

軟弱地盤における側方流動

——その実態と予測手法について——

関 口 秀 雄・柴 田 徹

LATERAL DEFORMATION OF SOFT FOUNDATIONS BELOW EMBANKMENTS

Hideo SEKIGUCHI and Toru SHIBATA

Synopsis

This paper starts with reviewing basic patterns of deformation of the soft clay foundations loaded by embankments, along with suggestions for obtaining the integrated information on lateral soil movements from field measurements. In this respect, a new procedure for back-analyzing the strain path of any soil element below the center of embankment is proposed and is successfully applied to three cases of well instrumented test embankments(Kanda A, B and Cubzac-les-Ponts B). Furthermore, effects of vertical sand drains on the correlation between lateral deformation and consolidation settlement are discussed by comparing the performance of the Kanda A test embankment on untreated soft foundations with the performance of the Kanda B test embankment with vertical sand drains, in the light of the corresponding predictions from coupled elasto-viscoplastic consolidation analyses in terms of finite elements.

1. は じ め に

軟弱地盤上に盛土施工を行う場合に生ずる地盤の側方流動の規模とその時間的推移を、事前に精度高く予測することは、河川堤防や道路盛土などの土構造物の構築中の安定管理規準を定めるうえに、また橋梁や鉄塔、地中埋設管などの近接構造物に及ぼす障害対策を立案するうえに極めて重要である。

しかしながら現在のところ、全幅の確信をもって事前設計に供しうような側方流動予測法は見当たらないというのが実情である。その背景には、側方流動問題が、地盤の変形問題と破壊問題の両者にまたがっているため、古典的な土質力学的アプローチでは十分な対応ができないという大命題がある。

そこで本論文では、側方流動予測法の体系化を目指し、まず第2章で軟弱地盤における側方流動の基本性状とその表現法について述べる。ついで第3章では、それをうけて、三例の現場試験盛土をとりあげ、デルタ性軟弱地盤における側方流動の実態、特に、従来ほとんどその解明の進んでいない持続荷重下の側方流動(delayed lateral flow)の実態を明らかにする。

2. 側方流動の基本性状とその表現

2.1 粘塑性流動パターンと圧密変形パターン

簡単のため、平面変形場を考える。このとき、ある瞬間 $t=t$ における地盤の流動状況は変位速度ベクトル図によって明快に表現しうる。Fig. 1 は、弾・粘塑性有限要素法によって破壊間近(載荷レベル $q/q_f = 0.96$)における、モデル粘土地盤の流動状況を求めたものである。ここに、 q_f は極限支持力を表わしている。同図において、法面の中点を中心とする円弧すべり的な動きが注目される。

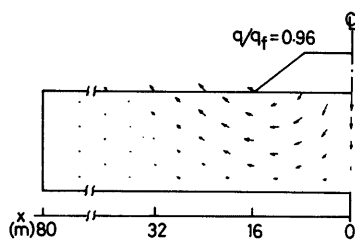


Fig. 1 Predicted viscoplastic flow velocities of an embankment foundation at imminent collapse (after Shibata and Sekiguchi, 1980).

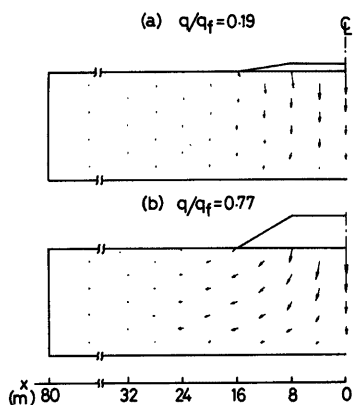


Fig. 2 Predicted consolidation velocities of an embankment foundation (after Shibata and Sekiguchi, 1980). (a) Behavior at lower stress level. (b) Behavior at higher stress level.

つぎに、局部載荷重を時間的に一定に保持した場合の地盤変形パターンについて考えよう。この場合、一般に脱水圧密が生じるため、地盤の変形量は刻々、変化することになる。このような圧密途上の地盤の変形速度場を例示すると、Fig. 2 のようになる¹⁾。同図(a)は、載荷レベルが低く、地盤がほぼ弾性的に振舞っている場合の圧密変形パターンを示したものである。法尻付近における側方変位が盛土側に向っていること、また盛土外方で、いわゆる「引ずり込み沈下」の生じていることが注目される。他方、載荷レベルが高くなり、拘束塑性流動 (contained plastic flow) の生じるような状況下 (Fig. 2(b)) では、持続荷重のもとでも側方変位は、盛土外方に向って、いわゆる圧密沈下と連動しながら時間の経過とともに徐々に発達していくことになる。側方変位の方向だけを見ると、Fig. 2(b) のパターンと Fig. 1 のパターンは同じということになるが、実際の変形状況は両者では全く異なるものである。すなわち、持続荷重下で安定的に多次元圧密の生じている Fig. 2(b) の状況では、盛土法尻付近も沈下傾向にあるのに対し、まさに地盤破壊の生じようとしている Fig. 1 の状況では、法尻付近は顕著な隆起傾向を示している。

このように、変位速度ベクトル図は刻々の地盤の動きの全体像を定性的、かつ直観的に把握するには最適である。ただし、実際の盛土工事では技術的、経済的な制約のために計測項目は少数に絞られるのが普通であり、Fig. 1, 2 のような変位速度ベクトル図は一般には求められない。そこで以下では、限られた測点や測線から得られる変形情報の活用について考えてみたい。

