

# 盛土にもなう軟弱地盤の圧密変形の予測

森井俊広\*

(平成14年5月27日受付)

**要約**：BIOTの圧密理論にもとづく弾性圧密解析の概要を紹介し、軟弱地盤の盛土にもなう挙動解析に適用した。圧密解析には、GHABOUSSI and WILSONにより定式化された有限要素法を用いた。まず、不飽和状態の地盤まで考慮できるBIOTの圧密理論の特徴を紹介し、1次元および2次元圧密問題の理論解と比較することにより、有限要素法を用いた圧密解析法の実務性を調べた。次いで軟弱地盤に適用し、道路盛土の新設にもなう圧密沈下挙動の特徴を調べた。地盤は軟弱な粘性土で構成され、解析に必要な材料特性は、ボーリング試料の圧密試験より決定した。絶対量は小さいものの、長期にわたって圧密変形が継続することを示した。

**キーワード**：圧密理論、線形圧密解析、軟弱地盤、盛土、有限要素法

## はじめに

粘性土地盤は、荷重を受けると圧密変形する。間隙からの排水に時間がかかるため、圧密は数ヶ月から数年にわたって継続するのが一般である。このため、現時点で最良と考えられる計算条件を用いて圧密変形を予測しても、地層構造や土質特性などに関わる不確実性のため、誤差が拡大され、実際の挙動をうまく説明できなくなるケースが多い。このような不具合を避けるには、適切な圧密解析手法を用い、十分な調査にもとづき信頼のある解析パラメータを決定していくことが重要になるのはもちろんであるが、施工管理の過程で長期モニターを導入することにより、逐次、解析法とパラメータの妥当性を検証し、必要なら施工方法を変えていくといった、システムの対処が必要となる。

地盤の圧密理論は、TERZAGHIが1次元圧密理論を提唱したのち、BIOT<sup>1)</sup>によりその体系がほぼ整えられたとされている。当初は、均質、1次元といった簡単な地盤に対して理論解が示される程度であったが、1970年代にみられたコンピュータと数値計算技術の進展により、2次元あるいは3次元問題に広く適用されるようになり、さらに、最近では、弾塑性構成式を組み込んだ非線形圧密解析もごく普通に行なわれるまでになっている。

本報文では、軟弱地盤上の道路盛土工事を事例に、地盤の圧密変形を予測した事前設計の結果をまとめる。目的は、上述した解析手法、解析条件の選定、そして解析結果の解釈といったシステムティックな考えを整備するための基礎資料として、現実の圧密解析の内容を紹介することにある。ここでの報告内容はあくまでもケーススタディであり、今後、必用に応じて長期モニターを導入するなどの検討が必要になることはいうまでもない。予測には、BIOTの圧密理論にもとづく2次元線形圧密解析法を用いた。数値計算の定式化には、GHABOUSSI and WILSON<sup>2)</sup>による有限要素法(FEM)を用いた。次の第2章で、BIOTの圧密論にもとづく圧密解析法の概要を紹介し、1次元および2次元問題についてその予測性能を検証する。第3章で、軟弱地盤での盛土工事にもなう圧密の予測事例を紹介する。いずれも、2次圧密および塑性変形は考慮していない。

## 有限要素法を用いた圧密解析

### 1. BIOTの理論にもとづく圧密解析

BIOTは、TERZAGHIの用いた1次元VOIGT模型のかわりに3次元完全弾性体を想定して、連続とつり合いの条件より一般的な圧密方程式を導いた。誘導にあたり、間隙内の水を圧縮性流体として空気泡の混在を考えたことから、この方程式は、比較的飽和度の高い不飽和圧密を想定したものになっている。

3次元の座標 $(x, y, z) = (1, 2, 3)$ を表す擬標を $i, j$ として、全応力を $\sigma_{ij}$ とすると、つり合い式は

\*代表著者：morii@agr.niigata-u.ac.jp

$$\sigma_{ij} + \rho F_i = 0 \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (1)$$

