

盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点

Lateral displacement prediction for soft clay foundation below a trial embankment

せき 関 ぐち 口 ひで 秀 にお 雄* しば 柴 た 田 とおる 徹**

1. まえがき

軟弱地盤上に高盛土施工を行うと、その隣接地盤にも変状をもたらす可能性が強い。倉敷市玉島地区においては、このような盛土施工に伴う地盤変形の性状を把握するために高さ5mの試験盛土が実施された¹⁾。本研究ではこの試験盛土の挙動解析を例にとりながら、次のような解析上の問題点に光を当ててみたい。

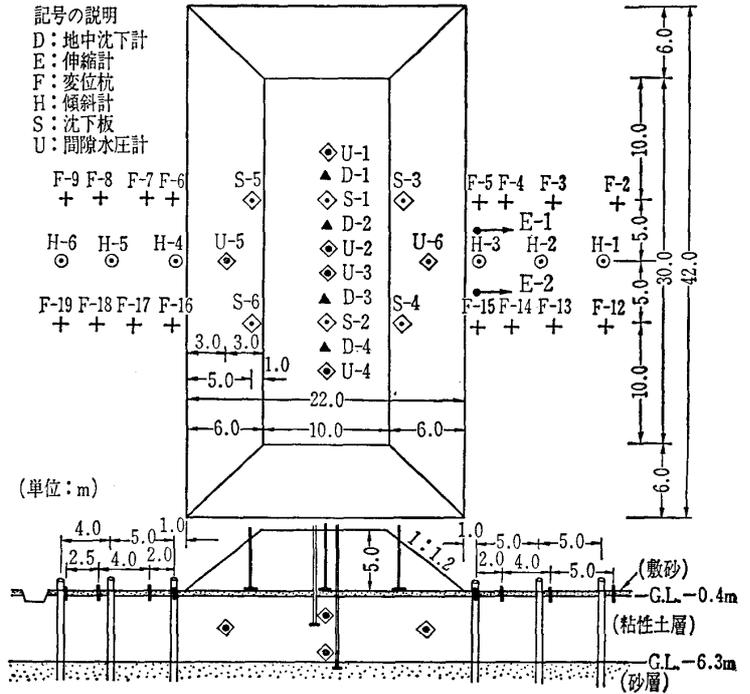
- ① 地盤モデルの作成上における境界条件設定の難しさ
- ② 盛土築造過程のシミュレーションの重要性 (盛土-基礎地盤系としての一体解析の重要性)
- ③ 実地盤の挙動は一般に部分排水条件のもとで生じること (地盤変位と間隙水圧の連成解析の重要性)
- ④ 土性評価の難しさ (特に実地盤の透水性の推定の難しさ)
- ⑤ 挙動解析結果の整合性の必要
- ⑥ 解析結果の利用法(その1): 施工中および施工後の側方流動の消長パターンと地盤の不安定化傾向との対応づけ
- ⑦ 解析結果の利用法(その2): 隣接地盤への影響範囲の予測能力に対する検討

2. 盛土-基礎地盤系の有限要素モデル

土要素の非弾性的性質も考慮しながら、上述の項目②、③の要件を満足させる手段としては、現在のところ有限要素解析が最適と考えられる。本章では倉敷試験盛土の概要を述べたのち、採用した盛土-基礎地盤系の有限要素近似、境界条件および築造過程のシミュレーションについて簡潔に説明を加える。

2.1 倉敷試験盛土の概要

倉敷試験盛土工事は、高盛土に伴う周辺地盤への影響範囲等を調べるために建設省岡山国道工事事務所によって実施されたもので、その成果は望月ら¹⁾によって既に発表されている。本節では文献1)に基づいて倉敷試験盛土の概要



図一 倉敷試験盛土の断面図と測定計器の配置

を紹介する。

図一は倉敷試験盛土の平面図と横断面図、および用いられた観測計器の配置状況を示したものである。当試験盛土においては地盤の側方変形計測に重点の置かれていることがよく分かる。

試験地は瀬戸内海に面した倉敷市玉島に位置し、地盤標高が T.P.±0 m に近い典型的な海性軟弱粘性土地盤である。過去には干拓地であったことが分かっている。地盤の最表層部には 0.4m 厚のまさ土が敷きならされているが、この敷砂工の実施は当試験盛土工の 1 年以上前に行われているので、敷砂荷重による軟弱粘性土層 (深度 0.4~6.3m の範囲に分布している) の圧密は完了していると考えてよい。地下水位はこの敷砂下面付近に位置している。軟弱粘性土の物理的性質をまとめて表一に示す。文献1)に指摘されているとおり、粒度構成の深度分布は均一でなく、上部および下部では砂分の混入が 10~40% あることは注意を要する。軟弱粘土層の下位層は N 値が約 15 の砂層であり、チューブ法による測定透水係数は $k=8 \times 10^{-2}$ cm/s、プレシオメーター法による測定ヤング率は $E_p=1500$ tf/m² である。

*金沢大学助教授 工学部土木工学科

**京都大学教授 防災研究所

表-1 土質試料の物理的性質

試料番号	採取深度 (m)	G_s	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	w_L (%)	w_p (%)	q_u (tf/m ²)	E_{50} (tf/m ²)
S-1	1.00~1.80	2.688	12	41	47	51	25	5.04	327
S-2	2.00~2.80	2.645	3	63	34	69	24	3.34	301
S-3	3.00~3.80	2.689	0	50	50	75	25	4.55	301
S-4	4.00~4.80	2.678	8	50	42	70	16	2.91	179
S-5	5.00~5.80	2.680	22	42	36	44	18	4.12	316
S-6	6.00~6.73	2.649	38	38	24	30	17	2.59	141