2.2 側方変位の深度方向プロフィールと横断沈下プロフィール

(1) 地中側方変位計測の必要性

一般に地盤は成層構造を有している。Fig. 3 は、その最も簡単な場合で、厚く堆積した軟弱粘土層の上に、圧縮性の小さい砂層が分布している状況を示している。このような場合、表層の砂層の存在によって、地表面付近の側方変位はかなり拘束され、往々にして盛土側へ引き込まれるような動きがみられる^{2), 3)}。前述の Fig. 2(a) のパターンから類推すると、この動きは弾性的応答といえなくもない。しかし、ここで特に注意を要することは、砂層の下位に存在する軟弱粘土層の側方変位は、一般に盛土外方に向かって発達していくことである。すなわち、Fig. 3 のようなタイプの成層地盤では、その安定管理のためには変位杭などによる地表での側方変位計測のみでは不十分であり、どうしても鉛直傾斜計などによる地中側方変位の計測が必要になってくる。

その場合、問題になるのは測線をどこに選ぶかということである。その判断資料として用意したものが、Fig. 4 である。同図は、あるデルタ性の後背湿地上の台形盛土を対象として、その盛土完了時点における

側方変位の等値線を、弾・粘塑性有限要素解析に基づいて描いたものである。同図においてまず注目されることは、側方変位の最大となる地点は、法尻よりも盛土側に位置する点Aで、大概、斜面の midpoint の下方に位置していることである。したがって、斜面の midpoint を通る測線を選ぶのも一案である。実際、幅広い押さえ盛土を行う場合には、押さえ盛土の midpoint を通る地中傾斜計が安定管理上、有効であったという報告が Marsland ら⁴⁾ によって成されている。

ただし、法面 midpoint を通る測線には、ケーシング・パイプの防護や法面の締固め不足のおそれなどの問題が派生してくる。したがって実際的には盛土法尻、あるいはその近傍を通る鉛直測線（例えば、Fig. 4 の点Bを通る測線）を選ぶことが多くなるものと思われる。

(2) 側方流動土量と沈下土量

上述のようにして、側方変位の深度分布が実測されると、Fig. 5 を参照しながら、次式によって側方流動土量 V_s を求めることが可能になる。

$$V_s = 2 \int_0^H \delta \cdot dz \cdot L \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに H は軟弱層の厚さ、 L は盛土縦断方向の単位長さを表わしている。なお、ここでは問題を簡単にす

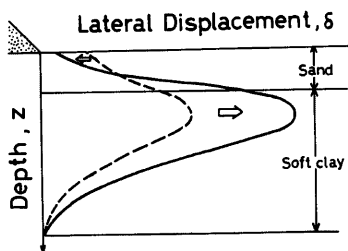


Fig. 3 Schematic illustration of the variation of the lateral displacement with time, after the construction of an embankment on the clay deposit overlain by a sand layer.

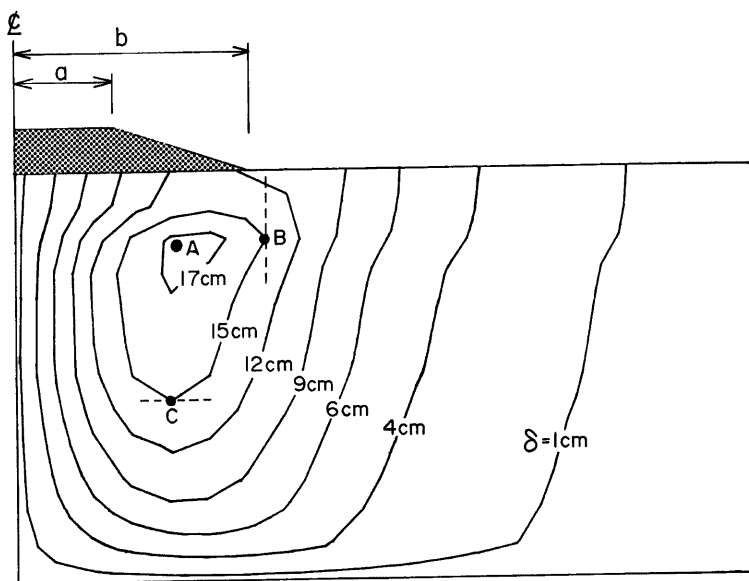


Fig. 4 Predicted contours of equal lateral displacement at the end of construction of an embankment.

るため、盛土中心線に関して左右対称の側方流動が生ずるものとしている。

側方流動の規模は V_δ の値によく反映されるが、さらにその発生機構を探るには、横断沈下プロフィールを実測し、次式によって沈下土量 V_p を求めるのが有効である。

$$V_p = \int_{-B/2}^{B/2} \rho dx \cdot L \cdots \cdots (2)$$

ここに B は盛土の敷幅、 L は盛土縦断方向の単位長さである。

もし盛土基礎地盤が完全に飽和状態にあり、局部载荷によって非排水変形するならば、 $V_\delta = V_p$ となるはずである。すなわち、盛土のめり込み量だけ、基礎地盤は側方へはらみ出すはずである。従来、このことは暗黙裡に自明のこととされているが、後述の実績 (Fig. 18 及び Fig. A-1) によると、 $V_\delta < V_p$ となることが多く、側方流動問題をその基本に立ち戻って調べる必要のあることを示唆している。

また、従来より側方流動に関する特性値として、盛土法尻を通る鉛直測線上の最大側方変位 δ_m がよく用いられている。したがって、これを上述の側方流動土量 V_δ と関係づけることができれば便利である。すなわち、式(1)を少し変形することにより、次の表現を得ることができる。

$$V_\delta = C_\delta \cdot (2\delta_m \cdot H \cdot L) \cdots \cdots (3)$$

ここに、 C_δ は側方変位の深度方向分布に関する形状係数である。

同様の考え方により、沈下土量 V_p は、盛土中心線における地表沈下量 ρ_{CL} と次のように関係づけられる。

$$V_p = C_p \cdot (\rho_{CL} \cdot B \cdot L) \cdots \cdots (4)$$

ここに、 C_p は横断沈下プロフィールに関する形状係数である。

式(3)、(4)より、土量比 V_δ/V_p は相対側方変位 δ_m/ρ_{CL} と、次式によって関係づけられる。

$$\frac{V_\delta}{V_p} = \frac{C_\delta}{C_p} \cdot \frac{2H}{B} \cdot \frac{\delta_m}{\rho_{CL}} \cdots \cdots (5)$$