で与えられる。ここで  $\rho$  は土の密度、 $F_i$  は物体力である。地盤材料が等方線形弾性であると仮定すると、土骨格および間隙流体に関する構成式は、

$$\sigma_{ij} = (2\mu\epsilon_{ij} + \lambda\delta_{ij}\delta_{kl}\epsilon_{kl}) + \alpha\delta_{ij}\pi \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (2)$$

および

$$\xi = -\alpha\delta_{ij}\epsilon_{ij} + \frac{1}{M}\pi \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (3)$$

となる。ここで  $\epsilon_{ij}$  は土骨格のひずみ成分、 $\pi$  は過剰間隙水圧、 $\xi$  は間隙流体の体積ひずみ、 $\lambda$  と  $\mu$  は Lamé の定数、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。また  $\alpha$  と  $M$  はそれぞれ間隙流体と土粒子の圧縮性を定義する材料定数である。土が完全飽和状態である場合には  $\alpha = 1$ 、 $1/M = 0$  となる。間隙内の流体の運動が Darcy 則で表されるとすると、連続条件式は次のようになる。

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \{K_{ij}(\pi_j + \rho_f F_i)\}_{,i} \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (4)$$

ただし  $t$  は時間、 $K_{ij}$  は透水係数、 $\rho_f$  は間隙流体の密度である。

上の式(1)~(4)が圧密挙動の支配方程式となる。これらに対し GHABOUSSI and WILSON<sup>2)</sup>は、GURTIN の変分原理および時間微分項については中央差分法を適用して、次の有限要素方程式を誘導した。

$$\left[ \begin{array}{c} \mathbf{K} \\ \mathbf{C}^T - (\mathbf{E} + \frac{1}{2}\Delta t \mathbf{H}) \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{u}_{t+\Delta t} \\ \boldsymbol{\pi}_{t+\Delta t} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{F}_{t+\Delta t} \\ -\frac{\Delta t}{2}(\mathbf{Q}_{t+\Delta t} + \mathbf{Q}_t) + \mathbf{C}^T \mathbf{u} - \mathbf{E}\boldsymbol{\pi}_t + \frac{\Delta t}{2}\mathbf{H}\boldsymbol{\pi}_t \end{array} \right\} \quad (5)$$

ここで  $\Delta t$  は時間増分、 $\mathbf{u}$  は節点変位ベクトル、 $\boldsymbol{\pi}$  は節点間隙水圧ベクトルである。式(5)の各マトリックス成分は、 $r$ - $z$  を全体座標系、 $s$ - $t$  を局所座標系とする 2 次元問題に対して、アインパラメトリック要素を用いれば、次のように与えられる。

$$\mathbf{K} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T \mathbf{C}_e \mathbf{B} \mathbf{r} \mathbf{J}^* ds dt \quad (6a)$$

$$\mathbf{C} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \alpha (\mathbf{B}^T \mathbf{I}^T) \mathbf{G} \mathbf{r} \mathbf{J}^* ds dt \quad (6b)$$

$$\mathbf{E} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \frac{1}{M} \mathbf{G}^T \mathbf{G} \mathbf{r} \mathbf{J}^* ds dt \quad (6c)$$

$$\mathbf{H} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{A}^T \mathbf{K} \mathbf{A} \mathbf{r} \mathbf{J}^* ds dt \quad (6d)$$

$$\mathbf{I} = \{1 \quad 1 \quad 1 \quad 0\} \quad (6e)$$

ただし  $\mathbf{B}$  は内挿モデル、 $\mathbf{C}_e$  は構成マトリックス、 $\mathbf{A}$  は透水係数マトリックス、 $\mathbf{G}$  は形状関数マトリックス、 $\mathbf{J}^*$  はヤコビアンである。

