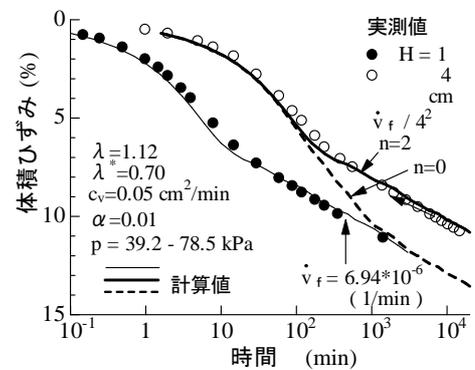


図-16 最大排水距離の異なる供試体の圧密量-時間曲線

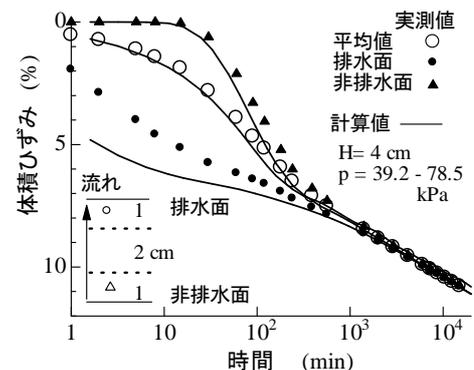


図-17 最大排水距離 $H=4\text{ cm}$ の圧密量-時間曲線

でそれぞれ \dot{v}_f を求めて計算した結果を太実線と破線で示した。 $n=0$ とした破線はアイソタック型 (仮説 B), $n=2$ とした実線では実験結果に対応する平行移動型 (仮説 A) の圧密量-時間曲線が計算される。

図-17 は, 分割型圧密試験の排水面 (●記号) と非排水面に接する分割片 (▲記号) ならびに平均 (○記号) の圧密量-時間曲線である。排水面に接する分割片の計算結果は, 圧密前半において実測値とずれているが, 非排水面の圧密挙動は実測値とほぼ一致している。分割型圧密試験の4供試体底部で測定した間隙水圧の測定値と計算値を比較したのが図-18 である。計算された過剰間隙水圧は, 全層において実測値よりもやや消散が早い傾向を示すものの, 全体的には良く再現できている。いくつかの仮定に基づく計算結果ではあるが, 計算に用いた複数の土質定数に関する仮定の妥当性を示すものである。

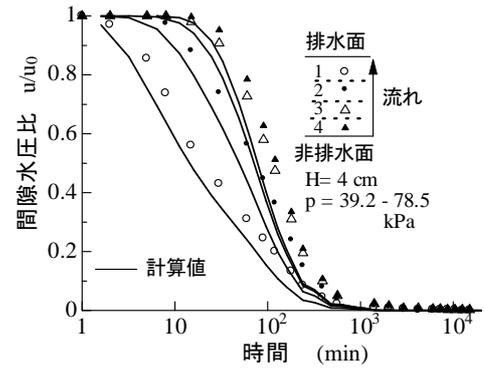


図-18 最大排水 H=4cm の間隙水圧比-時間曲線

6. まとめ

泥炭質軟弱地盤で観測される二次圧密に起因すると考えられる長期沈下と室内一次元圧密試験で観察される二次圧密を比較するとともに, 提案モデルによる室内試験の再現計算を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 泥炭や粘土など複数の地層で構成される軟弱地盤の旧地表面の長期沈下速度は, 多層地盤の平均的挙動であるが, 一次元圧密試験における泥炭や粘土単独の二次圧密係数と関係する可能性を確認した。
- 2) 泥炭の二次圧密を考慮した一次元圧密有限要素圧密解析を行い, 圧密試験結果と比較してその適用性を検討した。沈下量だけではなく, 圧密中の有効応力経路を静止土圧係数に一致させるため, 塑性ポテンシャル中の定数 γ を仮定して計算した結果は, ひずみのみならず間隙水圧を上手く再現できることを示した。
- 3) 室内試験により得られた最大排水距離の異なる泥炭の圧密量-時間曲線は仮説 A の平行移動型に近く, Terzaghi 理論の H^2 則が成立する。
- 4) 提案モデルにおいて, 二次圧密の初期速度をどう仮定するかによって平行移動型 (仮説 A), アイソタック型 (仮説 B) のいずれの計算結果を得ることも可能である。

