

沈下

Settlement of Embankments

太田 秀樹 (おおたひでき)

東京工業大学教授 理工学研究科

1. はじめに

盛土の沈下を計算したい。最終沈下量が、いくらになるか。沈下速度（沈下-時間関係）が、どの程度になるか。これを知りたいから、沈下計算をする。沈下が大きければ、盛土に使う土がたくさん必要になり、工事費が高くなる。沈下速度が遅いと、工事がなかなか終わらないから、盛土をすぐに使うことができない。沈下が10年・20年と長く続くと、補修工事がいつまでも必要で、維持費と管理費が大きな負担になる。沈下がお金に直結しているから、精度よく計算したいのだが、難しい計算方法を基礎から勉強するには時間がなすすぎる。こんな皆さんがいらっしゃるなら、この講座を参考にさせていただきたい。

実のところ、沈下計算は簡単にできるが、精度よく予測するのが難しい。

普通の状況であれば、盛土の沈下計算に1次元圧密解析を使う。これが通例である。しかしながら、過去の経験からみて計算による予測の信頼性が十分でない、感じている技術者が多いのではなかろうか。沈下に関する実測値と計算値がよく合わない、と感じている人がけっこう多いようだ。

現場の軟弱粘土層のう上に盛土を載せると、盛土のセンターが真下に向かって沈下する。それと同時に、盛土の法肩や法尻が沈下しながら側方に変位し、軟弱粘土層が横に広がろうとする。場合によっては、法尻が沈下せずかえって浮き上がることもある。いずれにせよ、軟弱粘土層が1次元的に鉛直下方にのみ変位するわけではなく、センターを除けばなにかの水平変位が発生する。すなわち、2次元的な変位が現れる。

水平変位（側方流動）が大きくなりすぎると、軟弱粘土層がせん断破壊してしまう。盛土が粘土層のなかに沈み込んでしまい、軟弱粘土層が横に押し出されてすべり破壊を起こす。そうなると、盛土沈下の原因は、せん断による側方流動だということになる。つまり圧密とは無関係なメカニズム（非排水に近い状態でのせん断変形）による沈下が、主役になってしまう。

圧密とせん断という2種類のメカニズムの複合現象が、盛土の沈下であると言ってよい。一般論としては、圧密だけを考慮して沈下を計算すると、うまく合っていない。せん断変形を無視しているからである。

軟弱粘土層の上に盛土をつくるときに、破壊寸前のギ

リギリの状態、ハレモノにさわるようにして慎重な観測施工をする場合もなくはない。しかし現実問題として、十分な安全率を確保しながら施工する場合の方が、はるかに多い。このように破壊からほど遠い状態で施工する場合、粘土層のせん断に伴う側方流動が大きくないのであるから、1次元圧密解析で沈下-時間関係を計算しても、けっこういい結果がえられる。これが、本稿でお知らせしたいことの一つである。

盛土幅 B と軟弱粘土層厚 D の比が無限大であれば、1次元圧密である。その比が小さくなればなるほど、2次元効果が顕著になる。2次元的になるとせん断の比重が大きくなるから、1次元解析が合わなくなるはずである。これが理屈なのであるが、実際にやってみると1次元圧密計算はそれほど悪くない。

2. 1次元圧密と2次元圧密の違い

1次元圧密と2次元圧密の違いを示そう。図-1をご覧いただきたい。あとで紹介する武雄インターチェンジ内の5つのプレロード盛土^{1)~3)}のなかから、幅がせまい盛土と幅が広い盛土の二つを選んで、盛土幅と軟弱粘土層厚の比 B/D が無限大の1次元盛土と比べたものである。

粘土層の変形が目で見えるようにするために、ちょっとした工夫がしてある。粘土層内の各点がどのように移動したかを、図の右半分に矢印（変位ベクトル）で示している。

左半分に描いたのが、最大・最小主ひずみの方向と大

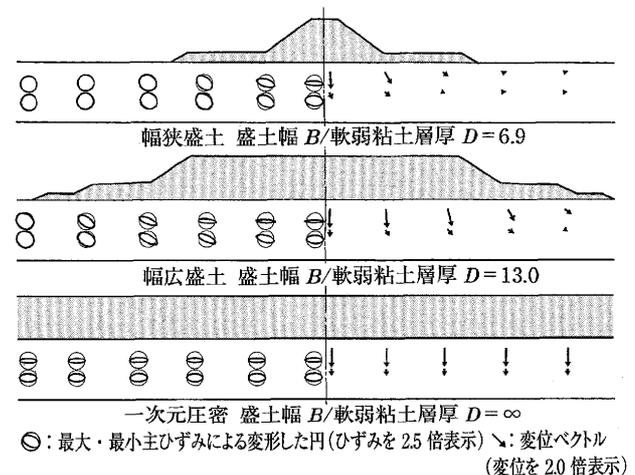


図-1 1次元圧密と2次元圧密の違い

きさである。もともと丸い円だったものが、変形後にどのような楕円形にひずんでしまったかを表している。楕円の短軸方向が最大主ひずみ方向、長軸方向が最小主ひずみ方向である。楕円の短軸・長軸の長さを、もとの真円の直径と比較すると、最大主ひずみと最小主ひずみの大きさがわかる。

現場の盛土施工では、まきだし・転圧を繰り返しながら盛土が立ち上がってゆく。図-1には、盛土が所定の高さに達した直後の変形を、2次元土・水連成解析で計算した結果を示してある。(計算に用いたプログラム：DACSAR (Iizuka and Ohta, 1987)⁴⁾、プログラムに組み込んだ構成モデル：関口と太田によるモデル (Sekiguchi and Ohta, 1977)⁵⁾である。)