## 2. 圧密解析の検証

GHABOUSSI and WILSON の方法にもとづく FEM 解析の実務性を、1 次元および 2 次元の圧密問題で検証する。

まず 1 次元問題では、高さ 1 m、幅 0.025m の単位奥行きをもつ鉛直断面を考える。この断面を 40 個の正方形要素に離散化し、上端面に等分布荷重  $q = 9.8 \text{ kN/m}^2$  を加える。初期の水圧は、 $q$  が瞬時に伝播することより、全断面にわたって一律に  $9.8 \text{ kN/m}^2$  となる。計算に必要なパラメータは弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、透水係数  $K$ 、流体の圧縮性を表す定数  $\alpha$ 、および土粒子の圧縮性を表す定数  $M$  である。ここでは、 $E = 1 \text{ MN/m}^2$ 、 $\nu = 0$ 、 $K = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$  とする。また完全飽和状態を想定しているため  $\alpha = 1.0$  であり、 $M$  は  $1 \times 10^4$  とした。圧密係数  $c_v$  および体積圧縮係数  $m_v$  は、次式で与えられる。

$$c_v = \frac{E(1-\nu)K}{(1-2\nu)(1+\nu)\gamma_w} \quad (7)$$

$$m_v = \frac{K}{c_v \gamma_w} \quad (8)$$

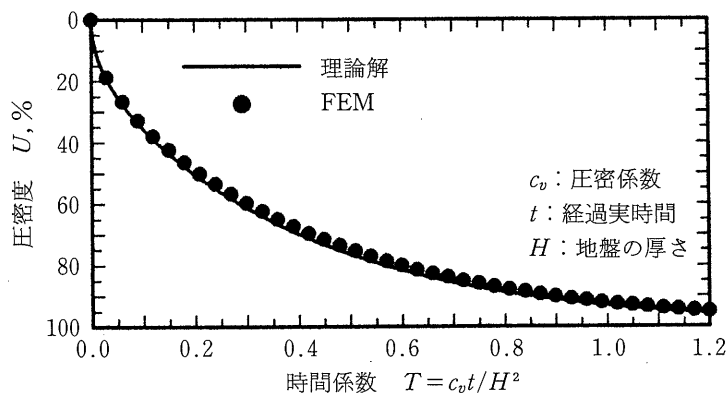


図1 1次元圧密問題における時間係数と圧密度の関係

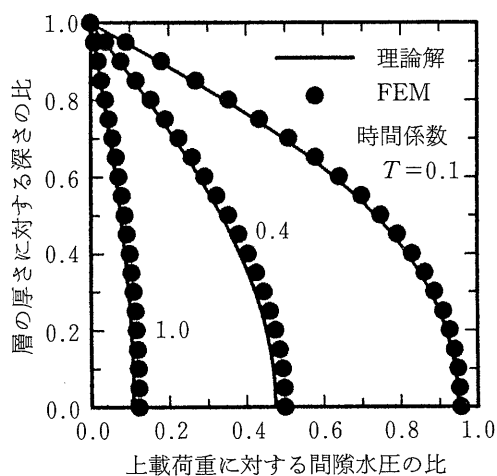


図2 1次元圧密問題における等時曲線

ここで  $\gamma_w$  は間隙流体の単位体積重量である。式(7)および(8)より、 $c_v = 4320 \text{ m}^2/\text{d}$ 、 $m_v = 1.02 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$  となる。

図1に、時間係数  $T$  と圧密度  $U$  の関係について、理論解<sup>3)</sup>とFEM解析の結果を比較する。図2は、代表的な経過時間における等時曲線を比較したものである。いずれも、理論解と解析結果は良好に一致しており、FEM解析法の妥当性を確認することができる。

