

まえがき iii

<b>第 I 部 Excel VBA による一次元圧密 FE 解析</b> .....	<b>1</b>
1. 軟弱地盤の長期沈下と二次圧密 .....	1
2. 弾塑性一次元圧密 FE 解析例 .....	3
3. 二次圧密モデルと一次元圧密方程式 .....	5
4. 二次圧密を考慮した一次元圧密 FE 解析 .....	7
4.1 土質定数の決定法 7	
4.2 計算例～1；単一層，均質地盤：両面排水条件 <b>Consol A.xlsm</b> 8	
4.3 計算例～2；多層地盤 両面排水条件 <b>Consol B.xlsm</b> 9	
5. 二次圧密の初期速度の影響 <b>BVCD.xlsm</b> .....	11
<b>第 II 部 弾粘塑性 FE 圧密解析</b> .....	<b>13</b>
6. 弾粘塑性応力ひずみ時間関係 .....	13
7. 計算に用いる土質定数 <b>CDOJ.xlsm</b> & <b>CDH.xlsm</b> .....	14
8. 一次元圧密過程の FE 計算 <b>ODC.for</b> .....	16
8.1 一次圧密比 $= \lambda^* / \lambda$ と $Q$ の係数 $\gamma$ の仮定 16	
8.2 一次元圧密過程の再現計算 1 ～最大排水距離の変化 17	
8.3 一次元圧密の再現計算 2 ～最大排水距離と二次圧密の初期速度 17	
<b>第 III 部 工事記録と計算例</b> .....	<b>19</b>
9. パーチカルドレーンを施工した軟弱地盤の沈下 .....	19
9.1 パーチカルドレーンの圧密方程式と数値解法 <b>VD バロン.xlsm</b> 19	
9.2 Trial embankments in Malaya と江別 <b>VD マレ江別.xlsm</b> 21	
9.4 厚木試験盛土工事とサンドドレーンの圧密促進効果 <b>VD 厚木.xlsm</b> 27	
9.5 モデル地盤の平面ひずみ圧密沈下 <b>Consol AA.xlsm</b> & <b>Consol BB.xlsm</b> 30	
あとながき 34	
<b>附 録</b> .....	<b>35</b>
附録 1 <b>Consol B.xlsm</b> 36	
附録 2 <b>CDOJ.xlsm</b> 応力制御三軸 CD 試験 39	
附録 3 <b>CDH.xlsm</b> ひずみ制御三軸 CD 試験 41	
附録 4 <b>ODC.for</b> とその入力データ 42	
附録 5 道路盛土による全沈下量の計算法 <b>CDOPS.xlsm</b> 46	
附録 6 プログラムの概要 48	
参考文献 49	

**太字**で示すプログラムは出版社のホームページからダウンロードできる。

# 第 I 部 Excel VBA による一次元圧密 FE 解析

## 1. 軟弱地盤の長期沈下と二次圧密

慣用的一次元圧密解析は、標準圧密試験結果を利用し実際地盤の圧密沈下量とその発生時間を予測する。1 日間隔で載荷する標準圧密試験では、二次圧密の継続中に次の載荷段階の荷重が載荷される。圧密期間を長くすれば、その期間に発生する二次圧密量分だけ沈下量が大きくなる。しかし、標準圧密試験の 1 日後の圧密量が、最大排水距離  $H$  の二乗に比例する、所謂、寸法効果  $H^2$  則によって予測され実際地盤の圧密時間における圧密量に対応するか？明確にされていない。図 1 は  $H^2$  則に関する圧密試験結果の一例である。標準圧密試験における  $H \approx 1 \text{ cm}$ 、圧密時間 1 日の圧密量（図 1 の  $e_1$ ）が、慣用的一次元圧密解析で予測される実際地盤の圧密量である。

$H^2$  則に関する仮説 A では、 $H^2$  則から計算する圧密時間において標準圧密試験の圧密量と等しい大きさの圧密量が発生する。アイソタック理論と呼ばれる仮説 B では、 $H$  が大きくなると圧密量（ $e_2$ ）は、標準圧密試験における圧密量より大きくなる<sup>3)</sup>。標準圧密試験結果を利用した二次圧密を含む一次元圧密解析では、過小な圧密沈下量予測となる。実際地盤の  $H$  が大きくなるほど、標準圧密試験と実際地盤の圧密量との差は大きくなる。網干の実験結果は、仮説 B でなく A に近い<sup>4)</sup>。最大排水距離  $H$  の異なる粘土の一次元圧密試験結果がいずれの仮説に近いかは、一次圧密中に発生する二次圧密量の大きさに影響される<sup>5)</sup>。しかし、全圧密量の経時変化を測定する標準圧密試験では、二次圧密量を分離測定できないため、一次圧密中に発生していると考えられる二次圧密挙動は明確でない。二次圧密を考慮した一次元圧密解析では、一次圧密中の二次圧密挙動に関する仮定が、計算結果に大きく影響するが、その仮定は実験により確認できない。