武雄インターチェンジ内の五つのプレロード盛土現場では、盛土の下の粘土層にドレーンが打ってある。だから圧密の進行がかなり早い。したがって図-1は、盛土立ち上がり直後の時点で、圧密がさうとう進んでいる状況を表している。

図-1の上二つの図を、注意深くご覧いただきたい。盛土のセンター直下であっても、粘土層が1次元圧密をしているわけではないことに気がつかれたらどうか。たしかに盛土のセンター直下にある粘土層内の点は、すべて鉛直下方に動いている。しかしそれと同時に、水平方向の伸びが発生している。盛土のセンター直下の粘土の微小要素は、上下方向に縮んでいる。それと同時に水平方向(左右方向)に伸びている。

もう一度図-1を、注意深く見てみよう。とくに一番上の幅が狭くて2次元的特徴が強い盛土の場合、盛土のセンターに近いところの粘土の楕円が、元の円より広がっているのが見てとれる。1次元圧密とは水平方向のひずみがゼロであるという圧密であるから、盛土のセンター直下であっても粘土層が1次元圧密をしているわけではないことをご理解いただきたい。

左右対称な盛土の沈下を計算するとき、盛土センターの沈下であっても、1次元圧密の仮定を使って計算することは、厳密にいうならば正しくない。しかし高い安全率のもとで、破壊からほど遠い状態で盛土施工をする場合、1次元圧密解析で沈下-時間関係を計算しても、けっこういい結果がえられる。粘土層のせん断に伴う側方流動が、大きくないからである。

3. 圧密試験の復習

現場でボーリングをして、粘土の不攪乱試料を採取する。採取した不攪乱試料は、シンウォール・チューブに入ったかたちで、現場から実験室に運びこまれる。シンウォール・チューブから不攪乱試料を押しだして、適切な長さに切ったうえで、これを直径60 mm・厚さ約20 mmの供試体に整形する。この円盤状の供試体を圧密リングに入れこんで、圧密試験に供する。これが、圧密試験の前準備である。

圧密リングに入れられた不攪乱試料は、上から圧密荷重を加えられて圧密される。荷重の重さで押さえつけら

れた粘土試料が、間隙のなかの間隙水を試料の上面・下面から排出しながら、上下方向に縮まってゆく。つまり圧縮されて、間隙比 $e = (V_v/V_s)$ が小さくなってゆく。 V_v と V_s は、試料中の間隙(void)の体積(volume)と土粒子実質部分(substance)の体積である。圧縮されて密になってゆくから、圧密(consolidation)と呼ぶのであろう。粘土の透水係数 k は小さく、排水性が良くないから、間隙水の排出に時間 t が長くかかる。

試験結果をまとめると、図-2のようになる。圧密係数 $c_v (= k/\gamma_w m_v)$ は、透水係数 k と体積圧縮係数 m_v の関数である。なお、 γ_w は水の単位体積重量である。図中の p は有効上載応力(有効上載圧・有効上載荷重)である。

右上の $e-\log p$ カーブを直接使うか、もしくは圧縮指数 C_c を使って、応力 p の変化に伴う間隙比 e の変化を求めて、盛土荷重に対する最終沈下量を計算する。この計算は比較的簡単なので、これ以上の説明はなくても大丈夫であろう。

沈下速度(沈下-時間関係)を計算するには、圧密理論を使わなければならない。図-2の下半分を使うわけである。多くの教科書にTerzaghiの圧密理論が書いてあるから、ここで復習をしておこう。

4. Terzaghiの圧密理論と三笠の圧密理論の復習ならびに比較検討

1次元圧密解析を使って盛土の沈下-時間関係を計算しようという場合、普通よく用いられるのがTerzaghiの圧密理論である。その導きかたを示したのが、図-3のフローチャートである。どの教科書にも載っている有名な圧密方程式であるが、これを導くには透水係数 k と体積圧縮係数 m_v がともに一定値でなければならない。

圧密が進んでゆく間に、間隙水がしみ出てくる。同時に(過剰)間隙水圧が減少してくる。排水面に近いとこ

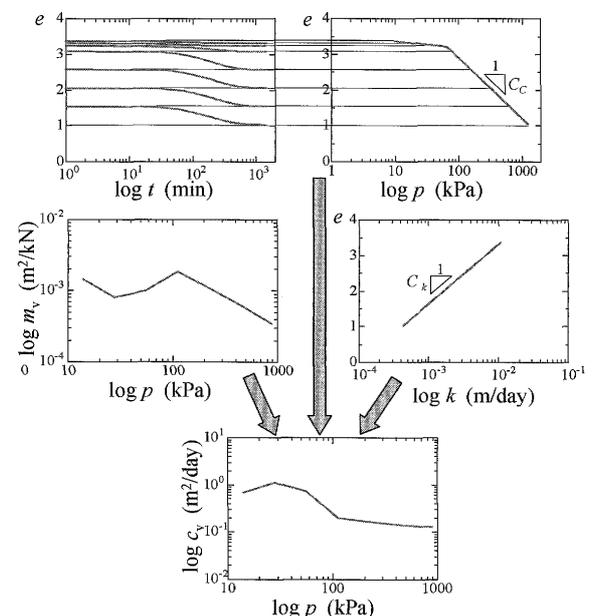


図-2 乱さない(不攪乱)粘土の圧密試験結果例

初級講座

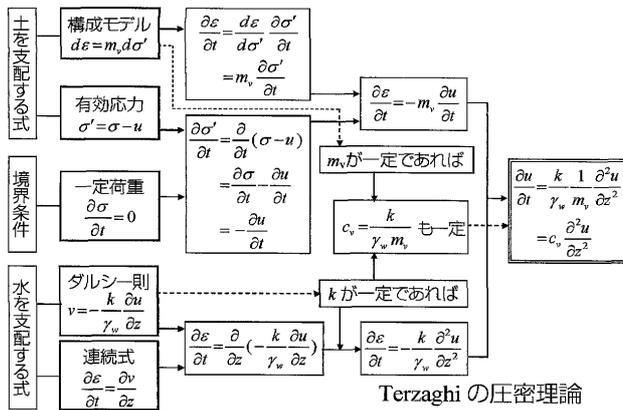


図-3 Terzaghiの圧密理論の導きかた

ろから（過剰）間隙水圧が減少するから、排水面に近いところから有効応力（有効上載応力・有効上載圧・有効上載荷重）が増加してくる。全応力-間隙水圧=有効応力という式からわかるように、間隙水圧が減少すれば有効応力が増加する。ただし盛土の荷重である全応力が、減少しない場合はなしである。

