<報 文>

新切地区におけるすべり面の せん断特性の変化について

The Change of the Shearing Properties of the Landslide Face at the Shingiri Area

玉田 文 吾* 前 田 重 人**
Bungo TAMADA, Shigeto MAEDA

I have reported* that the cohesion and the angle of internal friction of the disturbed clay (a thin layer formed by rubbing action at landslide face) are changed by ratio of consolidation.

But it is necessary to check whether shearing properties change or not with the time passed since consolidation is started at landslide field.

Thus we obtained the thrust of landslide from the measured value of earth pressure in the observation well, and from this we estimated the change of the shearing properties of slide face. According to the estimation, the calculation results are in approximate agreement with experimental value. Based on the investigation on the pore water pressure, it has become clear that the pore water pressure is divided into the following two classes: one produced by the depth of ground water and the other, namely, the hydrostatic excess pressure produced by the process of consolidation in the disturbed clay.

Accordingly when we calculate the safety factor, it is necessary in some cases to consider two kinds of the pore water pressure.

*B. Tamada: Studies on the Dynamical Properties of Landslide Face and their soil Test: Landslide, Vol. 10, No. 4 (1974)

1. まえがき

地すべり面は地層中の弱面に生成したせん断破壊面である。破壊面上部の地層がこの面に沿って滑動すると擦過され、加水作用およびせん断時における体積膨張などをともなうと、せん断面に沿ってねっとりとした薄い軟弱層を生成するのでこれを擦過粘土といっている。これは地すべり粘土ともいわれており、地すべり発生原因の一つにあげられていた。土質試験から求められた擦過粘土のせん断特性と圧密特性についてはすでに発表したことがあり¹⁾、すべり面の安全率は圧密比の変化によって時間経過とともに変化することを指摘した。擦過粘土の特性に圧密の概念を導入する場合、この内部における間げき水圧の変化、排水条件など綿密な理論考察をするか、現地において測定を行ないこれらを実験的に実証するか、いずれの方法によらなければ意味がなくなる。しかし、厚くても1.0cm程度の擦過粘土の間げき水圧、粘着力、内部摩擦角などの時間的変化を地層中において直接測定することはきわめて難しい。種々検討を重ねた結果、長崎県新切地すべり地区において、土圧の時間的変化からこれらの数値を解析する方法を用いたので、この結果についてまとめたものが本報文である。

2. 測定方法

2.1 測定地区の概況

新切地区(試験地)は島原半島の南端、口之津町にある。図-1の平面図に示したように標高50~70mの南西斜面が滑動する小規模な地すべりである。この付近の地質は、砂、砂レキ、砂岩、泥岩などの累層である口之津層群大屋層(更新世~鮮新世)によって構成されているが試験地の地質柱状図は図-2のようになっていて、第1~第Ⅲ層に区分することができる。すべり面の確認と観察とはテストピットによって行なった。この結果すべり面は第Ⅰ層と第Ⅱ層との層界面に形成されており、この地点で深度4.7m、傾斜7~8°であり、すべり面には厚さ2.5~3.0mmの擦過粘土が生成しており、写真-1に示したような擦過痕が認められた。すべり面の形状は図-3に示したように、ゆるやかな起伏をもつ平面状すべり面で平均傾斜は8°40'。先端部(舌端部)は隆起し、始端部は小規模な陥没と滑落崖とを形成して(写真-2)模式的な地すべり地形を呈している。

すべり面から直径60mm、厚さ20mmの特殊カッターを用いて擦過粘土を採取して土質試験を行ない表-1の結果をえた。これらの数値の求め方については発表したことがあるので²⁾省略する。試料採取時には圧密比が不定になっていて滑動中または滑動直後であることを示して

*西日本工業大学

**長崎県林務課

写真-1

写真-2

図-1 新切地区平面図

図-2 模式柱状図

いる。調査の結果、すべり面の深度、形状および力学的性質が把握されていること、滑動中または滑動直後の状態にあることなどの条件が揃っていたため、ここを試験地を選んだ。

2.2 測定方法

テストピットにすべり面の位置まで直径 2.5m のライナープレートを挿入し、この中央部に直径 200mm の鋼管ぐいをすべり面下12mまで打設し、これに図-4に示した位置に土圧計、荷重計、間げき水圧計を設置した。以下これを観測井という。これら計器の数値から現地における擦過粘土の粘着力、内部摩擦角の時間的変化を推定し、滑動の際に発生する動的間げき水圧、および滑動停止に近くなった状態において擦過粘土内部で進行する圧密の状態を測定することが目的である。