次いで、帯状荷重を受ける半無限地盤の2次元圧密について、GIBSONの理論解<sup>4)</sup>と比較する。図3に解析断面を示す。半無限地盤の条件を再現するため、断面の底面は剛でかつ滑らかであり、側面の水平方向の変位は自由であるとする。等分布荷重  $q = 9.8 \text{ kN/m}^2$  が作用する幅が  $a$ 、断面の水平長は  $4a$ 、地盤の厚さは  $a$  である。載荷面を含む地表面のみが排水条件で、他の境界面はすべて不透水性である。理論解の解析条件にあわせて  $E = 980 \text{ kN/m}^2$ 、 $\nu = 0.0$ 、 $K = 0.001 \text{ m/d}$  とする。 $\alpha$  と  $M$  は上記の1次元問題と同じである。

図4に、載荷面中央位置の地表面における沈下量について、理論解とFEM解析の結果を比較する。載荷直後の初期の段階で、FEM計算値と理論解の間に大きな差がみられるが、この差は時間の経過とともに急速に一致するようになる。この初期段階の差は、載荷直後の非排水状態において間隙水圧が精度よく求められないという理由によるものであり、FEMを用いた圧密解析プログラムに一般にみられる。このことから、ここで用いたFEM解析の実務性には大きな問題はないと考える。

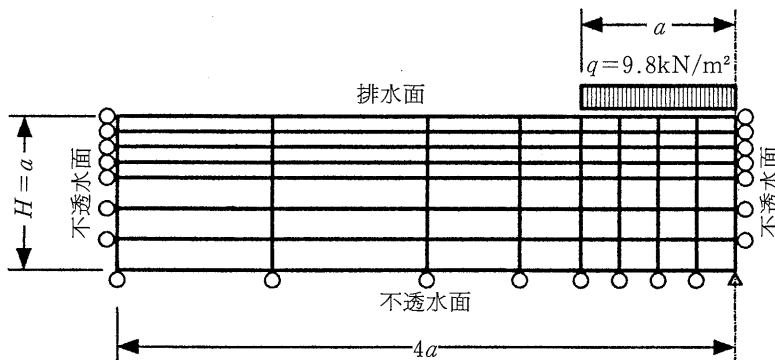


図3 帯状荷を受ける地盤の2次元断面

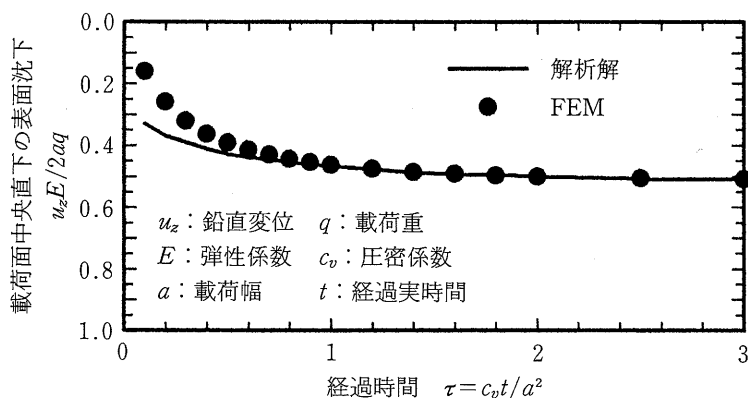


図4 載荷面中央直下における地表面沈下の時間変化

## 道路盛土にともなう軟弱地盤の圧密挙動

### 1. 地盤の概要

道路新設にともなう盛土によって、既設盛土部に沈下あるいは隆起の変状の発生が予想されたため、定量的な圧密挙動の予測を行なった。図5に示すように、新設の道路盛土を中心に水平距離60m、厚さ8mの断面を対象とする。地盤は、地表面より標高2.2mまで粘土CH層、2.2mから-0.5mまで火山灰質粘土層、そしてそれ以深に粘土CH層が分布する。標高-2.7m以深はシルト混じり礫層が分布し、標準貫入試験によるN値が15以上と非常に硬いため、圧密の生じない基盤と考える。地下水面は標高0.2mの位置にある。このため、粘土CH層の地表面部と既設の道路盛土部は不飽和状態となる。新設の道路盛土部の単位体積重量は $17.64\text{kN/m}^3$ であるから、盛土断面の幾何条件より、新たに地盤に加わる盛土荷重 $q$ は、図5に示すようになる。