結局、粘土層のなかでの有効応力の分布が変化してゆく。時間とともに、場所ごとに有効応力が増加するわけである。有効応力が増加すると、間隙比が減少する。有効応力が増加し、間隙比が減少しても、透水係数 k と体積圧縮係数 m_v が変化してはならない。これが、Terzaghiの圧密理論が成立する前提条件である。

図-3の下の方に、ダルシー則を連続式に代入する操作が示されている。この操作をするときに、透水係数 k が深さ z に関して一定値でなければならない。圧密の進行とともに深さ z での有効応力が増加するから、それに伴って深さ z での間隙比が減少する。透水係数 k が深さ z に関して一定値でなければならないという仮定は、結局のところ間隙比が減少しても透水係数 k が変化してはならないという仮定と同義である。

理論が成立するための前提条件が透水係数 k ・体積圧縮係数 m_v 不変であったとしても、現実の粘土の透水係数 k ・体積圧縮係数 m_v が間隙比の変化とともに大幅に変化することはまぎれもない事実である。

直接に透水係数 k と体積圧縮係数 m_v をプロットしているわけではないが、両者が大きく変化することを示したのが図-4と図-5である。単一の粘土層から採ったデータを川井田(2007)⁶⁾が紹介している両図であるが、図-3に示した透水係数 k と体積圧縮係数 m_v ならびに圧密係数 $c_v (= k/\gamma_w m_v)$ の定義を参考にして眺めてみれば、透水係数 k ・体積圧縮係数 m_v 不変という仮定からほど遠い現実の粘土の性質が浮かび上がってくる。

透水係数 k ・体積圧縮係数 m_v 不変という仮定が成り立たなかったとしても、透水係数 k と体積圧縮係数 m_v の比である圧密係数が一定でありさえすれば、Terzaghiの圧密方程式を使っても構わないという議論もある。しかし、数学的な視点だけからみれば、この議論が誤りであることは明らかである。なぜなら、透水係数 k が圧密の全過程を通じて深さ z に対して一定でなければ、

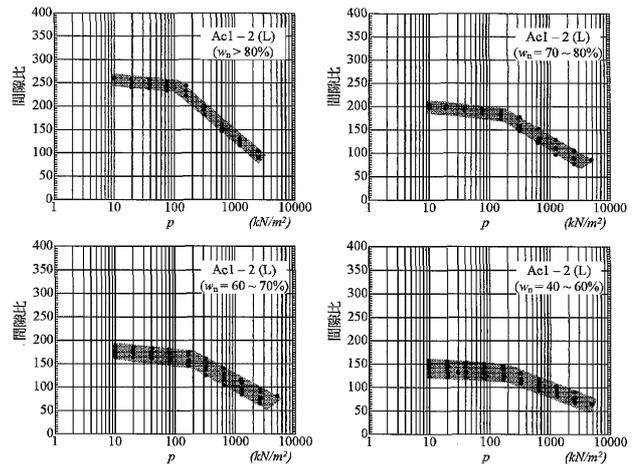


図-4 e-log p 関係
(川井田(2007)⁶⁾による図を加筆・調整)

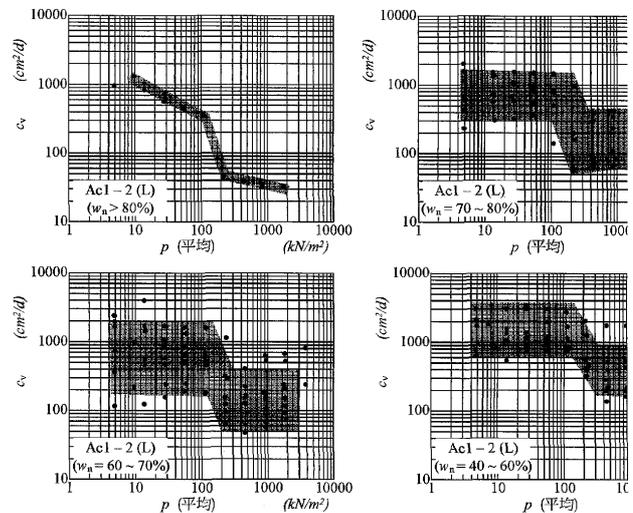


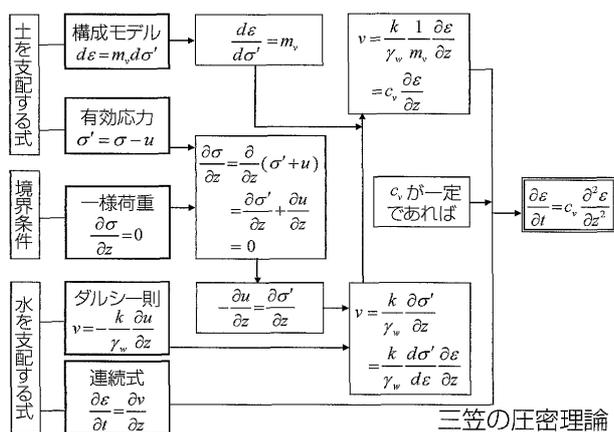
図-5 log c_v-log p 関係
(川井田(2007)⁶⁾による図を加筆・調整)