3. 擦過粘土のせん断定数の変化と安全率

3.1 せん断定数の変化

擦過粘土は滑動後の圧密比によって図-5のようにせん断定数が変化する³⁾。せん断面に生成した薄い粘土は、これが再滑動するとき、せまい範囲に応力が集中して強くねり返される。擦過粘土は飽和しており、すべり面の上下層は難透水層であり、滑動開始後、移動量が多い場合、一時的に非圧密非排水のせん断形式に近くなるため動的間げき水圧が発生し全応力に対する内部摩擦角は小さい。

つぎに移動速度が微小になると、擦過粘土は薄いために徐々に圧密が進行する。このときの圧密応力は有効土かぶり応力になる。せん断定数は、先行圧密応力 p_0 と有効土かぶり応力 p_e との比 p_0/p_e によってきまり、式(1)の形式で変化することが室内実験結果から判明している⁴⁾。

$$\left. \begin{array}{l} \text{滑動時} \quad C_s \quad \phi_s \approx 0 \\ \text{圧密進行} \quad C_{sd} = C_s \left(1 - \frac{p_0}{p_e} \right), \\ \tan \phi_{sd} = \frac{p_e \cdot \tan \phi_d - C_{sd}}{p_e} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

図-3 観測井上部のすべり面

図-4 計器設

図-5 擦過粘土のせん断定数の変化

圧密完了 $C_d=0$ ϕ_d

3.2 安全率について

擦過粘土のせん断定数が圧密比 p_0/p_e によって変化すると、すべり面の安全率も圧密比によって変化する。このために平面すべりの場合の安全率を

$$F_s = \frac{C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\sum W \cos \theta - \sum U_i)}{W \sin \theta} \quad \dots \dots \dots (2)$$

として表示したことがある⁵⁾。式 (2) に式 (1) の数

値を代入すると安全率の変化が求まる。ここで

C_{sd} : 滑動後ある時期における擦過粘土の粘着力 (t/m^2)

ϕ_{sd} : 滑動後ある時期における擦過粘土の内部摩擦角

ϕ_d : ある含水比の擦過粘土の圧密が完了したときの内部摩擦角

L : すべり面の全長 (m)

W : すべり面上の地層の重量 (t)

θ : すべり面の傾斜角度

U_i : すべり面上の地下水深による間げき水圧 $= \gamma_w h_w$

圧密進行に際しては飽和粘土中の過剰間げき水圧の時間的変化がある。そこで擦過粘土内部における過剰間げき水圧 U_w を検討すると、 U_w は圧密比とともに変化する、式 (3) と示したような変化をするはずである。

$$\left. \begin{aligned} \text{滑動直後 } U_w &= A_f p_{e0} = p_e, \quad A_f \leq 1.0 \\ \text{圧密進行 } U_w &= p_e (1 - p_0/p_e) \\ \text{圧密完了 } U_w &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

したがって擦過粘土内の間げき水圧は U_i と U_w の二つを考慮しなければならないことがあるので式 (2)

で示した安全率は

$\Delta U_i = U_i - U_w$ ($U_i > U_w$) のとき

$$F_s = \frac{C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\sum W \cos \theta - \sum U_w - \sum \Delta U_i)}{\sum W \sin \theta} = \frac{R}{S} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$U_i \leq U_w$ のとき

表-1 擦過粘土の物理・力学的性質

自然含水比 (%)	w	48.01~49.12
すべり面含水比 (%)	w_s	52.68~54.35
$w_s - w$ (%)		4.67~5.23
土粒子比重	G_s	2.666
単位体積重量 (t/m^3)	γ_1	1.701
単位体積重量 (t/m^3)	γ_2	1.696
液性限界 (%)	w_l	91.50
塑性限界 (%)	w_p	31.93
塑性指数 (%)	I_p	59.57
飽和度 (%)	S	96.89~97.36
乾燥密度 (t/m^3)	γ_d	1.146~1.137
間ゲキ比	e	1.321~1.345
2000 μ ~74 μ (%)		1.20
74 μ ~5 μ (%)		25.00
5 μ 以下 (%)		73.80
採取深度 (m)		4.70
先行圧密応力 (kg/cm^2)	p_0	—
有効応力 (kg/cm^2)	p_e	0.797
p_0/p_e		—
滑動停止時の内部マサツ角	ϕ_d	10°50'
滑動中の粘着力 (kg/cm^2)	C_s	0.11~0.16 (平均 0.135)
現在の粘着力 (kg/cm^2)	C_{sd}	0.11~0.16
現在の内部マサツ角	ϕ_{sd}	—

$$F_s = \frac{C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_w)}{\Sigma W \sin \theta} = \frac{R}{S} \quad (5)$$