(3) 鉛直線からの傾斜角

Fig. 6 から明らかなように、ある測線の鉛直線からの傾斜角 θ は、側方変位 δ と次式の関係がある。

$$\tan \theta = -\frac{\partial \delta}{\partial z} \cdots \cdots (6)$$

盛土法尻などに設置された地中変位計のメリットとして、 $\theta = \theta_{max}$ となる深度が、潜在すべり面のその地点での深度に対応するという経験的事実がある (たとえば、文献4)参照)。したがって、 θ_{max} の情報からさ

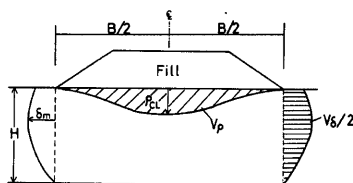


Fig. 5 Definition of the geometry and deformation parameters.

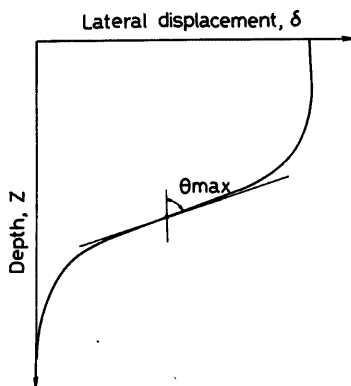
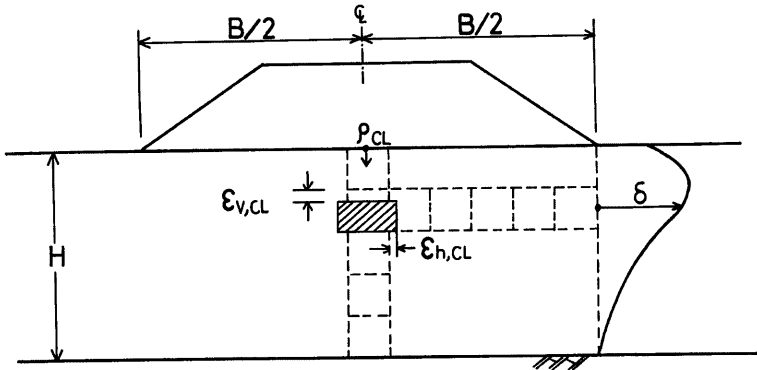


Fig. 6 Definition of the maximum vertical inclination θ_{max} as determined from inclinometer observations.

Fig. 7 Definition of the strain parameters $\varepsilon_{h,CL}$ and $\varepsilon_{v,CL}$.

らに、潜在すべり面を含む狭いせん断領域中のせん断ひずみ γ_{vh} の大きさを推定できれば、そこで動員されているせん断強度が、いわゆるピーク強度に対応しているのか、あるいはひずみ軟化の影響を考慮すべきであるかを判断することも可能になる⁹⁾。ただし、その前提としては、せん断ひずみ γ_{vh} の定義式：

$$\gamma_{vh} = -\left(\frac{\partial \delta}{\partial z} + \frac{\partial \rho}{\partial x}\right) \dots\dots\dots (7)$$

に含まれる横断沈下勾配 $\partial \rho / \partial x$ の寄与を具体的に評価し、いかなる条件のもとでそれを無視しうのかを、予め明確にしておく必要がある。

(4) 盛土中心下における側方ひずみと鉛直ひずみ

盛土中心下の土要素における独立なひずみ成分は、鉛直ひずみ $\varepsilon_{v,CL}$ と側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ の二つである (Fig. 7)。前者に対しては従来より層別沈下計を利用した評価法が定着しているといえる。しかしながら、盛土中心線下の側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ に対しては、その潜在的な重要性にもかかわらず、実測結果に基づく推定法は見当たらない。

関口⁷⁾ は、一連の弾・粘塑性有限要素解析の結果に基づいて、盛土法尻に設置された地中変位計データから盛土中心下の土要素の側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ の値を推定するための簡易手法を与えている。以下にその概要を述べる。

基本式はつぎのとおりである。

$$\delta(x, z, t) = -\int_0^x \varepsilon_h(x, z, t) dx \dots\dots\dots (8)$$

上式を具体的に評価するには、側方ひずみ ε_h の水平方向の分布特性と、その経時変化が問題になる。Fig. 8 は、その一例として台形盛土に対し、深度 $z/H=0.5$ における側方ひずみ ε_h の水平分布形状を求めたものである。同図において注目すべきポイントを列挙すると、次のようになる。

- (i) 側方ひずみ ε_h は、 $x=0$ で極大値 (膨張側) をとる。
- (ii) 側方ひずみ ε_h は、 x の値の増加とともに膨張から圧縮へ転ずる。丁度、 $\varepsilon_h=0$ となる地点の横座標 x_m は、 $a < x_m < b$ の範囲にある。ここに、 a は盛土天端幅の $1/2$ 、 b は盛土敷幅の $1/2$ 、すなわち $B/2$ を表わしている。
- (iii) 側方ひずみ ε_h は、近似的であるが、盛土法尻下、すなわち $x=b$ において圧縮側の極値をとる。
- (iv) 上述のパターンは、経過時間 t によらず成立つ。

以上の特性に加え、 ε_h は座標 x の偶関数であることを考慮して、関口⁷⁾ は $\varepsilon_h \sim x$ 関係の推定式として次式を求めている。