なおプレシオメーター法による上述の軟弱粘性土層の測定ヤング率は $E_p=70\sim110$ tf/m² であり、下位砂層の E_p の値の1/10以下になっている。

2.2 有限要素近似と境界条件

本研究においては解析の便宜上から平面ひずみ条件を仮定するとともに、盛土-基礎地盤系の幾何形状の対称性に基づいて図-2のような有限要素近似を行った。領域 ABCD は盛土部を表し、5層5列の四辺形要素から成り立っている。具体的な盛土部の築造過程のシミュレーションについては次節に譲り、ここでは盛土材料がまさ土であることにかんがみ、盛土部に対して完全な排水条件つまり過剰間隙水圧 u_w は常にゼロであるという条件を仮定していることを述べるにとどめる。領域 CDEGF は基礎地盤を表すが、解析の便宜上から 0.8m 厚の土層 8 枚 (上層から順に L-1, L-2, ..., L-8 と命名) に分割している。水平方向には境界 EG までの 60m の区間を 18 列に分割している。その結果、盛土基礎地盤部は 144 個の長方形要素で近似されることになる。

次に境界条件について補足説明を行っておこう。本解析では境界 FG を固定境界としているが、実際の挙動計測結果 (後出) によれば下位砂層もいくらか沈下しており、より詳細な解析が必要な場合には下位砂層に対する有限要素分割も行わねばならないであろう。しかしながら、この場合には砂層の計算に用いる厚さの設定や土質パラメーター値の決定が幾分厄介になると思われる。境界 EG までの距離の設定は側方流動予測の根本に係わる重要問題である。本解析では載荷幅 $B=22$ m の 3 倍を一つの目安にして盛土中心線から 60m の位置に側方境界 EG を設定しているが、後出の実測結果に照らしてみると十分に妥当であったようである。

水理境界条件については、実際の砂層ではいくらかの損

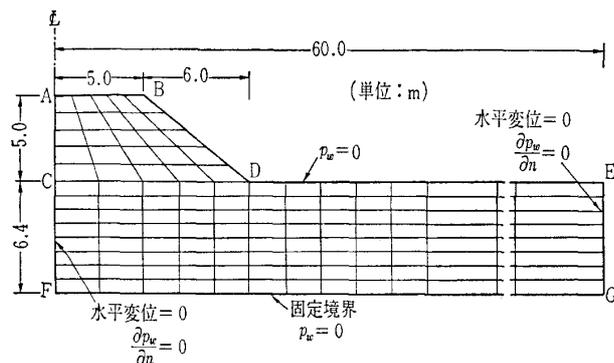


図-2 盛土-基礎地盤系に対する有限要素近似

失水頭が生じるとの問題もある。しかし倉敷試験盛土の場合には、標準圧密試験から求めた地盤の透水性よりも実地盤の挙動観測の結果から推定される透水性のほうがはるかに大きいことのほうが深刻な問題である (これについては後節に詳述する)。したがって現在のところでは、図-2に記載した水理境界条件は変更し難いと考える。

2.3 盛土築造過程のシミュレーション

倉敷試験盛土工事において使用された盛土材料はまさ土で、できるかぎり等速施工とするために1回のブルドーザー敷きならし厚さを 30cm とし、雨天を除いて3日に1回の割合で施工されている。すなわち、39日間で盛土厚さ 3.9m まで盛り立てた後、8日間の放置期間をとり、引き続いて10日間で盛土厚さ 5.0m まで盛り立てている。その後は放置し、最終的には盛立開始後から数えて 161 日間の計測を行っている。なお盛土の密度は、砂置換法によって $\rho=1.85$ t/m³ と求められている¹⁾。

図-3は、上述のような盛土築造過程をできるかぎり忠実に、かつ要素のアスペクト比 (縦横比) が極端に小さくならないように勘案し、採用した載荷ダイヤグラムである。図中の矢印は、盛土部の各層 (図-2 参照) を逐次計算機の中で生成させた時点を示している。そして実際の施工速度 (10 cm/d) に等価な載荷速度を与えるために、盛土厚 4 m における小放置期間の前後の盛立て期間において、2日ごとに盛土厚 20 cm に相当する物体力増分 ($\Delta\gamma=\gamma/5=0.37$ tf/m³) を当該盛土層を形成する 5 個の要素に作用させている。

3. 土性評価

本研究においては盛土部と土層 L-1, L-8 を等方弾性体で表現し、土層 L-2~L-7 に対しては弾・粘塑性モデル²⁾を用いている。以下、これらの土質モデルを規定する土質パラメーター値の決定過程について簡潔に述べておきたい。