式(5)の状態のもとでは、すべり面上は地下水深がなくても擦過粘土内には過剰間げき水圧が作用しているので滑動直後においては安全率におよぼす影響は大きい。擦過粘土の圧密が完了した後にては、すべり面上の地下水深による間げき水圧の影響だけになり

$$F_s = \frac{\tan \phi_d (\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_i)}{\Sigma W \sin \theta} \quad (6)$$

によって表わすことができる。表-2～表-4は、図-6の断面について式(5)によって安全率を計算したものである。表-2は観測井についての安定、表-4は防止ぐい(昭和47年度工事完了)に作用する推力計算、表-3はすべり面が下部にあったと仮定した断面についての推力計算結果である。断面のとりかたによって安全率の変化に特性のあることは注目すべきである。

しかし地層中における擦過粘土の圧密進行速度(圧密比)については不明であり、せん断定数の変化については現場測定が非常に難しいことにもよるが、これを実証

する資料が全くなかった。このために式(3)～(6)による計算に不安が残っていたため測定結果のうち、降雨の影響を受けつつ作動した土圧計の数値変化を解析したものである。

4. 土圧の時間的变化

4.1 土圧の減少傾向

図-7はS-1, S-2土圧計が示した数値の時間的变化を示したものであるが、全体的には減少の傾向をたどっている、まずこれについて検討したい。土圧減少の理由として、土圧計を取付けた鋼棒のクリープ現象、または応力緩和現象などが考えられるが、主な原因をさきに述べたように擦過粘土の圧密進行による C_{sd} , ϕ_{sd} の変化およびこれによる推力の減少と仮定してみる。

擦過粘土を圧密リングに入れ圧密させたとき(擦過粘土を含む乱さない厚さ20mmの試料)、単位時間あたりの圧密沈下量 $d\delta/dt$ の時間的变化を示したものが図-8である。これは両者の関係を半対数方眼紙にプロットしたものであるが、これから式(7)の関係がえられる。

図-6 新切地区断面図

表-2 Case I 観測井より上部の安定計算

Block No.	① 断 面 積 $A(m^2)$	② 単 体 重 量 $\gamma(t/m^3)$	③=①×② 重 $W(t)$	④ 平 均 高 さ $h(m)$	⑤=②×④ 有 効 応 力 $p_c(t/cm^2)$	すべり面長 $l(m)$
A	41.60	1.70	70.72	5.10	8.84	8.09
B	124.20	1.70	211.14	4.60	7.82	27.31
C	37.78	1.70	64.23	2.75	4.68	12.64

$$\Sigma W \sin \theta = 52.152 \text{ t/m}$$
$$\sin 8^{\circ}40' = 0.15069$$

$$\Sigma \ 346.09 \quad \bar{h}=4.18, \quad \bar{f}_e=7.11 \quad \Sigma 48.04$$

U_w/U_e	U_w (t/m ²)	$\frac{\Sigma U_w \times}{\Sigma l = 48.04}$	C_{sd} (t/m ²)	ϕ_{sd} (deg)	$\tan \phi_{sd}$	R (t/m)	$R-S$ (t/m)	F_s	ρ_0/ρ_e
1.0	7.11	341.56	1.35	1°18'	0.0227	64.87	+12.72	1.24	0
0.9	6.40	307.46	1.22	2°14'	0.0390	59.96	+7.81	1.15	0.1
0.8	5.69	273.35	1.08	3°14'	0.0565	55.77	+3.62	1.07	0.2
0.7	4.98	239.24	0.95	4°09'	0.0726	53.13	+0.98	1.02	0.3
0.6	4.27	205.13	0.81	5°09'	0.0901	51.26	-0.89	0.98	0.4
0.5	3.56	171.02	0.68	6°04'	0.1063	50.86	-1.29	0.98	0.5
0.4	2.84	136.43	0.54	7°04'	0.1240	51.45	-0.70	0.99	0.6
0.3	2.13	102.33	0.41	7°59'	0.1402	53.32	+1.17	1.02	0.7
0.2	1.42	68.22	0.27	8°57'	0.1575	56.15	+4.00	1.08	0.8
0.1	0.71	34.11	0.14	9°52'	0.1739	60.29	+8.14	1.16	0.9
0	0	0	0	10°50'	0.1914	65.49	+13.34	1.26	1.0