図-3の右下に示した微分の操作ができないからである。

このような問題点を持たない圧密理論として、三笠(1963)⁷⁾による圧密理論が有名である。その導きかたを、図-6にフローチャートとして示しておこう。透水係数 k や体積圧縮係数 m_v を微分する操作が途中に入らないから、透水係数 k や体積圧縮係数 m_v がそれぞれ不変だと仮定する必要がなく、その比である圧密係数 c_v が一定でありさえすればいいという結果になっている。

変数が間隙水圧から圧縮ひずみに変わってはいるが、Terzaghiの圧密方程式とかたちの上で同じ形式になっている。図-6に示す以外の多様なケースに対しても、一連の圧密理論群を構築しているのが三笠理論の世界であるが、ここではTerzaghiの圧密方程式と比較するために図-6だけを示しておこう。

図-3と図-6を比べてみると、出発点になる五つのボックスの中で四つまでが同じである。たった一つ、境界条件だけが違う。Terzaghiの理論では、荷重が時間とともに変化しないと仮定している。つまり漸増荷重でなく一定荷重を、想定している。一樣荷重、すなわち無限に広がった荷重を想定している三笠理論が、荷重が時



図一六 三笠の圧密理論⁷⁾の導きかた

間とともに増加することを許容しているのに比べて、Terzaghi 理論の方がさらに限定的であるといっただろう。Terzaghi 理論においても、無限に広がった荷重（一様荷重・1次元の変形）が連続式のなかで暗黙に仮定されている。だから Terzaghi 理論では、一様荷重と一定荷重の両方が仮定されていると言ってよい。

Terzaghi 理論にしても三笠理論にしても、最終的に得られる圧密方程式のかたちが形式的に同じになった。なったというより、同じになるように理論構築が工夫されている。この形の微分方程式に対しては、解析的にきれいな解が、すでに得られていたからである。計算機による数値解析をアテにできなかった当時を考えると、実務分野での理論の利用可能性という観点から見て、解析解が得られているということがいかに大きな要素であったかが容易に想像できる。

多少現実の粘土の性質と違った仮定を設定してでも、解析解がえられる基礎方程式を導きだす必要があった当時と違って、数値計算があたりまえの現在である。したがって、ムリな仮定をやむなく設定している古典的な1次元圧密理論の信頼性を評価する前に、可能な限り現実に近い仮定だけしか設定しなくてすむ数値解析を使って、1次元圧密計算の信頼性を評価してみる方が現実的であろう。

本稿ではこういった理由で、数値解析による1次元圧密計算を試みた。その結果を、次節で示そう。

蛇足気味であるが、三笠理論のその後の発展について多少言及しておきたい。三笠理論を土台にしてつくられた圧密沈下の予測法に浅岡法がある。三笠の圧密方程式に華麗な数式操作を施すことによって、Asaoka (1978)⁸⁾が作りあげた理論的予測法であるが、その使いやすさゆえか、米仏両国を中心にブラジルに至るまで、世界各地で便利なツールとして利用が広がっている。読者諸兄も使ってみられてはいかがだろうか。

Solera and Baple (2008)⁹⁾が英国での利用事例として最近報告しているが、Matsuo and Kawamura (1977)¹⁰⁾の破壊予測法も併用しているらしい。伝播に時間がかかってはいるけれども、日本発の技術が着実に世界中で利用されつつあることが感じられる。

5. 九州横断道武雄北方インターチェンジにおけるプレロード盛土

図一七に示すのが、九州横断道武雄北方インターチェンジの平面図と断面図である。基礎地盤は、一様均一な有明粘土である。立体交差のための構造物基礎が予定されている場所に、あらかじめ六つのプレロード盛土（P1からP6）が施工された。P5だけは石灰処理による地盤改良を施したため、沈下がほぼ皆無であろうと予想されたから、P5を除いて残り五つの盛土に注目しよう。それぞれの断面形状が、図一八に示してある。

盛土のかたちだけでなく、有明粘土の層厚も異なっているが、粘土が一様均一であるから、粘土の物性パラメータだけは五つの盛土に対して共通の1セットでなければならない。したがって、計算値が実測値と合うように物性パラメータを調整することが、事実上不可能である。カンニングがきわめて困難であるという点で、信頼性の検証に最適であると考えて、この現場を例題としてえらんだ。

1983年4月から1985年4月にかけて盛土工事が施工され、その動態観測と動態解析の結果が報告^{1)~3)}されている。

結論から先に述べると、以下のとおりである。図一九にまとめて示すように、1次元解析（▲）と2次元解析（○）の両方も、沈下-時間関係の実測値にきわめて近い計算値となっている。

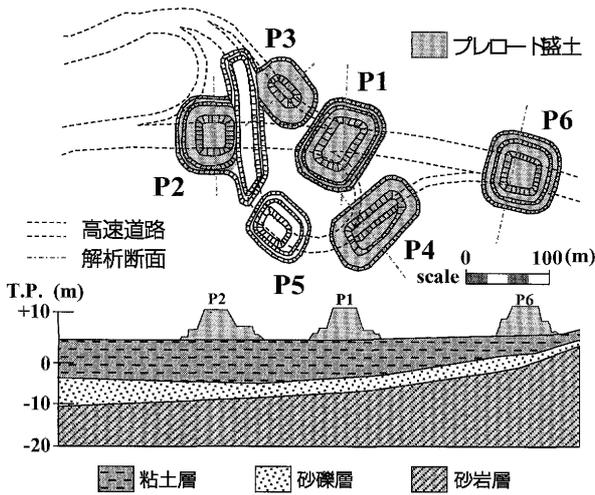
Iizuka and Ohta (1987)⁴⁾による計算プログラム DAC-SAR に、Sekiguchi and Ohta (1977)⁵⁾による構成モデルを入れて計算したのだが、P1とP3に対する計算結果を別の表現で示したのが図一十である。