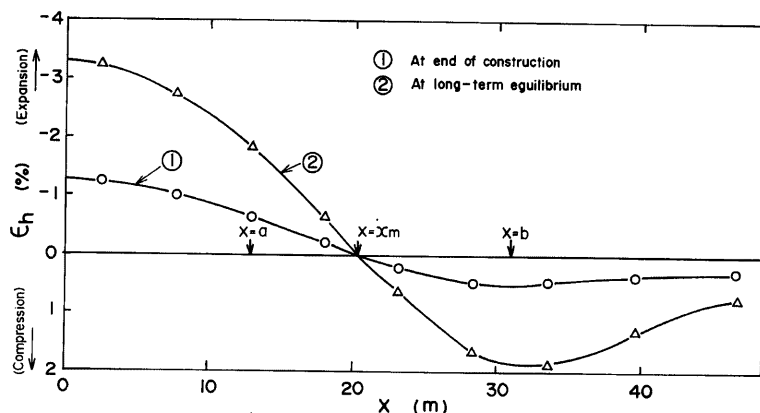


Fig. 8 Predicted horizontal-strain profiles below an embankment at two characteristic stages.

$$\varepsilon_h = \varepsilon_{h,CL} [1 + 2A(x/b)^2 - A(x/b)^4] \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここにパラメータ A は次式で定義される。

$$A = 1 / [(x_m/b)^4 - 2(x_m/b)^2] \quad \dots\dots\dots (10)$$

式(9), (10)の関係を式(8)に代入し, $x=b$ までの積分を実行すると, 盛土法尻下の任意深度における側方変位 δ は, 次式のように, 盛土中心下の同深度における側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ に比例することがわかる。

$$\delta = A^* \cdot b \cdot (-\varepsilon_{h,CL}) \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに, $A^* = 1 + (7/15)A$ である。式(11)の右辺で負号が付いているのは, 圧縮ひずみと盛土外方への側方変位をそれぞれ正値にとるという符号規約のためである。

Fig. 9 は, パラメータ A^* と x_m/b の関係を示したものである。これまでに行ってきた有限要素解析の結果によると, x_m/b の値は, $0.66 \leq x_m/b \leq 0.76$ の範囲にある。したがって, A^* の代表値として現段階では, $A^* = 0.4$ をとればよいと考えられる。

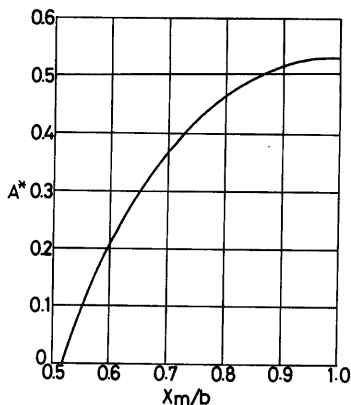
かくして, 式(11)に基づいて, 盛土法尻における地中側方変位データから, 盛土中心下の土要素の側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ の値を推定することが可能となる。

3. 軟弱地盤における側方流動実績と考察

3.1 神田試験盛土 A, B

(1) 地盤条件と盛土構造の概要

常磐自動車道の日立工事事務所管内で, 久慈川左岸と多賀山地にはさまれた延長約 2.8 km の区間は, 標高 3 m ~ 6 m の沖積低地である⁸⁾。当地区の地層構成は, 陸成の上部粘土層と砂層 (GL ± 0 ~ GL - 7.8 m) の下位に, 縄文海進にともなって形成された海成粘土層 (GL - 7.8 m ~ -23.3 m) が厚く分布して

Fig. 9 Relationship between the parameters A^* and x_m/b .

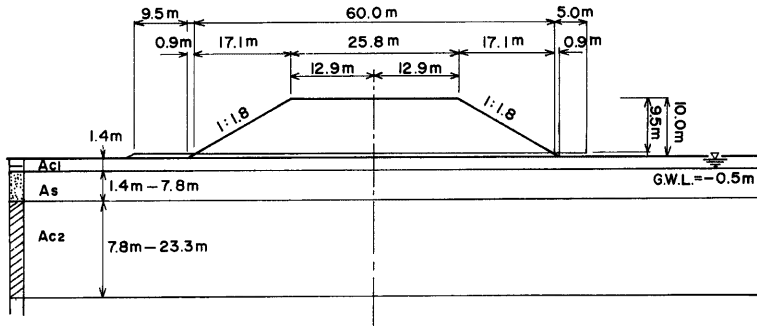


Fig. 10 The geometry of the Kanda test embankment A and B. Note that in the Kanda B test fill the soft foundations were treated by means of vertical sand drains.

いるのが特徴である (Fig. 10)。なお、同粘土層の下位は、下部砂層、ついで洪積層となっている。

上述のような地層構成から推測されるように、当軟弱地盤地域においては高盛土の施工にともなう長期沈下が特に問題となる。そのため、その対策工法としてのサンド・ドレーン工法の有効性を確認するために、神田地区において試験盛土 A, B が構築されるはこびとなった⁹⁾。

盛土 A は無処理地盤上に造成されたもので、敷幅 $B=60$ m、盛土高さ $h=10$ m、奥行方向の天端長さ $=66$ m となっている。盛土 B の諸元は全く盛土 A と同じである。その差違は、盛土 B では基礎地盤がマンド