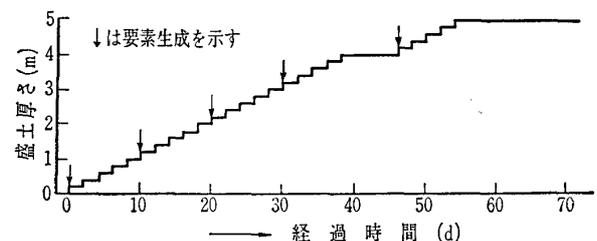


図-3 盛土築造過程のシミュレーション

表-2 解析に用いた状態変数の値と、 σ_{vf}' および $\Delta\rho_f$ の推定値

土層区分	深 度 (m)	土質モデル記号*	対応する土質試料	σ_{vo}' (tf/m ²)	e_0	σ_{vc}' (tf/m ²)	σ_{vf}' (tf/m ²)	$\Delta\rho_f$ (cm)	K_0	K_0^{nc}
盛土部	-5.0~0	A	—	0	—	—	—	—	0	—
L-1	0~0.8	A	S-1	0.72	1.147	—	10.0	2.5	1.0	—
L-2	0.8~1.6	B	S-1	1.36	1.142	11.2	10.6	2.4	1.0	0.5
L-3	1.6~2.4	B	S-2	1.92	1.933	5.7	11.1	8.5	0.65	0.5
L-4	2.4~3.2	B	S-2	2.40	1.922	5.7	11.4	8.5	0.65	0.5
L-5	3.2~4.0	B	S-3	2.88	1.886	5.7	11.8	8.8	0.65	0.5
L-6	4.0~4.8	B	S-4	3.36	1.682	5.7	12.1	10.0	0.65	0.5
L-7	4.8~5.6	B	S-5	3.92	1.432	5.7	12.4	7.5	0.65	0.5
L-8	5.6~6.4	A	S-6	4.56	0.660	—	12.6	1.3	0.5	—

*A=弾性体, B=弾・粘塑性体

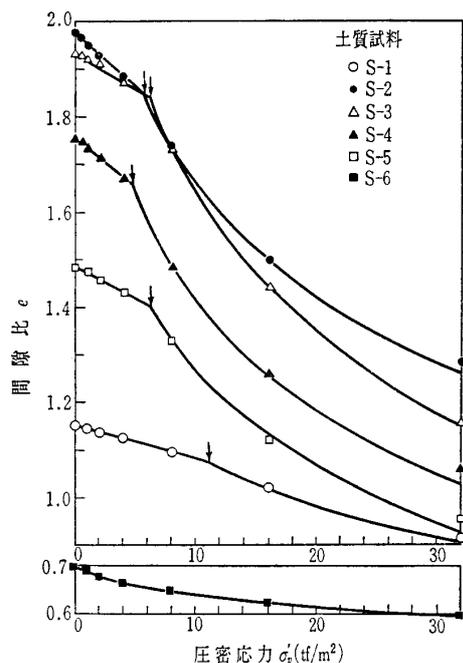


図-4(a) 土質試料の間隙比と圧密応力の関係

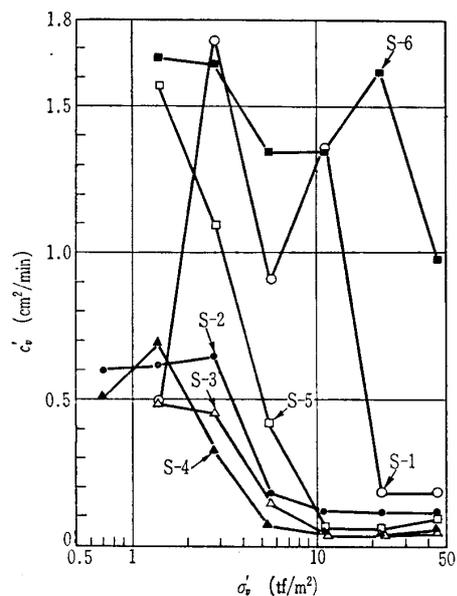


図-4(b) 土質試料の圧密係数と圧密応力の関係

3.1 土の初期状態と先行圧密状態について

アースダムなどにおいては、盛土の進展に伴う内部状態変数の変化を追跡することが止水性および堤体の安定性の

両面から極めて大切である。しかしながら、道路盛土のような路線構造物では、盛土材料のまき出しと転圧の各段階における間隙比や力学物性の変化を全延長について追跡することは必ずしも容易ではない。そこで本解析においては問題を単純化するために、密度 $\rho=1.85 \text{ t/m}^3$ 、せん断剛性率 $G=190 \text{ tf/m}^2$ 、およびポアソン比 $\nu=0.3$ の3物理量をもって盛土部の力学物性を規定することにした。ここに後2者の値は、望月ら¹⁾が盛土部において実施したプレシオメーター試験の結果に基づいている。

盛土基礎地盤については、土質試料 S-1~S-6 (表-1 参照) に対して物理試験と標準圧密試験が行われている。これらの結果を基にして最終的に表-2 のように、土層 L-1~L-8 のそれぞれに対して土質試料 S-1~S-6 の物性を割り当てるとともに、初期鉛直有効応力 σ_{vo}' 、初期間隙比 e_0 、圧密降伏応力 σ_{vc}' の値を定めた (図-4 も参照のこと)。ただし、土層 L-1 の上半分は敷砂であり、土層 L-8 は砂分の混入が極めて多いと考えられるため、両者については σ_{vo}' の値を必要としない弾性体近似を以下の解析では採用している。

また表-2 には参考のために、弾性論³⁾ で求めた鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v$ と σ_{vo}' の値に基づいて推定した最終鉛直有効応力 $\sigma_{vf}' (= \sigma_{vo}' + \Delta\sigma_v)$ 、および図-4(a) の間隙比 e ~ 有効応力 σ_v' の実測曲線を用いて推定した層別の相対沈下量 $\Delta\rho_f$ の値も示してある。これによると、最終的には正規圧密領域に入る土層 L-3~L-7 で大半の沈下量を受け持つことが推定される。

図-5 は、模式的に $\sigma_v' \sim \sigma_h'$ 平面上に土要素の初期応力状態と先行圧密応力状態を表したものである。すなわち自然状態における土要素の有効応力状態は点1に対応し、初期水平有効応力 σ_{ho}' は次式によって土かぶり圧 σ_{vo}' と関係づけられる。