### 2. 解析断面と材料特性

図5の太い輪郭線は地盤断面を表す。この断面を、細線でえがく有限要素網で離散化した。要素数は311、節点数は360である。断面の左右側面は、水平変位が固定、鉛直変位が自由な非排水条件の境界面、標高-2.7mに位置する基盤面は、非排水で水平変位自由、鉛直変位固定の境界面とする。地表面はすべて排水条件である。地盤内の間隙水圧は、初期段階に静水圧状態にあるとする。

表1に、FEM解析に用いた材料特性をまとめる。ポアソン比は、室内試験や現地調査で決めることが難しいため、一般的な値として0.3を用いる。弾性係数は、 $m_v$ がわかれば、式(8)から算出できる。図6は、ボーリング

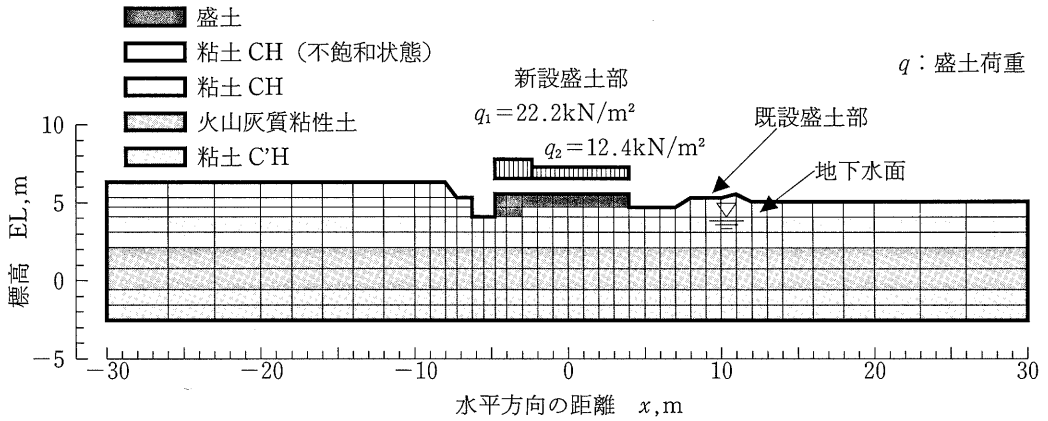


図5 道路盛土の新設にもなって圧密沈下が予想される軟弱地盤の解体断面と地層構造

表1 圧密解析に用いた地盤の材料特性

地層	弾性係数 $E, \text{MN/m}^2$	ポアソン比 $\nu$	透水係数 $K, \text{cm/s}$	流体の圧縮性 $\alpha$
新設道路盛土層	2.9	0.3	$1.0 \times 10^{-6}$	0.5
粘土 CH 層 (不飽和)	1.5	0.3	$2.0 \times 10^{-7}$	0.5
粘土 CH 層	1.5	0.3	$2.0 \times 10^{-7}$	1.0
火山灰質粘性土	1.2	0.3	$2.0 \times 10^{-7}$	1.0
粘土 C'H 層	2.3	0.3	$4.0 \times 10^{-8}$	1.0