表-3 Case II 防止ぐいより上部における安定計算

Block No.	$A(\text{m}^2)$	$r(\text{t}/\text{m}^3)$	$W(\text{t})$	$h(\text{m})$	$p_e(\text{t}/\text{m}^2)$	$l(\text{m})$
1	69.55	1.70	118.24	5.35	9.10	13.13
2	95.55	1.70	162.44	4.90	8.33	19.73
3	124.20	1.70	211.41	4.60	7.82	27.31
4	35.14	1.70	59.74	2.75	4.68	11.43

$$\Sigma W \sin \theta = 83.115 \text{ t/m}$$
$$\sin 8^{\circ}40' = 0.15069$$

$\Sigma 551.56 \quad \bar{h}=4.40 \quad \bar{p}_e=7.48 \quad \Sigma 71.62$

U_w/U_e	$U_w(\text{t/m}^2)$	$\frac{\Sigma U_e}{\Sigma I^2} = 71.62$	$C_{sd}(\text{t/m}^2)$	$\phi_{sd}(\text{deg.})$	$\tan \phi_{sd}$	$R(\text{t/m})$	$R-S(\text{t/m})$	F_s	p_o/p_e
1.0	7.48	535.72	1.35	1°18'	0.0227	96.90	+13.79	1.17	0
0.9	6.73	482.00	1.22	2°14'	0.0390	89.84	+6.73	1.08	0.1
0.8	5.98	428.29	1.08	3°14'	0.0565	83.96	+0.85	1.01	0.2
0.7	5.24	375.29	0.95	4°09'	0.0726	80.38	-2.74	0.97	0.3
0.6	4.49	321.57	0.81	5°09'	0.0901	78.17	-4.95	0.94	0.4
0.5	3.74	267.84	0.68	6°04'	0.1063	78.19	-4.93	0.94	0.5
0.4	2.99	214.14	0.54	7°04'	0.1240	79.73	-3.39	0.96	0.6
0.3	2.24	160.43	0.41	7°59'	0.1402	83.32	+0.21	1.00	0.7
0.2	1.50	107.43	0.27	8°57'	0.1575	88.30	+5.19	1.06	0.8
0.1	0.75	53.72	0.14	9°52'	0.1739	95.51	+12.40	1.15	0.9
0	0	0	0	10°50'	0.1914	104.36	+21.25	1.26	1.0

図-7 土圧計数値の時間的变化

表-4 Case III 防止ぐい上部の仮定断面における安定計算

Block No.	A(m ²)	γ (t/m ³)	W(t)	h(m)	p_e (t/m ²)	l(m)	
い	87.75	1.70	149.18	6.75	11.48	13.15	$\Sigma W \cos \theta = 731.999t/m$
ろ	124.16	1.70	211.07	6.40	10.88	19.73	$\Sigma W \sin \theta = 111.58t/m$
は	167.40	1.70	284.58	6.20	10.54	27.31	$\cos 8^\circ 40' = 0.98858$
に	56.24	1.70	95.61	4.60	7.82	11.43	$\sin 8^\circ 40' = 0.15069$