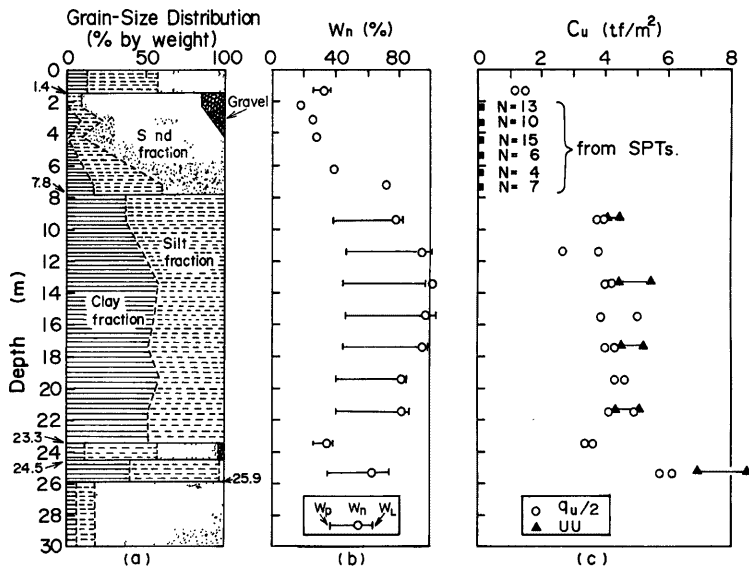


Fig. 11 Summary of soil properties at the site of the Kanda test embankments.

レル式のサンド・ドレーン (直径=400 mm, ピッチ=□2.0 m, 長さ=20 m) によって改良されている点にある。なお、これらの試験工事にあたっては、盛土間の相互干渉が起らないように十分な間隔をとり、サンド・ドレーン処理以外の諸条件は同じになるように配慮がなされている。

Fig. 11 は、盛土 A 地点における主要な土性を示したものである。ここで留意しておくべきことは、深度 7.8 m 以深の海成粘土層はやや過圧密の状態にあること ($\sigma_{vc}' - \sigma_{vo}' = 2 \text{ tf/m}^2$)、および深度 10 m 付近と深度 21 m 付近においてサンド・シームの存在することがフォイル・サンプリング等によって確認されていることである。盛土 B 地点の土性も同様であることを補足しておく。

盛立ては両盛土とも、しゅんせつ砂 ($\gamma = 1.73 \text{ tf/m}^3$) を用いて行われ、130 日間で所定の盛土高さ $h = 10.0 \text{ m}$ まで造成された。その後、200 日間の挙動計測がなされた。

(2) 側方流動実績と考察

Fig. 12 は、盛土 B の法尻における側方変位の深度分布の実測結果⁹⁾を示したものである。深度 6 m 付近で側方変位の拘束されている様子がうかがわれるが、これは同深度近傍に存在する砂層の影響によるものであろう。その下位に存在する厚い海成粘土層では、深度 13 m 付近で $\delta = \delta_m$ となる弓状の側方変位の分布となっている。ここで特に興味あることは、同層における側方変位が盛土外方に向けて、時間の経過とともに増大していることである。

上述のような遅れ側方流動 (delayed lateral flow) のメカニズムを明らかにするために用意したものが、Fig. 13 である。すなわち、盛土 A, B の両者に対し、盛土法尻下 15 m 地点の側方変位 δ を、深度 10 m ~ 20 m 間の均質な海成粘土層の相対圧縮量 ($\rho_{20} - \rho_{10}$) に対してプロットしたものである。同図中にはまた、筆者らの行った弾・粘塑性有限要素解析⁹⁾の結果も合わせて示してある。まず盛土 B の実測結果に着目しよう。盛立て完了時点における側方変位量は 9.5 cm で、このときの相対圧縮量は 58 cm である。その後の 200 日

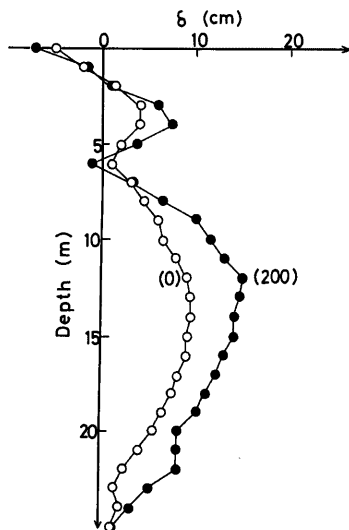


Fig. 12 Profiles of the lateral displacement immediately and 200 days after the construction of the Kanda B test embankment.

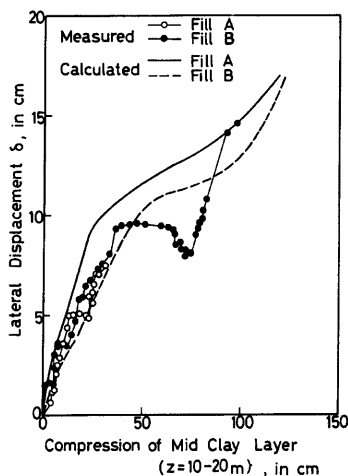


Fig. 13 Correlations between the lateral displacement and compression of the mid clay layer for the Kanda test embankments.

間の放置期間中に側方変位は 14.6 cm まで増加する一方、相対圧縮量は 98 cm まで増加している。すなわち、側方変位と相対圧縮量は大概、同じ割合を保ちながら増加していることがわかる。つぎに無処理地盤上の盛土 A の実測結果について考えてみよう。地盤改良が施されていないため、変形の進行速度が盛土 B よりも遅くなるはずであるが、実際、盛立て完了後 200 日の時点における相対圧縮量は 35 cm であり、対応する盛土 B のそれよりも 63 cm も小さいことが注目される。また、興味あることは、盛土 A における変形経路が、ほぼ盛土 B の変形経路に沿っていることである。

他方、Fig. 13 中に示した有限要素解析実績によると、盛土 A における側方変位の方が、盛土 B におけるそれよりも、各相対圧縮量に対してやや大きくなっている。これは、前者ではサンド・ドレーンによる地盤処理が施されていないために、盛立て期間中の部分排水 (partial drainage) の度合が後者よりも小さく、安定上、やや不利になっているためである。ただし、本ケースでは盛土 A、B とその安定性が全体的に高いため、このような載荷速度効果の影響が小さくでいるものと判断される。