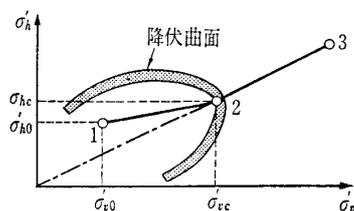


図-5 土要素の状態を示す模式図

No. 1301

$$\sigma_{ho}' = K_0 \cdot \sigma_{vo}' \dots \dots \dots (1)$$

ここに K_0 は静止土圧係数である。 K_0 値の推定法には種々のものがあるが、ここでは Ladd (ラッド) らの SOA レポート⁴⁾ を参考にし、次式を採用している。

$$K_0 = K_0^{(nc)} \cdot \left(\frac{\sigma_{vc}'}{\sigma_{vo}'} \right)^m \dots \dots \dots (2)$$

ここに $K_0^{(nc)}$ は正規圧密領域における静止土圧係数 (図-5 中の直線 23 の勾配を表す) であり、 m は土の塑性指数 I_p によって決まる定数である。本研究では土層 L-2~L-7 のすべてに対して $K_0^{(nc)} = 0.5$ を仮定し、重過圧密を受けている土層 L-2 については K_0 値を 1.0 で頭打ちにさせ、軽過圧密を受けている土層 L-3~L-7 については平均値をとって $K_0 = 0.65$ を採用している。なお土層 L-1 の K_0 値については土層 L-2 の結果を流用し、土層 L-8 については $K_0 = 0.5$ を仮定することにした。これらの値もまとめて表-2 に示しておく。

側方ひずみ $\epsilon_h = 0$ という条件のもとでは有効応力経路は図-5 中の 123 のように推移し、いわゆる圧密降伏応力 σ_{vc}' を境にして過圧密状態から正規圧密状態へ遷移するものと考えられる。そして $\epsilon_h \neq 0$ である一般応力、ひずみ条件のもとでは、図中に示すような降伏曲面を境にして過圧密状態 (弾性状態) から正規圧密状態 (弾・粘塑性状態) へ移行するものと考えられる^{2), 5), 6)}。実際、本研究では文献 2) 中の式 (4) を変形した次式によって上述のような土性変化の判定を行っている。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[1_n \left(\frac{p}{p_c} \right) + \frac{\eta - \eta_c}{M} \right] \equiv 0 \dots \dots \dots (3)$$

すなわち、 $f \geq 0$ であれば弾・粘塑性状態、 $f < 0$ であれば弾性状態と判定するのである。ただし式 (3) における λ は圧縮指数、 κ は膨潤 (あるいは再圧縮) 指数、 M は限界状態係数⁵⁾、 p は平均有効主応力、 η は有効応力比、 p_c と η_c は図-5 中の点 2 における p と η の値で、次式のように σ_{vc}' と $K_0^{(nc)}$ によって表される。

$$\left. \begin{aligned} p_c &= \frac{\sigma_{vc}' [1 + 2K_0^{(nc)}]}{3} \\ \eta_c &= \frac{\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}'}{p_c} = \frac{3[1 - K_0^{(nc)}]}{1 + 2K_0^{(nc)}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

表-3 解析に用いた土質パラメーターの値

土層区分	土質モデル記号*	G (tf/m ²)	ν'	λ	κ	M**	α	v̇ ₀ (d ⁻¹)	k _{vo} (m/d)	$\frac{k_{ho}}{k_{vo}}$	λ _k
盛土部	A	190	0.30	—	—	—	—	—	—	—	—
L-1	A	92	0.30	—	—	—	—	—	3.2 × 10 ⁻⁴	1.0	∞
L-2	B	92	0.30	0.16	0.054	1.51	0.0039	4 × 10 ⁻⁵	3.1 × 10 ⁻⁴	1.0	0.10
L-3	B	49	0.27	0.36	0.24	1.22	0.0072	4 × 10 ⁻⁵	2.7 × 10 ⁻⁴	1.0	0.32
L-4	B	49	0.27	0.36	0.24	1.22	0.0072	4 × 10 ⁻⁵	2.6 × 10 ⁻⁴	1.0	0.32
L-5	B	49	0.27	0.36	0.24	1.22	0.0072	4 × 10 ⁻⁵	1.4 × 10 ⁻⁴	1.0	0.32
L-6	B	49	0.27	0.36	0.24	1.22	0.0072	4 × 10 ⁻⁵	1.4 × 10 ⁻⁴	1.0	0.32
L-7	B	49	0.27	0.29	0.20	1.51	0.0061	4 × 10 ⁻⁵	3.1 × 10 ⁻⁴	1.0	0.18
L-8	A	150	0.27	—	—	—	—	—	2.4 × 10 ⁻⁴	1.0	∞

*A=弾性体, B=弾・粘塑性体

**本解析では、sin φ' の値が 3M/(M+6) を越えないようにカットオフ手法を導入している。

3.2 解析に用いた土質パラメーター値のまとめ

本解析に用いた土質パラメーター値をまとめて表-3 に示す。弾性状態を規定する G と ν' については標準圧密試験結果と、図-5 中の有効応力経路¹²に関する考察に基づいて決定した。弾・粘塑性状態を規定する λ , κ , M , α , ν' (前出) および \dot{v}_0 については、標準圧密試験結果、排水三軸圧縮試験 (京都大学防災研究所で実施) の結果、およびクリープに関する相似則の考察に基づいて定めた。鉛直方向透水係数 k_v については標準圧密試験の結果 (前出の図-4 参照) に基づいて定めた。その結果、透水係数 k_v は次式によって間隙比 e と関係づけられることが確かめられた。

$$k_v = k_{v0} \cdot \exp[(e - e_0)/\lambda_k] \dots \dots \dots (5)$$

ここに λ_k は定数である。また簡単のため水平方向透水係数 k_h の値は k_v に等しく、式 (5) の形がそのまま k_h の場合にも成り立つものと仮定している。