結局のところ、圧密試験から得られる e - $\log p$ 関係と e - $\log k$ 関係を使って1次元解析をしているだけなのであるから、DAC-SAR など使わずにエクセルで差分計算を試みても計算可能だろうと思われる。

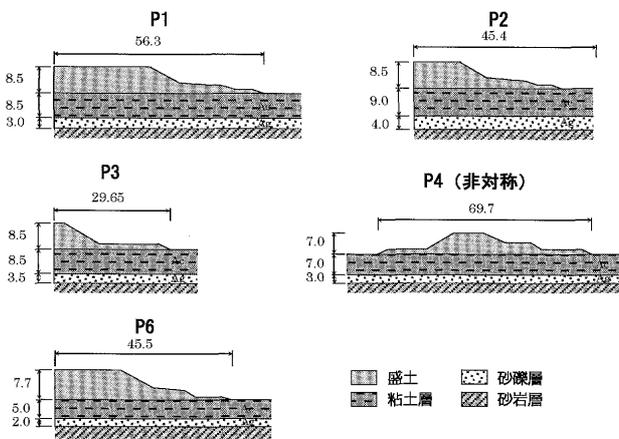
比較をするために当然のことであるが、同一の1セットの物性パラメータを、1次元計算と2次元計算に共通の粘土物性値として用いてある。物性値の求め方は、次のようにしている。

現場の有明粘土が塑性指数50に近い均一なものであったから、Iizuka and Ohta (1987)⁴⁾が経験的な手法として提案した方法を用いて、塑性指数の関数として諸パラメータを求めた。Ohta, Iizuka, Mitsuhashi and Nabetani (1991)¹⁾が報告しているパラメータとほぼ同一であるが、今回は近傍の有明粘土に対してえられた多くの実験データをもとにした経験式を併用した。地域の粘土にしか当てはまらない、地域性の強い経験式である。こういう地域限定の経験式を併用すると、いい結果が得られることを、石垣ら (2007)¹¹⁾が示している。用いた地域限定の経験式を、図一十¹²⁾に示しておく。ごく簡単なものであるが、きわめて使い勝手がよく便利である。建設時に得られた土質試験の結果が図一十一に示されているが、塑性指数がほぼ50に近いことが見てとれよう。

初級講座



図一七 武雄北方インターチェンジの平面図と断面図



図一八 五つの盛土の形状と粘土層厚

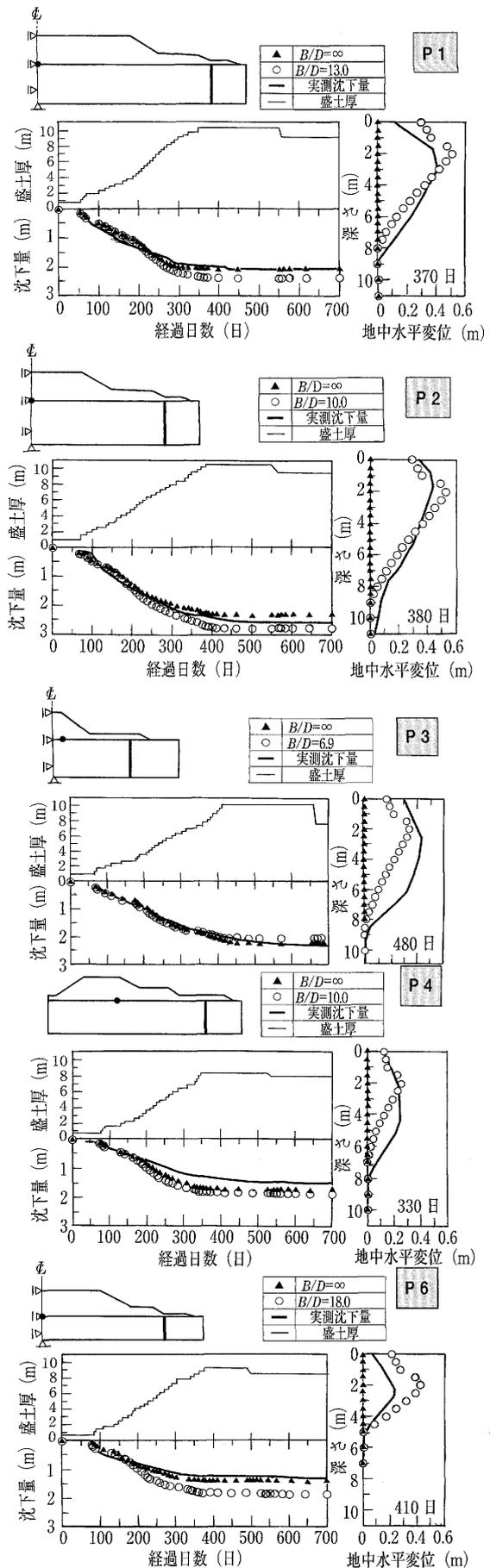
塑性指数の関数として諸パラメータを求める方法を Iizuka and Ohta (1987)⁴⁾が経験的に提案しているが、それに図一10の地域限定の経験式を付け加えたものを、図一12として示しておこう。

現場では圧密促進のためのドレーンが打設してあるので、打設に伴う地盤の乱れを考慮した上で Barron (1948)¹³⁾の式、Yoshikuni and Nakanodo (1974)¹⁴⁾のウェルレジスタンス算定式、吉国 (1979)¹⁵⁾の推奨法を用いて、等価な値に換算した。図一12を使って求めた物性パラメータに、このような換算を施こして、最終的に表一1のような粘土の物性パラメータを求めた。