Fig. 14 は、式(11)の考え方に基づいて実測側方変位データから推定した側方ひずみ $\varepsilon_{h,CL}$ を、層別沈下データから算定した鉛直ひずみ $\varepsilon_{v,CL}$ に対してプロットしたものである。対象とした深度は、 $z=18$ m である。神田試験盛土 A、B における最終計測時点は、盛立て開始後から 330 日の時点であるが、盛土 A では同時点における $\varepsilon_{v,CL}$ の値は 4.8% にとどまっているのに対し、サンド・ドレーン処理の施されている盛土 B では、 $\varepsilon_{v,CL}=9.4\%$ に達しており、明瞭なドレーン効果が認められる。他方、側方ひずみの値は全体に

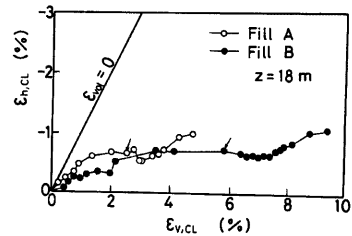


Fig. 14 Comparison of back-analyzed strain paths for identical soil elements below the Kanda test embankments.

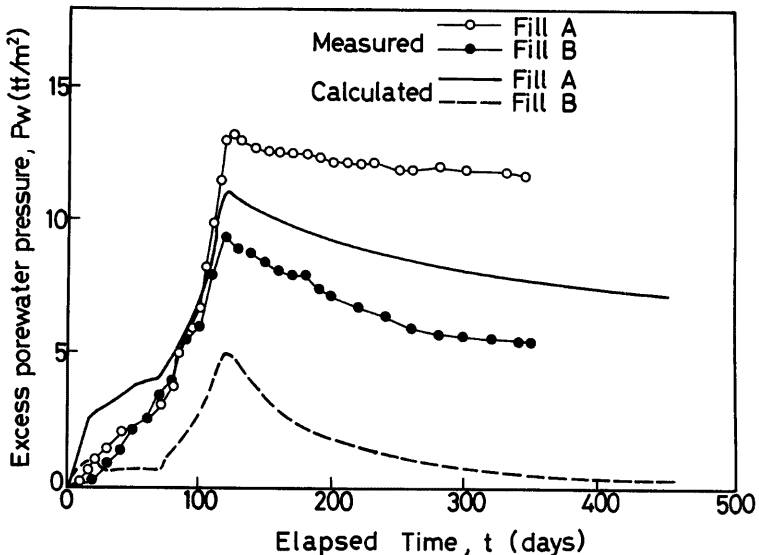


Fig. 15 Dissipation of excess porewater pressures with time for the Kanda test embankments.

小さいことが注目される。ちなみに、盛土Bの最終計測時点における側方ひずみ $\epsilon_{h,CL}$ の絶対値は1.1%であり、対応する鉛直ひずみ $\epsilon_{v,CL}$ の12%にとどまっている。

以上のことから、神田試験盛土A、Bでは、その遅れ側方流動は圧密沈下と連動した安定的なものであるといえよう。なお、両盛土における過剰間隙水圧の消散実績 (Fig. 15) もこの結論を裏付けていることを補足しておきたい。

3.2 Cubzac-les-Ponts B 盛土

フランスのボルドー市近郊の三角州性沖積低地 (標高 +2m ~ +3m M. S. L.) に構築されたキューザック・レ・ポン試験盛土¹⁰⁾を、次にとりあげてみよう。同試験盛土は当地域の軟弱粘土地盤の長期圧密挙動を調べるために、1975年10月に築造されたものである。ここでは、1981年7月までの2000日間に及ぶ詳しい動態観測結果を筆者らの観点から整理、検討してみたい。

(1) 地盤条件と盛土構造

試験盛土地点における地層構成と盛土の横断形状を Fig. 16(a) に示す。地表面から深度 0.3m までは表土、深度 0.3m ~ 1.8m は過圧密されたシルト質粘土で、その下位には層厚 8m の高圧縮性の有機質粘土が分布している。その中でも特に深度 1.8m ~ 3.8m の地層は有機物含有量が多く、自然含水比 w_n の値が最大200%にも及ぶ軟弱層である (Fig. 16(b))。

試験盛土の堤体材料は砂で、その単位体積重量 γ の値は 21 kN/m³ である。盛土高さは $h=2.3$ m であるが、その盛立てに要した期間は7日である。なお、盛立て完了時点における安全率 F_s の値は1.5と推定されている。

(2) 側方流動実績と考察

盛土法尻に設置された傾斜計 (T 11 I) による側方変位の深度方向プロフィールを Fig. 17(a) に示す。ここに、図中の () 内の数値は盛立て完了後の日数 ($t-t_0$) を表わしている。同図において、地表面付近の側方変位の発達を抑えられている様子がよくわかるが、これは Fig. 16(b) の圧密降伏応力 σ_{vc}' と最終有効応力 σ_{vf}' の深度分布にみられるとおり、表層 1.8m は過圧密状態にとどまるためである。したがって、側方流動に大きく寄与するのは、深度 1.8m 以深の有機質粘土層ということになる。同層は元々、やや過圧密の状態にあるので、放置期間中に過圧密状態から正規圧密状態に移行することになる。したがって、Fig. 17(a) にみられる遅れ側方流動挙動は、圧密沈下挙動と連動している可能性が高い。

実際、実測されている横断沈下プロフィールは Fig. 17(b) のようであり、Fig. 17(a) に示す側方変位の発達と大概、歩調が合っているようである。このことをより明確にするために用意したものが Fig. 18 で、

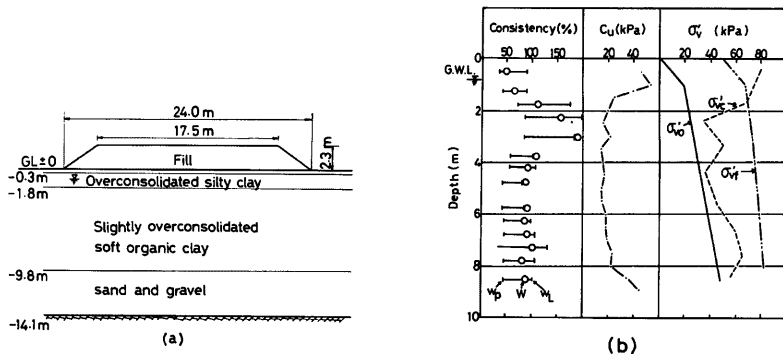


Fig. 16 Characteristics of Cubzac-les-Ponts B test embankment(after Magnan et al. 1983). (a) The geometry and subsoils. (b) Soil properties.