4. 解析手法について

本研究において用いている有限要素解析手法は、地盤変位と間隙水圧を未知変数として連立させて解くもので、プログラムの基礎となる増分形式の剛性方程式の誘導とその解法については文献 7) に詳述しているの、ここでは繰り返さないことにする。

5. 解析結果と実測結果との対比

5.1 原位置における透水係数の逆算

倉敷試験盛土における実測の沈下速度は、換算層厚 2 乗則に基づく慣用の一次元沈下計算による予測速度の 25 倍にも達すると、望月¹⁾ は指摘している。筆者らの解析においても、表-3 に示したような室内試験結果に基づく透水係数の値をそのまま用いた場合には、実測沈下~時間関係とは全くかけ離れた結果が得られた。そこで盛土完了時における盛土中心線直下の過剰間隙水圧の実測結果と実測の沈下~時間関係をにらみ合わせながら、整合的な計算結果を得るために必要な原位置における透水係数を逆算してみた。その結果、次の関係を得るに至った。

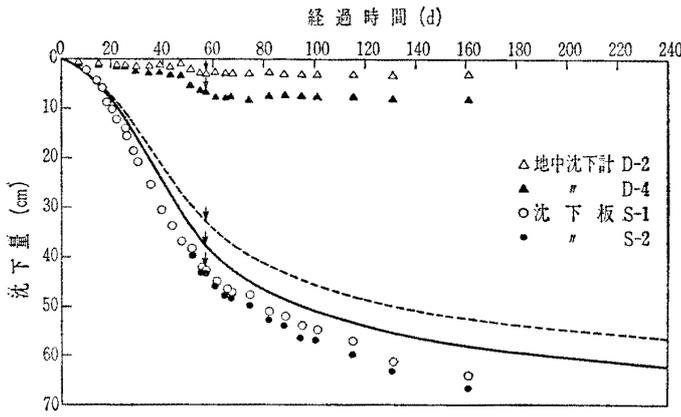


図-6 盛土中心線における沈下～時間関係

$$\left. \begin{aligned} (k_{vo})_{field} &= 6 \cdot k_{vo} \\ (k_{ho})_{field} &= 6 \cdot k_{ho} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに添字の“field”は原位置における値を意味する。

以下、式(6)の関係を用いたときの挙動解析結果と実測結果とを対比してみよう。

5.2 沈下特性

図-6は、盛土中心線における地表面沈下と軟弱粘性土層の下位砂層における沈下の実測経時変化を示したものである。砂層の沈下は盛立とともにほぼ時間遅れなく進行し、盛立完了時点(図中の矢印に対応)では平均値=5.5cmに達している。他方、図-6中の破線は、砂層を剛であると仮定した解析の結果を示したもので、実線は砂層の実測沈下量(平均値)を補正したものである。経過時間161日時点では実測沈下のほうが実線の結果よりも約7cm(全沈下量の約10%)大きくなっているが、全体的にはまず満足すべき一致といえよう。

図-7は、経過時間161日における盛土中心線下の実測沈下量の深度分布と、これに対応する計算結果を示したものである。実線は砂層の沈下量を補正した有限要素解析結果で、破線は準一次元の慣用沈下計算結果(表-2参照)である。これら3者を比較してみると、実測結果においてはいくらか地表面付近の沈下量が大きくなっている傾向が認められるが、大局的には実線の結果は実測結果と対応しているようである(砂層の沈下量も考慮すれば、慣用の準

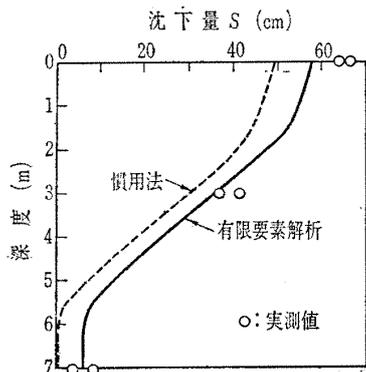


図-7 盛土中心線における沈下量の深度分布

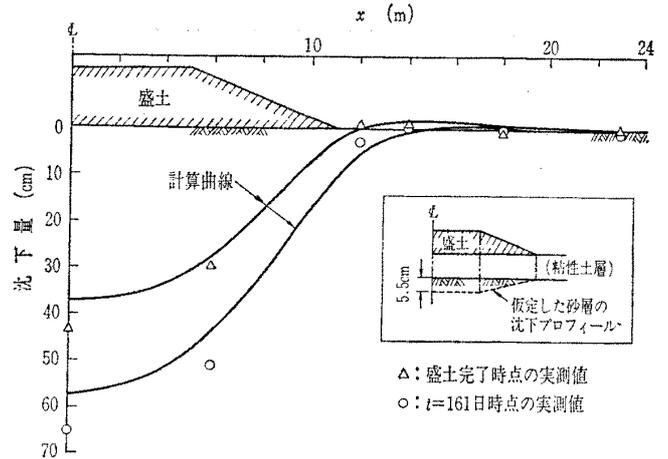


図-8 盛土横断面内における沈下プロフィール

一次元沈下計算法の予測精度もこの場合には悪くないと考えられる。

図-8は、盛立完了時点と経過時間161日における横断面内の実測の地表面沈下プロフィールと、これらに対応する解析結果を示したものである(後者については挿入図に示す考え方で砂層の沈下量を補正している)。盛土完了時点における地表面の隆起量の最大値は実測および計算の両者において約2cmと小さいが、これも地盤からの排水が施工中にも十分に生じたことの一つの証左であろう。なお実測の隆起量は盛立完了後も少しずつ増加を続け、盛立完了後17日経過した74日時点でピーク値[F-4杭(x=14m)では3.7cm]をとり、それ以降は次第に減少する傾向を示し、161日時点では図-8に示すような形に落ち着いたことを補足しておこう。