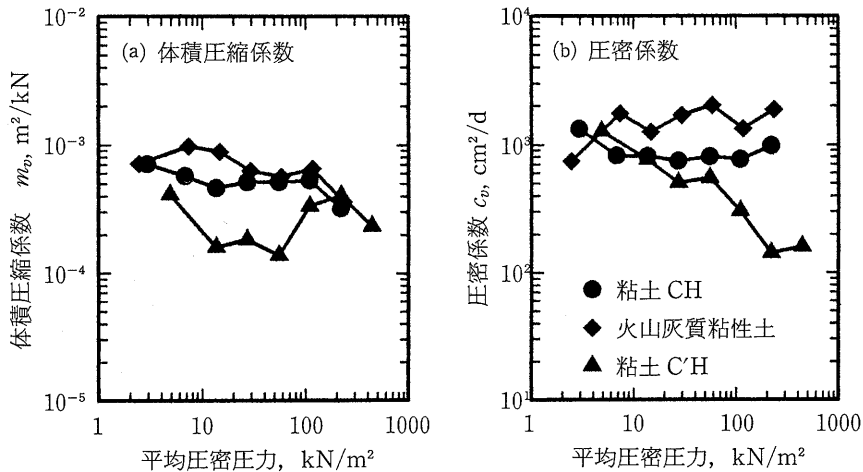


図6 ボーリング採取試料土の圧密試験の結果

試料に対する圧密試験の結果をまとめたものである。圧密圧力のレベルによって圧縮ひずみの変化量が違い、したがって  $m_v$  も異なった値を示すことになる。現地地盤の地質調査より、粘土 CH 層、火山灰質粘性土層および粘土 C'H 層は、それぞれ、49、73.5 および 98 kN/m<sup>2</sup> 程度の代表的な上載圧力を受けると考えられるため、図6 から、これらに対応する  $m_v$  は、 $5.13 \times 10^{-4}$ 、 $6.12 \times 10^{-4}$  および  $3.35 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{kN}$  となる。これらを式(8)に入れ