6. お奨めの沈下計算法

すべりに対する安全率が十分であるようなごく一般的な盛土工事に対しては、1次元圧密計算がソコソコ合う。これを具体的に示したのが、図一9でお見せした計算例である。本稿を書くための準備作業の一つとして、試しに計算してみたのであるが、実のところ筆者にとっても予想外の結果であった。こんなに合うとは思っていなかったからである。

北海道の石狩平野には、たいへんな軟弱地盤地帯がある。ぐちゃぐちゃのピート層の下に、軟弱な粘土層がある。そんなところで悪戦苦闘しながら造ったのが、道央



図一九 1次元解析と2次元解析と実測値の比較

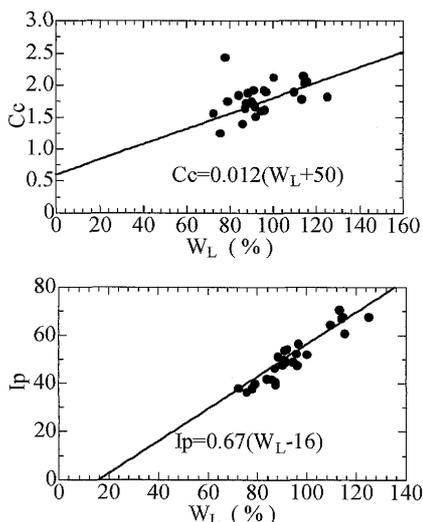


図-10 有明粘土に対して得られた経験式

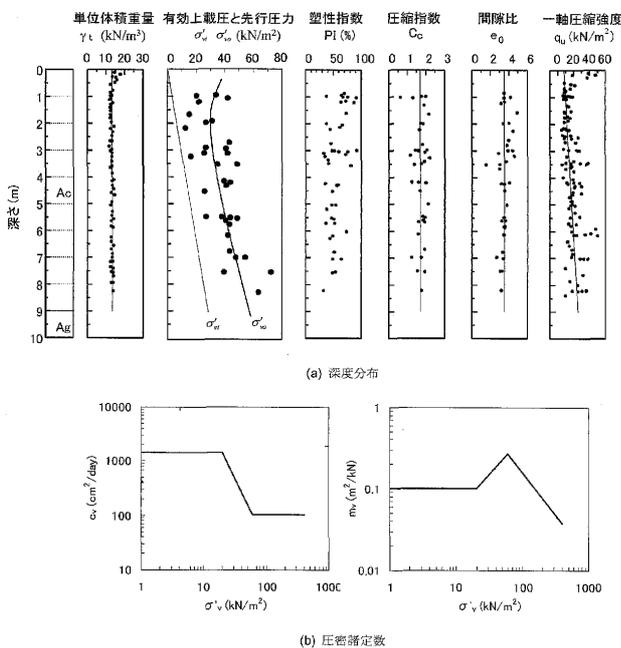
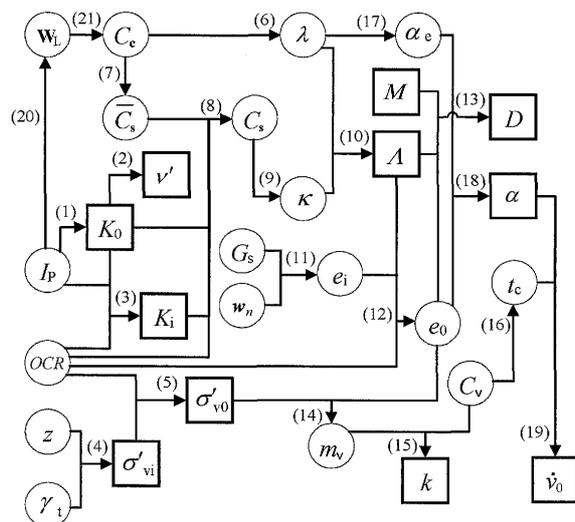


図-11 武雄インターチェンジの土質データ



実験から得られたパラメータ: $\gamma_t, z, OCR, I_p, e_0, c_v, m_v$

- (1) $K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} I_p$ Massarsch (1979)
 - (2) $v' = K_0 / (1 + K_0)$
 - (3) $K_1 = K_0 (OCR)^m$
 $m = 0.54 \exp(-I_p / 122)$ (for Clay) Alpan (1967)
 - (4) $\sigma'_{vi} = \gamma_t z - P_w$
 - (5) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$
 - (6) $\lambda = 0.434 C_c$
 - (7) $\bar{C}_s = C_c / 10$
 - (8) $\bar{C}_s / C_s = 1 - \log \beta / \log(OCR)$
 $\beta = (1 + 2K_1) / (1 + 2K_0)$
 - (9) $\kappa = 0.434 C_s$
 - (10) $A = 1 - \kappa / \lambda$
 - (11) $e_i = G_s w_n$
 - (12) $e_0 = e_i - \lambda(1 - A) \ln(OCR)$
 $\overline{OCR} = OCR (1 + 2K_0) / (1 + 2K_1)$
 - (13) $D = \lambda A / (M(1 + e_0))$ Ohta (1971)
 - (14) $m_v = 3 \lambda / ((1 + e_0)(1 + 2K_0) \sigma'_{v0})$
 - (15) $k = m_v c_v \gamma_w$
 - (16) $t_c = H^2 T_v (90\%) / c_v$ Sekiguchi (1977)
 - (17) $\alpha_e / \lambda = 0.05 \pm 0.02$ (for Peat)
 $\alpha_e / \lambda = 0.07 \pm 0.02$ (for Clay) Mesri & Godlewski (1977)
 - (18) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$ Sekiguchi (1977)
 - (19) $\alpha_e = \alpha / t_c$ Sekiguchi (1977)
 - (20) $I_p = 0.67(W_L - 16)$
 - (21) $C_c = 0.012(W_L + 50)$
- 有明粘土に対して得られた経験式