5.3 応力再配分現象

図-9は、盛立完了時点(h=5.0m)と158日時点における鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v$ (深度0.4m)の水平方向分布の解析結果を示したものである。比較のために同図中には、盛土を単なる台形分布荷重に置き換えたときの鉛直応力増分を破線で示してある。図-9から明らかなように、盛土の剛性を考慮した本解析においては、盛土-基礎地盤間の相互作用に伴う応力再配分現象がよく表現されている。なお先出の図-8の計算曲線に注目すると、盛土のり尻においてもかなりの沈下の生じていることが認められるが、これは図-9に示した応力再配分効果の一つの現れである。また、この応力再配分現象によって盛土のり尻部には図-9にみ

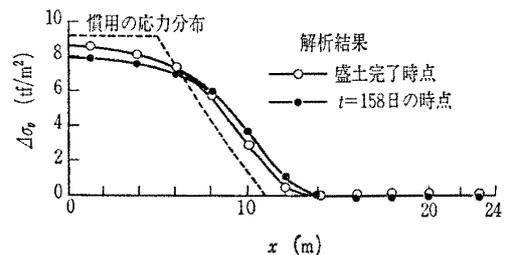


図-9 盛土築造によって生じる鉛直応力の水平方向の分布

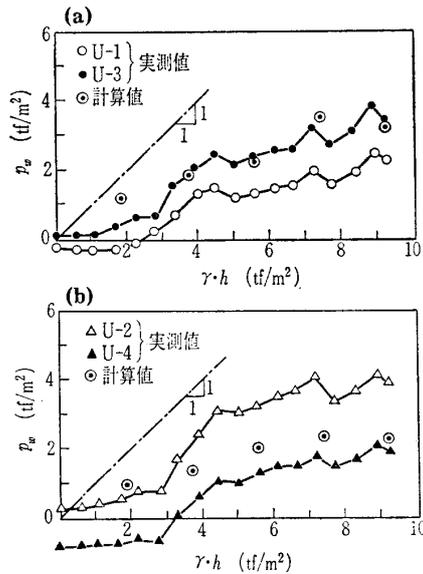


図-10 盛土中心線における過剰間隙水圧～時間関係

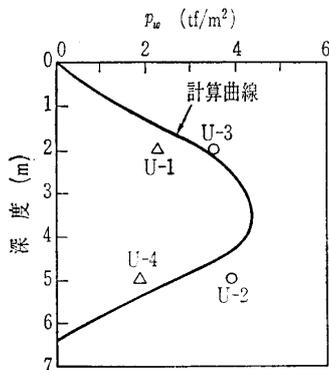


図-11 盛土完了時点における盛土中心線下の過剰間隙水圧分布

られるように一種の押しやえ盛土的な応力が発生するので、側方変位量は、盛土を単なる台形分布荷重とみる場合に比べて一般に減少することに留意しておこう。

5.4 間隙水圧の消長特性

図-10(a)と図-10(b)はそれぞれ、盛土中心線下の深度2mと5mの両地点における過剰間隙水圧 p_w と公称盛土圧 $\gamma \cdot h$ との実測関係およびこれらに対応する解析結果を示したものである。また図-11には盛土完了時点($\gamma \cdot h = 9.25 \text{ tf/m}^2$)における過剰間隙水圧の深度分布を示してある。図-10と図-11のいずれも盛立期間中に相当の排水が生じたことを示唆しているようである。

そこで、上記のことをより明確にするために準備したものが図-12の解析結果である。同図によれば、最も圧密の進行の遅い深度3.6m地点においても、盛立完了時点で局所圧密度は50%、そして158日時点では局所圧密度はほぼ90%に達していることが分かる。なお、ここでは局所圧密度を $U = 1 - p_w / \Delta\sigma_v$ で算定し、 $\Delta\sigma_v$ の値としては図中の破線で示す慣用弾性応力分布を利用した(有限要素解析による $\Delta\sigma_v$ が破線の分布よりも低減しているのは、5.3節に述べた応力再配分現象に基づくものである)。