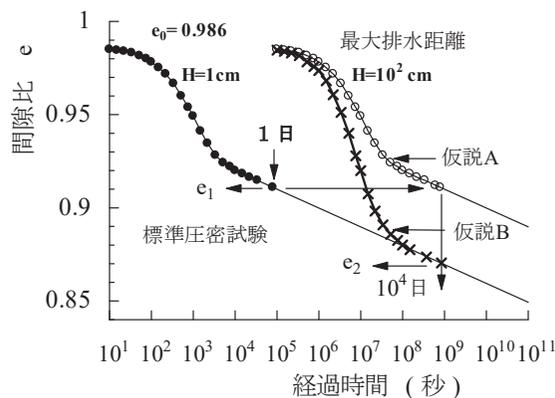


図1 寸法効果と仮説<sup>4)</sup>

標準圧密試験結果で観察される二次圧密沈下挙動は、時間の対数目盛上でほぼ直線である。長時間経過後一定値に収束すると考えられるが、いつ一定値に収束するか実験で確認されていない。実際の軟弱地盤の二次圧密沈下挙動は、長期間にわたる一次圧密期間中に含まれるため、室内試験の

二次圧密沈下挙動は無視しうると考えられていた<sup>6)</sup>。しかし、施工後の軟弱地盤に二次圧密のような沈下が長期間継続したとする報告がある<sup>1), 7)</sup>。Laddらによる図1も、室内圧密試験で観測される二次圧密沈下挙動が実際地盤でも発生することを前提としている<sup>4)</sup>。

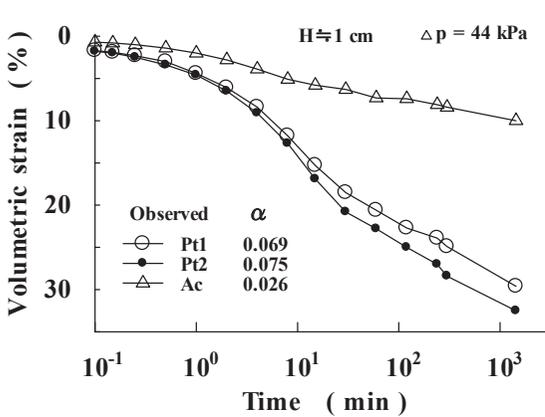


図2 室内圧密試験の圧密量時間関係1

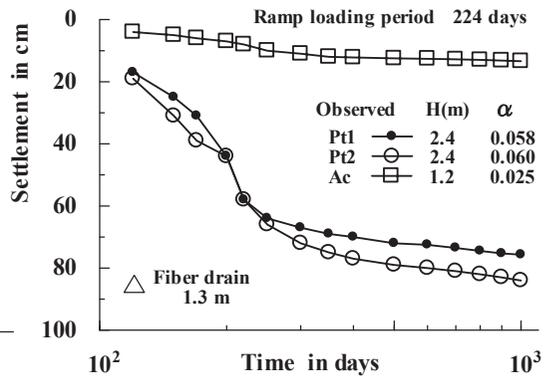


図3 軟弱地盤の沈下量時間関係

東京近郊のA住宅地は、層厚4.8 mの泥炭層とその下位に位置する層厚1.2 mのシルト層の合計6 mの軟弱地盤に1.3 m千鳥型配置のファイバードレインが施工された。約3 mの盛土が、224日間で漸増増荷された。各地層から採取した試料土に現場の盛土荷重(44 kPa)を載荷した室内一次元圧密試験結果、圧密量時間曲線を図2に、ドレインを施工した軟弱地盤の実測層別沈下量時間関係を図3に示した。図中に示した体積ひずみで定義する二次圧密係数 $\alpha$ (=対数目盛1ログサイクルのひずみ量)では、室内圧密試験結果の $\alpha$ と現場のそれはほぼ対応しているようである。