図-12 物性パラメータ決定のフローチャート (太田・竹山・尤・石垣・飯塚 (2008)¹²⁾による)

自動車道である。

ずいぶん昔の工事であるが、最近あらためて解析をやり直してみた。予想どおり、1次元解析では合わなかった。側方流動が大きく、2次元的な変形が大きいためである。とは言っても、合わない度合いは、びっくりするほど大きなものではなかった。実測値と比べて2~3割ぐらいの違いがあり、図-9ほどには合わなかっただけである。まったく合わないわけではなかった。2次元解析をすると、かなりよく合った。ただし、よく合うためには、図-10のような地域限定の石狩ピートに対する経験式の助けをかりる必要があった。

図-9の九州横断道武雄北方インターチェンジの事例も、道央自動車道の事例も、沈下解析には1次元・2次元ともに、Iizuka and Ohta (1987)⁴⁾がつくったDAC-SARという解析プログラムを使って解析した。DAC-SARには、Sekiguchi and Ohta (1977)⁵⁾による土の力学

表-1 武雄における有明粘土の物性パラメータ一覧表

I_p	OCR	深さ (m)	γ_t (kN/m)	D	λ	M	v	K_0	K_1
50	2.5	0.0~4.0	13.0	0.096	0.87	1.40	0.39	0.65	0.90
		4.0~9.0	13.5	0.108	0.87	1.40	0.39	0.65	0.90

I_p	OCR	深さ (m)	γ_t (kN/m)	α	\dot{v}_0	λ	e_0	λ_v
50	2.5	0.0~4.0	13.0	7.67E-03	2.44E-05	0.73	3.77	0.73
		4.0~9.0	13.5	8.68E-03	2.76E-05	0.73	3.22	0.73

モデル (構成モデル) が組み込んである。同じプログラム・同じ構成モデルを使い、同じ物性パラメータを使って比較しなければ、1次元解析と2次元解析のどちらがどれだけ実測値と合うのか、比較しようがないからである。

九州横断道も道央自動車道も、解析では盛土の施工プロセスを、実際どおりに克明に入力している。そうしないと、実測沈下と合わないからである。しかし1次元

初級講座

圧密を Terzaghi の圧密理論を使って解析するような場合には、瞬間荷重を仮定して計算することもある。盛土が一瞬のうちにできあがってしまったと、仮定するわけである。これだと、計算がじつに簡単にできてしまって、便利だからである。

実は図-9 には、もともと瞬間荷重の場合の1次元解析の計算値もプロットしてあったのだが、筆者がそのプロットを図から消してしまった。実測値とまったく合わなかったからである。DACSAR を使って計算したから、瞬間荷重の仮定以外は図に示した1次元解析とおなじ条件である。合わない理由は明白である。瞬間荷重という実際の施工ではありえないような仮定を入力したからである。

現場での盛土作業は、必ずしも単調な漸増荷重ではないが、工事まえの予測計算では施工計画どおりの荷重プロセスを入力せざるをえない。これを漸増荷重ではなく瞬間荷重だとして解析すると、実際とはまったく違った予測値を出してしまうことになる。

コンピュータがなかった頃ならいざ知らず、奥様が家計簿の計算をコンピュータでやっているコンニチである。施工計画どおりの荷重プロセスを入力して、数値解析で1次元圧密の沈下-時間カーブを予測することなど、やろうと思えばできることであろう。

数値解析を使おうと、読者諸兄が決心なさるのであれば、次のような計算手順が筆者のお奨めである。

- 1) まずボーリングをして、不攪乱試料をとってほしい。とうぜん圧密試験を実施する。そして $e-\log p$ 関係と $e-\log k$ 関係ならびに $\log m_v-\log p$ 関係と $\log k-\log p$ 関係、さらには $\log c_v-\log p$ 関係を整理してグラフ化する。また圧密降伏応力（先行圧密応力・先行圧密荷重）を求める。
- 2) 理論上の仮定が現実ばなれしているのかもしれないが、使い慣れた Terzaghi 理論を使いたいという方。理論的な問題点が少ない三笠理論を使いたいという方。両方ともいっしょであろうが、いずれにせよ、施工計画どおりの荷重プロセスにしたがって（事後解析であれば、実際の盛土立ち上げ実績にしたがって）、重ねあわせを使って計算してほしい。この方法がどれくらいうまく行くのか、筆者自身が試していないから無責任といえようが、瞬間荷重という実際の施工ではありえないような仮定をするよりは、はるかにマシであろう。
- 3) 筆者のおすすめは、数値解析である。 $e-\log p$ 関係と $e-\log k$ 関係を使って、図-3・図-6の左端の五つの箱から境界条件を除いた四つの箱の式を満たすように、現場に合った境界条件を与えながら、数値解析をすればよい。できあいのプログラムを使いたい方は、たとえば DACSAR を使ってもよい。無料公開のプログラムであるから、神戸大学の飯塚敦教授にお願いすれば送ってくださる。

7. 沈下対策

教科書にも書いてあるとおり、サンドドレーンを粘土層に打って圧密を促進する工法が、昔から使われている。サンドドレーンは緩い砂の杭を、粘土層にたくさん打設するのであるが、間隙水がそこを通過して排水されるから、排水距離が著しく短縮され圧密時間がとても短くなる。砂の杭のかわりに、いろいろなドレーン材が使われている。ペーパードレーン・パックドレーン・ローブドレーンなどがあり、椰子の繊維をつかった環境重視型のドレーンも使われている。いずれも長短あるが、それぞれの現場にあったものを使えばいい。