$$\Sigma 740.44 \quad k=5.99 \quad \bar{p}_e=10.18 \quad \Sigma 71.62$$

U_w/U_e	U_w (t/m ²)	$\frac{\Sigma U_w}{\Sigma l}=71.62$	C_{sd} (t/m ²)	γ_{sd} (deg.)	$\tan \phi_{sd}$	R(t/m)	R-S(t/m)	F_s	p_0/p_e
1.0	10.18	729.09	1.35	1°18'	0.0227	96.75	-14.83	0.87	0
0.9	9.16	656.04	1.22	2°14'	0.0390	90.34	-21.24	0.81	0.1
0.8	8.14	582.99	1.08	3°14'	0.0565	85.77	-25.81	0.77	0.2
0.7	7.13	510.65	0.95	4°09'	0.0726	84.11	-27.47	0.75	0.3
0.6	6.11	437.60	0.81	5°09'	0.0901	84.54	-27.04	0.76	0.4
0.5	5.09	364.55	0.68	6°04'	0.1063	87.76	-23.82	0.79	0.5
0.4	1.07	291.49	0.54	7°04'	0.1240	93.30	-18.28	0.84	0.6
0.3	3.05	218.44	0.41	7°59'	0.1402	101.37	-10.21	0.91	0.7
0.2	2.04	146.10	0.27	8°57'	0.1575	111.62	+0.04	1.00	0.8
0.1	1.02	73.05	0.14	9°52'	0.1739	124.62	+13.04	1.12	0.9
0	0	0	0	10°50'	0.1914	140.10	+28.52	1.26	1.0

図-8 $d\delta/dt$ の時間的变化

$$\frac{d\delta}{dt} = \delta_0 \exp(-Bt) \quad \text{.....(7)}$$

ここに δ_0 : 載荷時 $t=0$ における $d\delta/dt$ の値
(10^{-2} mm/min)

B : 係数 (min^{-1})

t : 経過時間 (min)

さらに係数 B も時間経過とともに減少しており、表-5のようになっている。式(7)は上、下に透水層がある場合、擦過粘土の圧密進行を沈下速度(飽和粘土内の排水量の時間的变化)として表示したものである。

擦過粘土も同一条件のもとにあれば、これと同じ傾向を示すはずである。図-7は図-8と同じ形式のもので縦軸に土圧 $\log p$ を、横軸に経過時間 t をとり両者の関係を

プロットしたものである。ここで土圧 p を観測井にかかる推力と考え、これは擦過粘土のせん断定数の変化、すなわち圧密沈下量の関数になるとし、圧密沈下量はさらに時間の関数で表わされるものとすれば、つぎのようになる。

$$p=F(\delta), \quad \delta=f(t)$$

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{dp}{d\delta} \cdot \frac{d\delta}{dt} \quad \text{.....(8)}$$

したがって式(8)に式(7)を代入すれば、式(9)がえられる。

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{dp}{d\delta} \cdot \delta_0 \exp(-Bt) \quad \text{.....(9)}$$

図-7において土圧減少部分の p と t との関係は、式(10)のようになる。

$$p=p_0 \cdot \exp(-At) \quad \text{.....(10)}$$

式(10)の両辺を時間 t について微分すると

$$\frac{dp}{dt} = -p_0 A \cdot \exp(-At) \quad \text{.....(11)}$$

式(9)と式(11)は同形式の数式となる。したがって土圧減少の意味を、圧密沈下量の増加、すなわち圧密比の増加にともなう擦過粘土のせん断定数の変化によってせん断抵抗が増加し、これによって推力が減少するためと解釈してもよいのではなかろうか。式(11)の係数 A の値は表-6のようになっている。ここで A の単位を表-5にある係数 B と同じように min^{-1} に換算(これによって A の数値が持つ意義は薄れないとして)して両者を比較すると、 A は B に比較していちじるしく小さい数値となっている。この理由をつぎのように解釈する。

(1) 時間経過にともなって係数が減少する傾向は A, B と同じである。これによって擦過粘土が地すべ

表-5 $p-t$ 曲線における係数 表-6 $p-t$ 曲線における係数

経過時間 (min)	B (min^{-1})	測定期間	A (day^{-1})	A (min^{-1})
2~5	0.257	7/7~7/19	0.116	8.1×10^{-5}
5~20	0.060	8/2~8/18	0.190	1.3×10^{-4}
20~60	0.031	9/1~9/27	0.040	2.8×10^{-5}
60~110	0.028	10/6~10/20	0.054	3.8×10^{-5}
		10/30~11/10	0.092	6.4×10^{-5}

り面付近で徐々に圧密されていることが推定できる。しかし室内実験の場合とは異なり、擦過粘土の上下層には不透水層があり、時には乱されたりする。このような自然条件のもとで圧密が進行する場合、たとえ擦過粘土が薄くても圧密にかなりの時間を必要とする。A が小さいことは、このためと解される。

(2) 室内実験時の係数 B とは異なり、 A の値は時間経過とともに減少しておらず、時には増加傾向をたどっている。これは擦過粘土が滑動するたびに物理、力学的性質を変えるためと推定する。