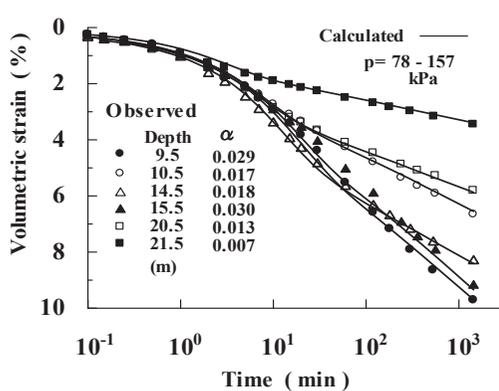


図4 室内圧密試験の圧密量時間関係2

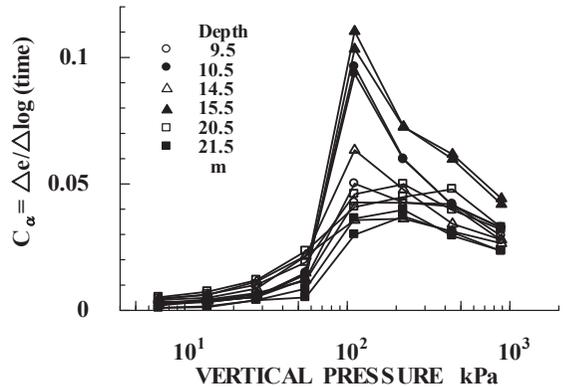


図5 圧密荷重と二次圧密係数 $C_\alpha$

常磐自動車道神田試験盛土工事隣接地盤で採取した粘土試料の標準圧密試験結果から圧密量時間関係を図4、間隙比で定義した二次圧密係数 $C_\alpha$ と鉛直有効応力の関係を図5に示した。比較的均質と言われた試験工事地点の粘土の $C_\alpha$ は深さ方向に異なり、圧密荷重によっても大きく変化している。このような試験結果を設計計算にどのように反映させるかも大きな問題である。

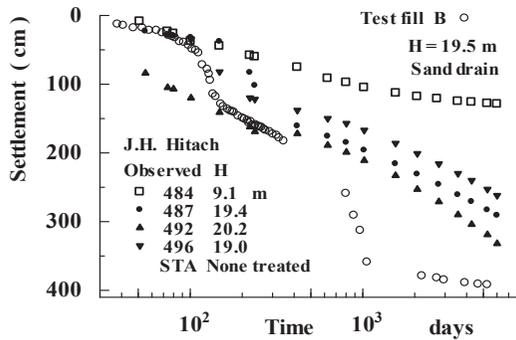


図6 沈下量時間関係 ～常磐自動車道神田地区

図6は、常磐自動車道神田地区で施工後観測された沈下量時間関係である。室内圧密試験の二次圧密挙動に類似した長期沈下が観測されている。2000日以降の沈下を二次圧密として $\alpha$ を求めると、無処理地区 STA ●(0.100), ▲(0.084), ▼(0.069), □(0.026), サンドドレーン地区○(0.018)である。黒印の無処理地区の $\alpha$ が少し大き目であるが、室内圧密試験の $\alpha$ 値に近い値である。最大排水距離の小さな白抜き印□と○の $\alpha$ は、黒印のそれよりかなり小さい。最大排水距離が小さい場合、数千日という圧密期間が二次圧密挙動に影響している可能性がある。

## 2. 弾塑性一次元圧密 FE 解析例

Univ. of Cambridge の A. M. Britto らは、1987年有限要素解析プログラムの解説書、“Critical state soil mechanics via finite elements”を出版し、一次元ならびに二次元圧密 FE 解析プログラムとして TINY と CRISP を紹介した<sup>8)</sup>。TINY は FE 解析を初めて学ぶ読者用の一次元弾性圧密解析、CRISP はカムクレイモデルと呼ばれる古典的弾塑性土モデルを導入した二次元 FE 圧密解析プログラムである。

有限要素法による圧密解析の基礎方程式は、次式で表わされる。

$$\mathbf{K} \cdot \Delta \mathbf{a} + \mathbf{L} \cdot \Delta \mathbf{b} = \Delta \mathbf{r}_1 \quad \dots\dots\dots \text{力の釣合方程式} \quad (1)$$

$$\mathbf{L}^T \cdot \Delta \mathbf{a} - \Phi \cdot \Delta \mathbf{t} \cdot \Delta \mathbf{b} = \Delta \mathbf{r}_2 \quad \dots\dots\dots \text{圧密方程式} \quad (2)$$