沈下対策工法には、圧密促進工法と併用される工法とそうでないものがある。深層混合のように軟弱地盤をかためてしまうのが、後者の代表例であろう。当然であるが、沈下はおこらない。

圧密促進工法と併用される工法といえば、プレロード工法がある。古くから使われてきた優れた工法である。実にうまくいった代表例の一つが、本稿の5節で紹介した九州横断道武雄北方インターチェンジのプレロードである。軟弱粘土であるにもかかわらず、建設後長期にわたって何の問題も生じていない。

サンド・コンパクション工法も、我が国が誇ってよい工法である。実にたくさんの成功例がある。最近話題になっているのが真空圧密工法である。原理的には古くから知られていたが、近年の技術開発によって急速に改良されてきた注目の工法といえよう。

いろいろな方式があるが、その一例として、気水分離揚水方式をつかったものを図-13に紹介しよう。N値ゼロだったお汁粉みみたいな軟弱層が、N値10から12になったという実績をもっている。現在、その現場には

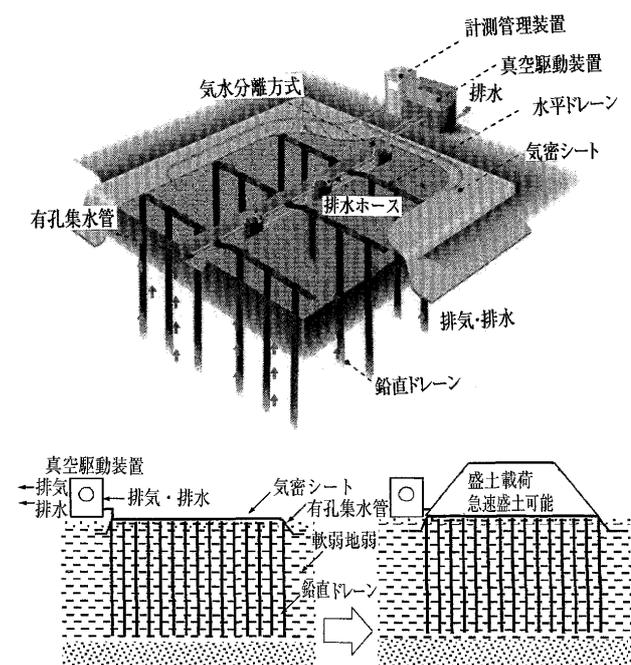


図-13 真空圧密工法の一例 (Nipon Teerachakulpanich 氏提供の図に筆者が加筆したもの)

9 m の高速道路盛土が載っている。

8. 結 論

盛土の沈下を精度よく、手間をかけずに計算したい。このご希望に対しては、数値解析による1次元圧密計算が筆者のお奨めである。それが面倒なら、盛土立ち上げの予定工程（または事後解析ならば実績工程）を忠実にフォローするように、従来の圧密理論を重ね合わせて使うのがいいだろうと、筆者は思う。圧密関連の実験データはバラツキの幅が大きいので、既往のデータを整理して、地域限定の経験式をつくっておくと精度向上に役立つ。とはいいいながら、やはり、沈下を精度よく予測するのは難しい。

参 考 文 献

- 1) Ohta, H., Iizuka, A., Mitsuhashi, Y. and Nabetani, M.: Deformation analysis of anisotropically consolidated clay foundation loaded by 5 embankments, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Ed. by Beer, Booker & Carter, Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 1017~1022, 1991.
- 2) 西田行宏・水田富久・竹山智英・太田秀樹・鍋谷雅司：軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析—施工過程の詳細な再現—, 第37回地盤工学研究発表会（大阪）, pp. 1307~1308, 2002.
- 3) 西田行宏・水田富久・鍋谷雅司・竹山智英・太田秀樹：軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析—長期的な性能—, 第37回地盤工学研究発表会（大阪）, pp. 1309~1310, 2002.
- 4) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol. 27, No. 3, pp. 71~87, 1987.
- 5) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Foundation Engrg, Tokyo, Vol. 1, pp. 239~242, 1977.
- 6) 川井田実：3.3.2軟弱地盤上の盛土における変形問題（第3章第3節2）, 設計用地盤定数の決め方—土質編—, 三嶋信雄編集委員長, 地盤工学会, pp. 99~100, 2007.
- 7) 三笠正人：軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会, 1963.
- 8) Asaoka, A.: Observational procedure of settlement prediction, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol. 8, No. 4, pp. 87~101, 1978.
- 9) Solera, S. and Baple, J.: Geotechnical challenges faced in the construction of the A55 expressway across Anglesey, *Advances in Transportation Geotechnics*, Ed. by Ellis, Yu, McDowell, Dawson and Thom, Taylor & Francis Group, London, pp. 409~415, 2008.
- 10) Matsuo, M. and Kawamura, K.: Diagram for construction control of embankments on soft ground, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol. 17, No. 3, pp. 37~52, 1977.
- 11) 石垣 勉・尾本志展・竹山智英・ピパットポンサー ティラポン・飯塚 敦・太田秀樹：土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援の試み, 応用力学論文集, Vol. 10, pp. 971~982, 2007.
- 12) 太田秀樹・竹山智英・尤 龍涛・石垣 勉・飯塚 敦：1次元圧密解析による盛土の沈下計算 —現場実測データならびに2次元土・水連成解析とくらべて—, 第5回地盤工学会関東支部発表会 Geo-Kanto 2008, pp. 40~45, 2008.
- 13) Barron, R. A.: Consolidation of fine grained soils by drain wells, *Trans. ASCE*, Vol. 113, 1948.
- 14) Yoshikuni, H. and Nakanodo, H.: Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol. 14, No. 2, pp. 35~46, 1974.
- 15) 吉国 洋：パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, 1979.