一次圧密量と二次圧密量を分離測定し, 提案法に含まれる定数仮定の妥当性を確認することが今後の課題である。

参考文献

- 1) Talor D.W.(1948) : Fundamentals of Soil Mechanics, JOHN WILEY & SONS, Inc.
- 2) Bjerrum L.(1967.) : Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays Related to Settlements of Buildings, Geotechnique, Vol.17, No.2, pp.81-118.
- 3) Ladd, C.C.et al.(1977.) : Stress deformation and strength characteristics, State of Art Report , Proc. 9th ICSMFE,Tokyo, Vol.1, pp. 421-494.
- 4) Leroueil,S. et al. (1985) : Stress-strain-strain rate relationship for the compressibility of sensitive natural clays, Geotechnique, 35, No.2, pp. 159-180.
- 5) Nash,D.(2001) : Modelling the effects of surcharge to reduce long term settlement of reclamations over soft clays : a numerical case study, Soils and Foundations, Vol.41, pp. 1-31.
- 6) Taylor, D.W. and Merchant, W. (1940) : A theory of clay consolidation accounting for secondary compression, Jour. Math. and Phy. Vol.19, pp.167-185 .
- 7) Wahls, H.E. (1962) : Analysis of primary and secondary consolidation, Proc. ASCE, Sm6, pp.207-231.
- 8) Barden, L.(1968) : Primary and secondary consolidation of clay and peat, Geotechnique, Vol.18, pp.1-24, 168.
- 9) Aboshi, H.(1973) : An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay including the creep settlement” , Proc. 8th ICSMFE, Vol.4.3, pp.88.
- 10) Mesri, G. and Rokhsar, A. (1974) : Theory of Consolidation for Clays, Proc. of ASCE, Vol.100, GT8, pp.889-904.
- 11) Sekiguchi H. and Torihara M.(1976) : Theory of One Dimensional Consolidation of Clays with Consideration of their Reological Properties, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp27-44,
- 12) 稲田倍徳, 赤石勝 (1980) : ダイレイタンスーを考慮した一次元圧密解析, 土質工学会論文報告集, Vol.20, No.2, pp.119-127.
- 13) Yin,J.H. & Graham,J.(1996) : Elastp-visoco-plastic modeling of one-dimensional consolidation, Geotechnique, 35, No.2, pp. 159-180.
- 14) Weber,W.G.(1969) : Performance of embankments constructed over peat,Prpc. Of ASCE,SM1,pp.53-76.
- 15) 竹嶋正和 (1979) : 軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二, 三の知見, 土と基礎, Vol.27, No3, pp.37-44, .
- 16) 日本道路協会(1986) : 道路土工軟弱地盤対策工指針, pp.60
- 17) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 (2008) : 一次元圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.565-570
- 18) 今村紘子, 杉山太宏, 外崎 明, 赤石 勝 (2011), 二次圧密を考慮した一次元圧密解析における圧縮指数, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.2, pp.210-215
- 19) 日本道路公団試験所 (1977) : 軟弱地盤における盛土おける事例集 技術資料 第 302 号
- 20) Smith, I.M. (1982) : Programing the finite element method with application to geomechanics, John Wiley & Sons, Inc.
- 21) Owen, D. R. J. and Hinton, E. (1980) : Finite Elements in Plasticity, Pineridge Press Limited.
- 22) Britto, A. M. and Gunn, M.J. (1987) : Critical State Soil Mechanics via Finite Elements, , Eliss Horwood Limited.