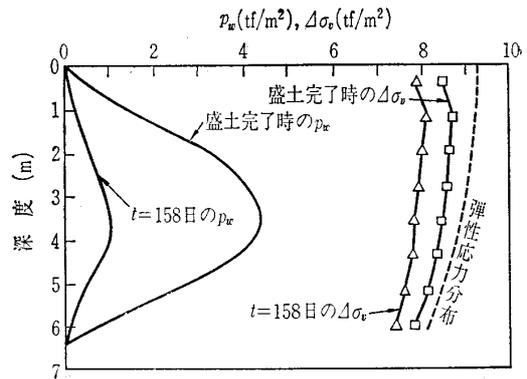


図-12 盛土中心線下の過剰間隙水圧と鉛直応力増分の分布

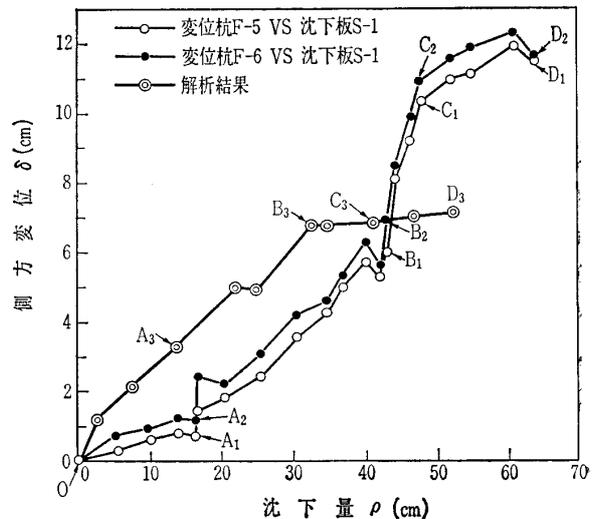


図-13 側方変位 delta の発達状況

5.5 側方流動特性

図-13は盛土のり尻における変位杭(F-5, F-6)の側方変位 δ と盛土中心部の地表沈下量 ρ (沈下板S-1による)に注目し^{8),9)}、側方流動の消長パターンを $\rho \sim \delta$ 平面上に示したものである。同図中には対応する解析結果も記載しているが、説明の便宜上、まず実測の $OA_1B_1C_1D_1$ 曲線について述べる。点 A_1 は経過時間26日時点(盛土厚さ $h = 2.8 \text{ m}$)に対応し、点 B_1 は盛立完了時点($h = 5.0 \text{ m}$, $t = 57 \text{ 日}$)、点 C_1 は盛立完了後17日経過した74日時点、そして点 D_1 は経過時間161日時点に対応している。図から明らかのように、側方変位は点 A_1 および点 B_1 のそれぞれを境にして2度急増していること、特に盛立完了後の B_1C_1 区間における伸びの著しいことは注目される。実測の $OA_2B_2C_2D_2$ 曲線も同様の特性を示しており、当試験盛土における基礎地盤の変形の対称性を裏付けている(図-1参照)。

一方、解析結果によれば曲線 OA_3B_3 の範囲、つまり盛立期間中に側方変位 δ はほぼ沈下量 ρ に比例して増加している。そして、盛立完了後の $B_3C_3D_3$ 区間においては側方変位 δ は増加を続けているが、その伸び率は OA_3B_3 区間における伸び率よりもかなり小さくなっていることが認め

られる。更に子細に解析結果と実測結果を対比してみると、次のことが見いだされる。

- (i) $\overline{A_3B_3}$ と、実測の $\overline{A_1B_1}$ および $\overline{A_2B_2}$ はおおむね平行である。
- (ii) $\overline{C_3D_3}$ と、実測の $\overline{C_1D_1}$ および $\overline{C_2D_2}$ はおおむね平行である。
- (iii) 実測における点 D_1 と D_2 点はおおむね実測の $\overline{A_1B_1}$ および $\overline{A_2B_2}$ の延長線上に位置している。

以上を要するに解析と実測との差違は、盛土厚さ $h=2.8$ mに達するまでの実測側方変位量がかなり小さいこと（区間 OA_1 と OA_2 ）、および盛立完了後しばらくの期間における実測側方変位量の伸びが著しいこと（区間 B_1C_1 と B_2C_2 ）の二項目に集約される。前者については試算してみたところ、ポアソン比の値を $\nu'=0\sim 0.1$ 程度に思い切って小さくしないと、実測の $\delta\sim\rho$ 関係を説明することはできないようである。また点 A_1 （および A_2 ）に対応して $p_w\sim\gamma h$ 関係に急変点が現れているかどうかを図-10(a), (b)について調べてみたが、 $\gamma h=1.85\times 2.8=5.18$ tf/m² を境にして顕著に $p_w\sim\gamma h$ 関係のパターンが変化するとは言い難いようである。いずれにしても前者の問題については今後の研究に待つところが多い。

他方、後者の問題についてであるが、解析上は最表層部の土層(L-1)を弾性体近似しているところに少し実情に沿わないところがあると懸念された。そこで、盛土のり尻直下における地中側方変位分布が盛立完了後、どのように変化しているかを図-14に示す。実測結果は、傾斜計 H-3 と H-4 の盛立完了時および 74 日時点における測定値を範囲で示し、対応する解析結果については破線と実線で表示している。実測においては、図-13の変位杭データと同様に盛立完了後の側方変位の伸びが著しいことがまず注目される。他方、解析結果については先述のとおり地表面における側方変位の伸びが小さいことを除けば、おおむね実測の地中側方変位パターンを説明しうようである。

現在のところ筆者らは、上述のような“盛立完了後の圧密期間中の著しい側方変位発達現象”は、盛土基礎地盤の土性が過圧密域から正規圧密域へかなり入り込んだことの一つの現れであり、この場合の側方変位量の予測精度は塑性ひずみ増分比 de^p/dv^p と有効応力比 η との関係に深く結びついているように推測しているが、詳細についてはスペースの関係上から、別の機会に述べてみたい。

5.6 側方流動の影響範囲

図-15は、盛土周辺地盤に及ぼす側方流動の影響範囲を調べるために、一例として盛土完了時点における変位杭データと傾斜計データ（地表側方変位量に注目）をまとめて示したものである。なお変位杭データはすべて、規準杭に対して相対的な側方変位量である。規準杭の打設位置は図-1上では省略してあるが、実際には、各々の測定変位杭列の延長線上の、盛土中心線から31mないし32m離