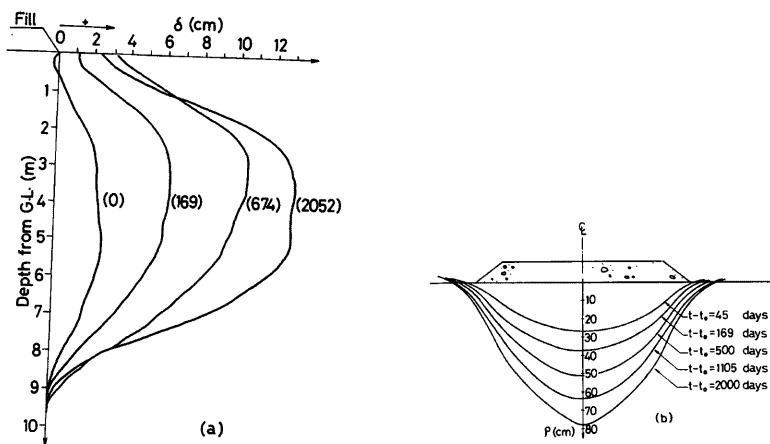


Fig. 17 Variations of the profiles of (a) lateral displacement and (b) settlement, with time after the construction of the Cubzac-les-Ponts B test embankment (after Magnan et al. 1983).

奥行長 $L=1\text{ m}$ あたりの土量の変化を示している。同図より、側方流動土量 V_δ は沈下土量 V_ρ にほぼ比例していること、かつその比例係数の値はかなり小さく、大概、 $V_\delta=0.14 V_\rho$ の関係にしたがっていることが注目される。ここに、 $V_\delta=0.14 V_\rho$ という関係は、Magnan ら¹⁰⁾ が既に当試験盛土で確認している $\Delta\delta_m/\Delta\rho_{CL}=0.18$ なる関係を参考にして、式(5)より推定したものである。なお、形状係数 C_δ と C_ρ の値は、Fig. 19 に示すとおりである。図中の矢印は盛立て完了時点を示す。

上述の結果より、当盛土基礎地盤はグローバルには安定的な動きをしていたことは、ほぼ確実に

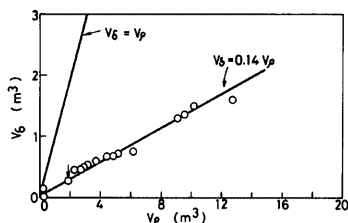


Fig. 18 Correlation between the volume V_δ gained in lateral deformation and the volume V_ρ lost in settlement for the Cubzac-les-Ponts B test embankment.

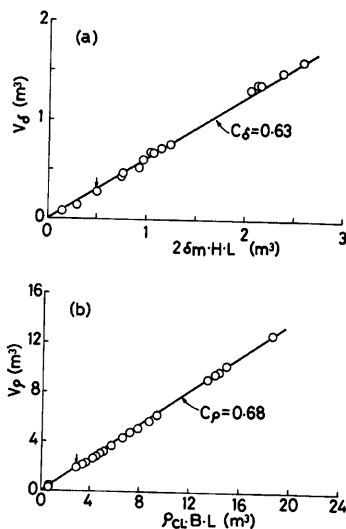


Fig. 19 Examination of the correlation among deformation parameters for the Cubzac-les-Ponts B test embankment. (a) V_δ versus $2\delta_m \cdot H \cdot L$. (b) V_ρ versus $\rho_{CL} \cdot B \cdot L$.

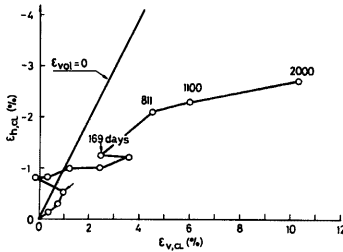


Fig. 20 Back-analyzed strain path of a soil element below the Cubzac-les-Ponts B test embankment.

ある。

そこで、さらに詳しく土要素レベルでの振舞いを推定したものが、Fig. 20 である。同図は、圧密の進行が最も遅いと想定される盛土中心下、 $z=5\text{ m}$ の地点のひずみ径路を、前章の考え方にしたがって求めたものである。盛立て完了後（矢印で示す）から 811 日経過時点に至るまでは、ひずみ径路は複雑な動きを示しており、部分排水の度合いがかなり低いことをうかがわせる。その後、時間の経過とともに、鉛直ひずみの伸びは著しいのに対して、側方ひずみの伸びはおだやかである。実際、1100 日以降のひずみ増分比 ($-\Delta\epsilon_h,CL/\Delta\epsilon_v,CL$) の値は 0.09 にとどまっており、安定的な変形段階に入っていることを示している。

4. 結 論

盛土基礎地盤における側方流動の全体像を把握するために、まず第 2 章では、局部載荷による地盤の変形パターンを明らかにするとともに、現場計測法との対応関係も合わせて示した。ついで第 3 章では、これらの成果をふまえ、デルタ性後背湿地上の試験盛土（神田 A、B）とフランスのデルタ性軟弱粘土地盤上の長期試験盛土（Cubzac-les-Ponts B）の実績を詳しく検討した。その主要な結果を列挙すると、次のようである。