ここに、 $\Delta \mathbf{a}$  は未知変位量、 $\Delta \mathbf{b}$  は未知間隙水圧、

$$\mathbf{K} = \int \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{B} \, d(\text{vol})$$

$$\mathbf{L} = \int \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{M} \, d(\text{vol})$$

$$\Phi = \int \mathbf{E}^T \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{E} / \gamma_w \, d(\text{vol})$$

$\Delta \mathbf{r}_1$  は外力行列、 $\Delta \mathbf{r}_2$  は透水境界から規定される外力に相当する行列、 $\mathbf{k}$  は透水性行列、 $\mathbf{D}$  は応力ひずみ行列、 $\mathbf{B}$  はひずみ変位行列、 $\mathbf{E}$  は動水勾配間隙水圧行列、 $\gamma_w$  は水の密度、 $\mathbf{m}$  は単位行列であり、 $d(\text{vol})$  は要素の体積積分を意味する。

下記に示す標準圧密試験の境界・初期・外力条件と図7に示す要素図を用いた CRISP と TINY による FE 一次元圧密解析結果を示す。

- ①最大排水距離  $H = 1 \text{ cm}$
- ②載荷荷重  $\Delta\sigma_y = 98.1 \text{ (kPa)}$
- ③初期条件：荷重載荷時，時間  $t = 0$  における圧密層内  $H \geq y \geq 0$  の初期過剰間隙水圧  $u_0 = \Delta\sigma_y$  である。
- ④境界条件：荷重載荷後，時間  $t > 0$  における排水面  $y = 0$  の過剰間隙水圧  $u = 0$  である。非排水面  $y = H$  の動水勾配は  $\partial u / \partial y = 0$  である。

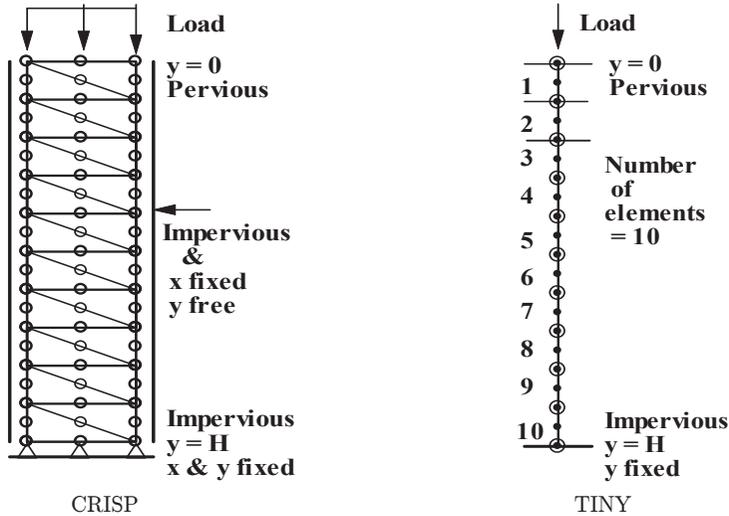


図7 要素図

一次元棒要素の TINY では，間隙水圧を一次の形状関数，変位を二次の形状関数で表し，CRISP では，間隙水圧 3 節点，変位 6 節点の三角形要素である。

図 8 に ○印で示す一次元圧密試験の体積ひずみ時間曲線と別途実施した三軸試験からカムクレイモデルによる計算に必要な土質定数を求めて表 1 に示した。ポアソン比  $\nu$ ，透水係数  $k$  及び TINY に使用する弾性係数  $E$  は，次式によって求めた。

- ・ポアソン比： $\nu = K_0 / (1 + K_0) = 0.4 / (1 + 0.4) = 0.286$
- ・透水係数： $k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w = 0.08(\text{cm}^2/\text{min}) \times 5.65 \times 10^{-4}(1/\text{kPa}) \times 9.81(\text{kN}/\text{m}^3)$   
 $= 4.4 \times 10^{-6}(\text{cm}/\text{min})$
- ・弾性係数： $E = 1/m_v = 1/(5.65 \times 10^{-4}) = 1770 \text{ (kPa)}$

表1 土質定数

圧縮指数 $\lambda$	膨張指数 $\kappa$	せん断抵抗角 $\phi' (\text{°})$	静止土圧係数 $K_0$	圧密係数 $c_v (\text{cm}^2/\text{min})$	体積圧縮係数 $m_v (1/\text{kPa})$	二次圧密係数 $\alpha$
0.233	0.03	38.4	0.4	0.08	$5.65 \times 10^{-4}$	0.002