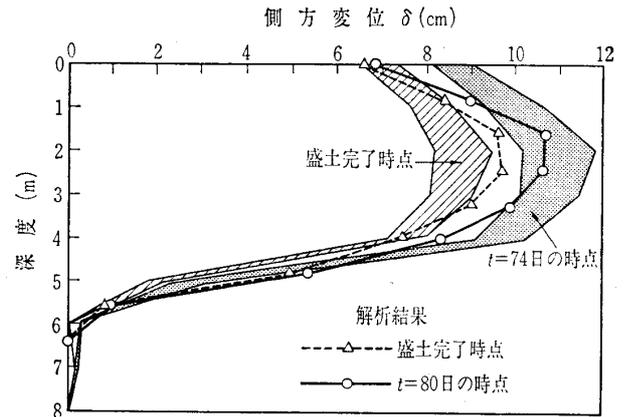


図-14 盛土のり尻下における側方変位の深度分布

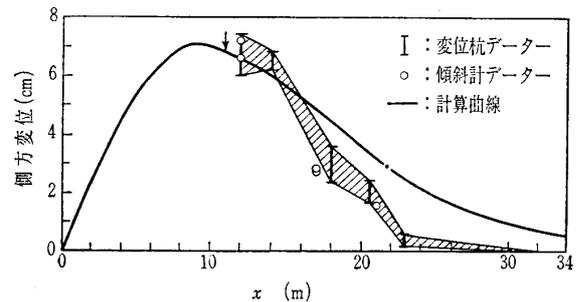


図-15 地表面における側方変位の水平方向の分布

れた地点となっている。また図-15上には盛土完了時点に対応する計算曲線も示してあるが、盛土のり尻付近では実測値と計算曲線は比較的良好に一致していることが認められる。ここに計算曲線上の矢印が盛土のり尻における値を示している。しかし、盛土のり尻から12m離れた $x=23$ m 地点に注目すると、実測の側方変位量は2~6 mm と相当に減衰しているのに対し、解析結果ではまだ側方変位量は25 mm 程度残っている。このように実測の側方変位量の、距離 x に対する減衰が早い一つの理由としては、図-1から推定されるように、盛土縦断方向の敷幅長が42mであるため、距離 x がその約半分の20m程度に達すると三次元的な効果がでてくることが考えられる。実際の道路盛土等の築造においても縦断方向の区間長は有限であるので、平面ひずみ有限要素解析手法によって側方流動に伴う隣接地盤への影響範囲を推定すると、その判定規準にもよるが、一般に過大値（安全側の値）を与える可能性の高いことに留意すべきである。

最後に、文献3)の図3-18に軟弱地盤上の盛土が破壊したときに、周辺地盤へ及ぼす影響範囲に関する実績データがまとめられていることにかんがみ、倉敷試験盛土の実績との相関を調べておこう。倉敷試験盛土の場合には破壊に至ったわけではないが、先述の側方流動や隆起に関するデータからみると、盛立完了直後からしばらくの間はかなり不安定であったと推定されるので、以下の検討には意味があると考えられる。

倉敷試験盛土における盛土敷幅 B と軟弱層厚 H の値は、

No. 1301

それぞれ $B=22$ m および $H=6.3$ m である。これらの値を用い、文献3)の図3-18に基づいて盛土のり尻より影響範囲の最外遠点までの距離を推定してみると、 $L=(L/H) \cdot H=1.8 \times 6.3 \approx 11$ m となる。他方、図-15の実測結果においては $L=11$ m ($x=22$ m) の地点では側方変位は相当に減衰していることが認められるので、倉敷試験盛土の実績は、おおむね文献3)の実績データと適合しているといえる。ただし、図-15の $L=11$ m ($x=22$ m) 地点の側方変位量は約 1 cm であるので、安全サイドを考えると、倉敷試験盛土の例では影響範囲として $L=14$ ないし 15 m を見込む必要があろう。

6. あとがき

倉敷試験盛土の挙動解析を例にとりながら、盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点を浮彫りにすることを試みた。実地盤の挙動は一般に部分排水条件のもとで生じるので、変形予測の信頼度を高めるためには実地盤の透水性の正確な推定が不可欠である。本研究においては残念ながら、結局は式(6)の関係を解析に際して用いざるを得なかった。このことによって確かに、沈下、水圧、側方変位、隆起などの地盤挙動の各面をかなりの精度で整合的に再現し得たと思われるが、事前予測への適用という観点からは無力に等しい。今後、地盤調査手法としての各種サウンディングの成果を土質および地盤モデル作成時に活用できるような方

法論づくりを試みていきたい。

最後に、本研究に対しご支援を賜った基礎地盤コンサルタント株式会社森田悠紀雄氏に深甚なる謝意を表す。なお数値計算にあたっては金沢大学計算機センターの FACOMM 170-F システムを利用した。

参考文献

- 1) 望月公夫・広山利之・森田悠紀雄・酒巻章：軟弱地盤の側方変形(倉敷の場合)、第15回土質工学研究発表会、pp. 861-864, 1980.
- 2) Sekiguchi, H.: Rheological characteristics of clays, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 1, pp. 289-292, 1977.
- 3) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針, 1977.
- 4) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G.: Stress-deformation and strength characteristics, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- 5) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, New York, 1968.
- 6) Adachi, T. and Okano, M.: A constitutive equation for normally consolidated clay, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, pp. 55-73, 1974.
- 7) 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, pp. 93-104, 1980.
- 8) 富永真生・橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, pp. 43-51, 1974.
- 9) 松尾 稔・川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 241, pp. 81-91, 1975.

(原稿受理 1982. 2. 18)

学会刊行物案内

現場技術者のための土と基礎シリーズ

1. クイ基礎の調査・設計から施工まで

527ページ 会員特価 4,500円 定価 5,800円

2. 土質調査の計画と適用

433ページ 会員特価 3,900円 定価 5,100円

3. 地盤改良の調査・設計から施工まで

330ページ 会員特価 3,300円 定価 4,300円

4. 盛土の調査・設計から施工まで

443ページ 会員特価 4,300円 定価 5,600円

5. ケーソン工法の調査・設計から施工まで

410ページ 会員特価 3,800円 定価 4,900円

A 5判 送料各1冊 350円

申込み先 社団法人 土質工学会

東京都千代田区神田淡路町2-23 菅山ビル

〒101 ☎03-251-7661(代)

郵便振替 東京4-40786