(i) このたび新たに提示した盛土中心下の原位置ひずみ径路推定法によると、神田 B 試験盛土と Cubzac-les-Ponts B 試験盛土における、盛立て完了後の安定変形段階のひずみ増分比 ($-\Delta\epsilon_h,CL/\Delta\epsilon_v,CL$) の値は高々 0.1 である。

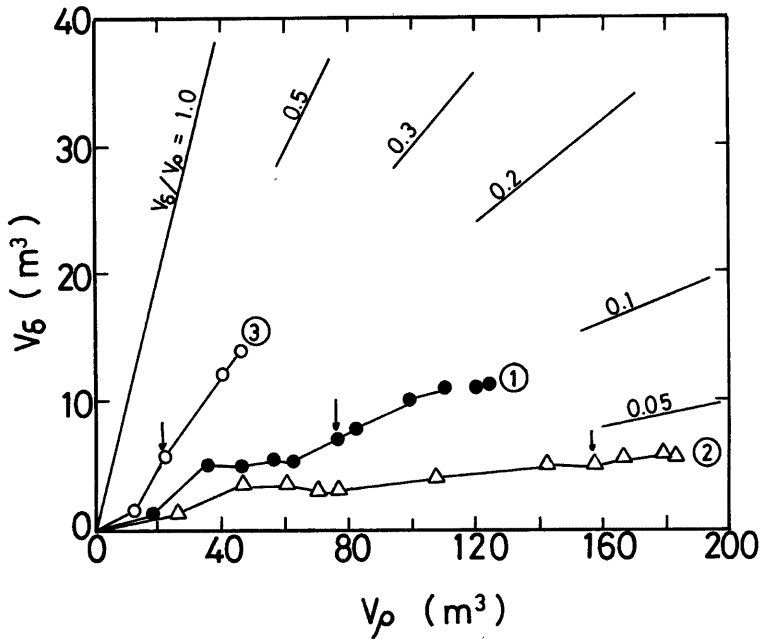
(ii) 無処理地盤上の神田 A 試験盛土実績とサンド・ドレーン処理地盤上の神田 B 試験盛土実績を、有限要素法による連成圧密解析結果とも突き合せながら詳しく検討した結果、地表より比較的深い位置（深度 10 m ～ 深度 20 m）に分布している均質な海成粘土層の圧密沈下速度はサンド・ドレーン処理によってかなり促進されていること、また同層の盛土法尻下の側方変位速度も圧密沈下速度と非常によく対応していることが判明した。

謝 辞

神田試験盛土と江別試験盛土に関する現場実績データを提供していただいた日本道路公団、ならびに財団法人高速道路調査会の関係各位に、深甚なる感謝の意を表する次第です。

付録一泥炭性軟弱地盤における側方流動実績

地表付近に高含水比の泥炭層が存在するとともに、その下位に厚い軟弱粘土層（中間砂層を含むこともある）が分布するケースは、その取扱いが最も困難であるうえに、その成因からして大規模な軟弱地盤地帯を形成していることが多い。その代表的な例として石狩低地上に構築された江別試験盛土¹¹⁾と、ミシシッピ川三角州における河川堤防の試験嵩上げ工事¹²⁾ (Atchafalaya Levee, Test Section 2) における側方流動実績を、奥行長 $L=1\text{ m}$ あたりの $V_s \sim V_p$ 関係図として Fig. A-1 に示す。なお、図中の矢印は、盛立て完了時点を表わしている。



Legend ① Ebetsu Trial Fill (NF3)
 ② Ebetsu Trial Fill (RF)
 ③ Atchafalaya Levee (TS2)

Fig. A-1 Relationships between the volume gained in lateral deformation and the volume lost in settlement for three embankments. Note that each fill was constructed on the peat layer underlain by thick clay layers.

参 考 文 献

- 1) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，301号，1980，pp. 93-104.
- 2) 富永真生・越後勇吉・橋本正治：載荷盛土による鋼ゲイの側方変位について(第1報)，第9回土質工学研究発表会，pp. 473-476.
- 3) Jamiolkowski, M.: Discussion Paper. In: Settlement of Structures, Pentech Press, 1975, pp. 690-694.
- 4) Marsland, A. and J. J. M. Powell: The behaviour of a trial bank constructed to failure on soft alluvium of the River Thames, Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bangkok, Vol. 1, pp. 505-525.
- 5) 土質工学会：土質工学用語辞典，即時沈下，1985，p. 102.
- 6) Ramalho-Ortigão, J. A., M. G. L. Werneck and W. A. Lacerda: Embankment failure on clay near

- Rio de Janeiro, J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 109, No. 11, 1983, pp. 1460-1479.
- 7) 関口秀雄・西田義親・大森晃治・栗原勝美：盛土基礎地盤の側方流動予測，第19回土質工学研究発表会，1984，pp. 867-870.
 - 8) 日本道路公団・不動建設：常磐自動車神田地区軟弱地盤改良工事，試験盛土（A，B）観測結果最終報告書，1981.
 - 9) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗：パーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析—神田試験盛土を対象として，第20回土質工学研究発表会，1985，pp. 961-964.
 - 10) Magnan, J. P., C. Mieussens et D. Daniel Queyroi: Etude d'un remblai sur sols compressibles—Le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts, Rapports de Recherche LPC N° 127, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
 - 11) 日本道路公団・不動建設—田中組共同企業体：道央自動車道江別試験盛土工事報告書，1979.
 - 12) Kaufman, R. I. and F. J. Weaver: Stability of Atchafalaya Levees, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM4, 1967, pp. 157-176.