TINY と CRISP, それぞれ一次元棒要素と二次元三角形要素で計算した黒実線と黒破線は, 1 日後の実測体積ひずみ量 ( $\varepsilon = 0.0544$ ) とほぼ一致しているが, 体積ひずみの経時変化は実測値 (図中の○印) と食い違いがある. ○印の実測体積ひずみ時間曲線との食い違いは, 二次圧密 (二次圧密係数  $\alpha = 0.002$ ) を解析で無視したためと考えられる. また, これら有限要素法による計算結果は, 圧密理論の圧密度時間係数関係と対応している.

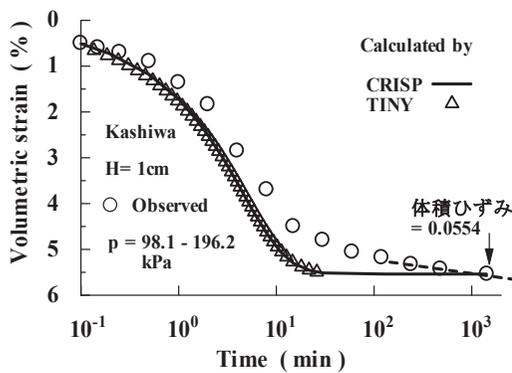


図8 圧密量時間曲線

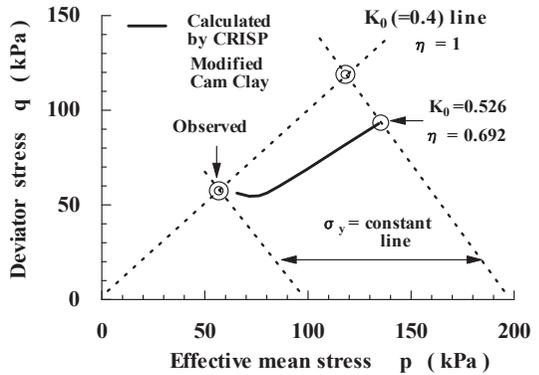


図9 有効応力経路

図9は, CRISP の計算結果から, 一次元圧密中の非排水面に接する最下部要素における偏差応力  $q$  と平均有効応力  $p$  の関係 (有効応力経路) を示したものである. 圧密前後の静止土圧係数は,  $K_0 = 0.4$  である. 一次元圧密中の有効応力経路は, 応力比  $\eta (= q/p) = 1$  であることから, 図中破線 ( $K_0 = 0.4$  一定) のように計算されることが期待されるが, CRISP の計算結果 (修正 Cam Clay = 弾塑性モデル) は, 実線のように圧密開始直後から  $K_0 (= 0.4)$  線の下側に位置し, 圧密終了時は  $K_0 = 0.526$  となっている. 図8に示すように最終体積ひずみ量が正確に計算されても, CRISP の修正 Cam Clay モデルによる計算結果は, 応力ひずみ関係として不具合である. 実際より大きな静止土圧係数  $K_0$  値となる原因は, 関連流動則の塑性ポテンシャルの不具合によるものである.

### 3. 二次圧密モデルと一次元圧密方程式

一次元圧密における全体積ひずみ量  $\Delta v$  を有効応力の増加に伴って即時に発生する体積ひずみ量  $\Delta v_p$  (一次圧密量) と圧密時間とともに発生する体積ひずみ量  $\Delta v_s$  (二次圧密量) の和として式(3)で表す. また, 二次圧密速度  $\dot{v}_s$  は, 作用荷重による圧密と同時に発生すると仮定し, 式(4)で計算する<sup>5)</sup>.

$$\Delta v (= \Delta v_p + \Delta v_s) = m_v \cdot \Delta \sigma_y = m_p \cdot \Delta \sigma_y + \alpha \cdot \ln(\dot{v}_i / \dot{v}_s) \quad (3)$$

$$\dot{v}_s = \dot{v}_i \exp(-\Delta v_s / \alpha) \quad (4)$$

ここに,  $m_v$  と  $m_p$  はそれぞれ全圧密量と一次圧密量で定義される体積圧縮係数,  $\Delta \sigma_y$  は鉛直有効応力増分,  $\alpha$  は体積ひずみで定義された二次圧密係数, そして,  $\dot{v}_i$  は二次圧密の初期速度である. 上付きの“ $\cdot$ ”は速度を意味する.