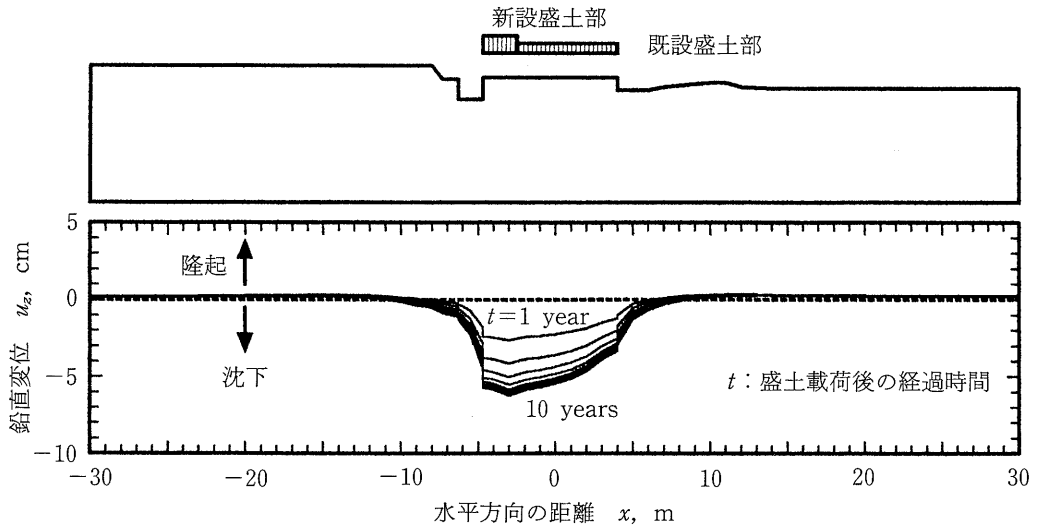


図7 盛土後10年間にわたる地表面沈下の予測

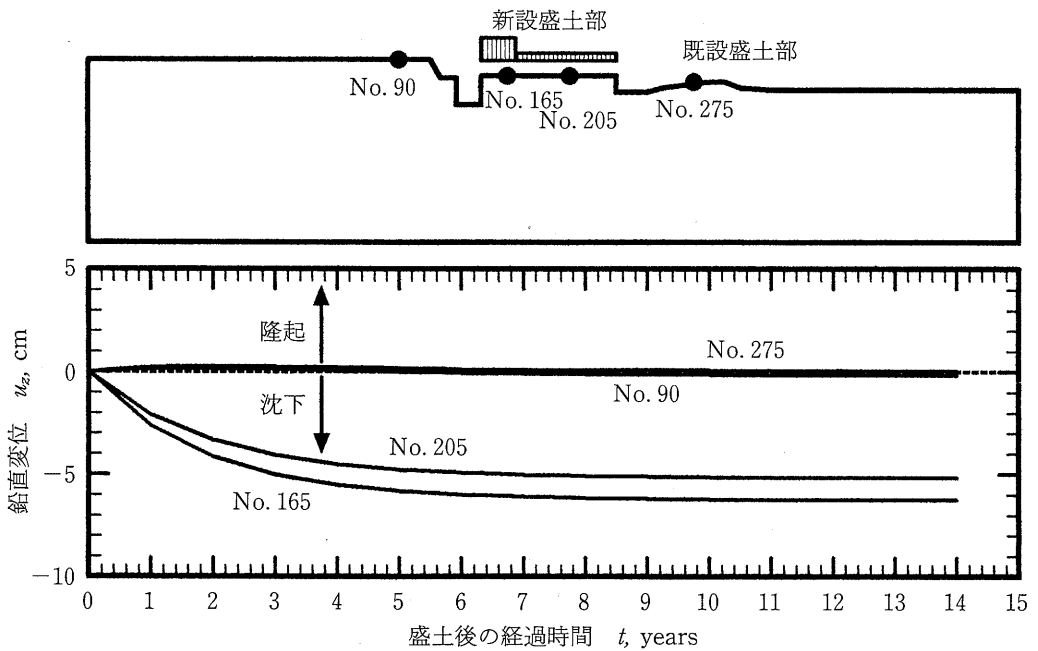


図8 代表的な地表面位置における沈下の時間変化の予測

ると、 $E$  のおおよそのオーダー値として、各層に対してそれぞれ1.5、1.2および2.3MN/m<sup>2</sup>がえられる。道路盛土材料の弾性係数は、2.94MN/m<sup>2</sup>と仮定した。表1の透水係数は、上記の圧密圧力レベルで $\sqrt{t}$ 法<sup>5)</sup>により求めた $c_v$ から、式(9)により決定した。道路盛土材料の $K$ は仮定値である。間隙内の流体の圧縮性をあらわす $\alpha$ は、不飽和状態にある地盤表層の粘土CH層ならびに道路盛土で0.5、それ以外の層では1.0とした。

### 3. 圧密解析による地盤挙動の予測

図7に、盛土後の10年間にわたる地表面の鉛直変位分布を示す。図8は、代表的な地表面位置における鉛直

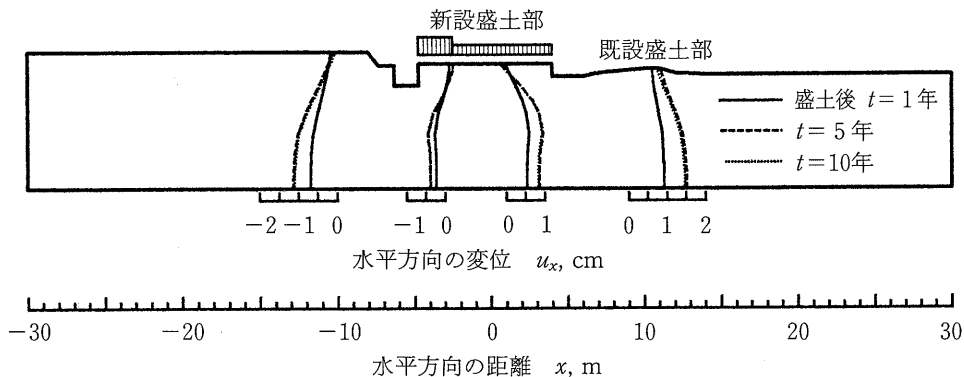


図9 代表地点における深さ方向の水平変位の予測

変位の時間変化をまとめたものである。いずれもマイナス側の鉛直変位は地盤の沈下を、プラス側は隆起を表す。新設される道路盛土の中央部で相対的に大きな沈下が生じ、最大で5cm程度になることが予想される。これともなる周辺地盤の隆起は数mm程度と非常に小さく、既設盛土部への影響は実質的にはないと判断できる。圧密による地盤の変位挙動は盛土後5年間ほどにわたって続くが、それ以降では落ち着くと予想される。図9は、代表的な地表面位置の鉛直断面における水平変位の分布をまとめたものである。火山灰質粘性土層あたりで相対的に大きな水平方向の変位が生じる傾向にあるが、その最大値は2cm以下であり、地表面挙動に与える影響は無視できると判断される。

## ま と め

BIOTの圧密理論にもとづく弾性圧密解析の概要を紹介し、軟弱地盤の盛土にもなる挙動解析に適用した。圧密解析には、GHABOUSSI and WILSONにより定式化された有限要素法を用いた。まず、不飽和状態の地盤まで考慮できるBIOTの圧密理論の特徴を紹介し、1次元および2次元圧密問題の理論解と比較することにより、有限要素法を用いた圧密解析法の実務性を調べた。次いで軟弱地盤に適用し、道路盛土の新設ともなる圧密沈下挙動の特徴を調べた。地盤は軟弱な粘性土で構成され、解析に必要な材料特性は、ボーリング試料の圧密試験より決定した。絶対量は小さいものの、長期にわたって圧密変形が継続することを示した。

地盤の圧密挙動を正確に予測することは、地盤の構成地層の複雑さ、試験試料が限られていることによる材料特性の決定のあいまいさ、数値解析の地盤モデルに関わる制限など、いくつかの理由が重なって難しい。このため、設計段階だけの数値予測だけに終わるのではなく、施工時におけるモニタリングとタイアップさせて、逐次、より信頼性のある予測値に更新していくことや、あるいは場合によっては設計や施工方法を変更していくことが必要になる。本報告の内容が、このようなシステムティックなアプローチを構築するための一助になればいいと考える。

## 参 考 文 献

1. BIOT, M. A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 155-164.
2. GHABOUSSI, J. and WILSON, E. L. 1973. Flow of compressible fluid in porous elastic media. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 5, 419-442.
3. 山口柏樹. 1976. 改訂増補 土質力学, 技報堂出版, pp. 112-124.
4. 網干寿夫. 1968. 圧密, 最上武雄(編)「土質力学」, 技報堂出版.
5. 土質工学会(編). 1994. 土質試験の方法と解説, pp. 289-315.

# Prediction of Consolidation of Soft Soil Layers due to Road Embankment

Toshihiro MORII\*

(Received May 27, 2002)

## Summary

A numerical analysis of linear consolidation was introduced to investigate deformation of soft soil layers due to embankment on the ground surface. Theoretical equations of the numerical analysis were derived based on the BIOT's theory of consolidation, and were formalized into a finite element equation according to the procedure proposed by GHABOUSSI and WILSON. Firstly the BIOT's theory of consolidation was described briefly. An accuracy of the finite element analysis was examined by comparing the calculated results with the theoretical solutions in one-dimensional and two-dimensional consolidation of soil. Then the finite element analysis was applied to predict the consolidation of the soft soil on which a new embankment of a road was to be constructed. The soil was layered by soft clay soils and volcanic clay. Soil parameters that were required in the finite element analysis were determined by laboratory consolidation tests of soil sampled during boring tests. It was predicted that a small amount of consolidation of soil would be continued during some years.

**Key words:** Theory of soil consolidation, linear analysis of consolidation, soft soil, finite element method

---

\*Corresponding author: morii@agr.niigata-u.ac.jp