4.2 土圧の増加現象

擦過粘土の圧密が進行し、全体的に土圧が減少する過程において、数度にわたり土圧の急激な増加現象が見受けられる。この時期は表-7にも示したように降雨時に一致するので間げき水圧の影響と見なして検討する。

図-7に示した破線は、土圧計が示した数値の上限値をプロットしたもので、これは土圧計設置時点を基準にすると、式 (10) の形式になり

$$p = 0.48 \exp(-0.0065t)$$

で表わされる。土圧計設置当時は土圧計の作動が悪く、測定の不慣れもあって十分な観測ができなかった。

土圧計が正常に作動し始めた昭和48年6月以前の降雨量は、設置直後の4月14~16日 132mm、4月23~26日 201mmが記録されているが、この他は 50mm 以下となっている。そこで表-7の数値を参考に、このときの降雨による土圧計の数値上昇を推定すると、土圧計設置後の最大値は $p_m \leq 0.48 \text{ kg/cm}^2$ となっていた模様である。さきに述べたように土圧計の数値減少は、擦過粘土の圧密に関係するものとし、これは圧密進行度、すなわち圧密比に比例するものと見なしてつぎのように考える。

$$\frac{p_m - p}{p_m} = 1 - \frac{p}{p_m} = \frac{p_0}{p_e} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 p : 降雨によって数値が上昇する直前の土圧計の数値

したがって式 (12) からせん断定数の変化を推定する方法として式 (13) が適用されるものとする。

$$C_{sd} = C_s(1 - p_0/p_e) = C_s \frac{p}{p_m} \dots\dots\dots (13)$$

また式 (3) に示したようにある時点における擦過粘土内部の過剰間げき水圧 U_w については、すべり面上に地下水深がないとき、過剰間げき水圧比として

$$\frac{U_w}{U_e} = \left(1 - \frac{p_0}{p_e}\right) \dots\dots\dots (14)$$

の関係がある。表-2は、すべり面上に地下水深がないときの安定計算結果であるが、この断面については、 $0.4 \leq U_w/U_e \leq 0.6$ の条件において $F_s = 0.98$ になり、そのほかのときは $F_s \geq 1.0$ となって安定の傾向が強い。したがって土圧計の数値は降雨時以外には上昇しない。いしかえれば降雨がなければこの断面については安定方向に向う状態にある。降雨の作用とは地すべり面上の地下水によって発生する間げき水圧にほかならない。このように、すべり面には過剰間げき水圧と間げき水圧の二種類の水圧が作用するものと考えて、降雨時の推力は式 (16) で計算されるものとする。

$$P_k = C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_w - \Sigma \Delta U_i) - \Sigma W \sin \theta \dots\dots\dots (16)$$

$$\Delta U_i = U_i - U_w \quad (U_i > U_w)$$

ここで P_k : 観測井に作用する推力

U_w : 擦過粘土内の過剰間げき水圧

表-7 降雨量とすべり面上の水深

測定日	すべり面上の水深 h_w (m)	土圧 P (t/m^2)	最高土圧 P_{max} (t/m^2)	降雨量 (mm)
48. 8. 2	2.3	0.60	4.8	322
48. 9. 1	2.4	0.10	4.8	148
48. 10. 6	1.9	0.74	4.8	94
48. 10. 30	1.7	0.80	4.8	63
49. 1. 4	1.7	0.40	4.8	24

表-8 観測井にかかる推力計算

測定月日	① p_0/p_e	② C_{sd} (t/m^2)	③ $C_{sd} \cdot L$ (t/m)	④ R_e (t/m^2)	⑤ $\tan \phi_{sd}$	⑥ $U_w \cdot L$ (t/m)	⑦ $\Delta U_i \cdot L$ (t/m)	⑧ $(\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_w - \Sigma \Delta U_i)$	⑨ $(\Sigma W \sin \theta - P_k)$ (t/m)
48. 8. 2	0.875	0.169	8.119	4.806	0.15620	28.872	81.620	36.183	-7.850
48. 9. 1	0.979	0.028	1.345	4.706	0.18541	4.756	110.540	42.059	-8.748
48. 10. 6	0.846	0.208	9.992	5.206	0.15141	38.528	52.748	37.983	-4.177
48. 10. 30	0.833	0.225	10.809	5.406	0.14974	43.380	38.288	39.003	-2.340
49. 1. 4	0.917	0.112	5.380	5.406	0.17064	21.570	60.098	44.447	-2.325

注 $L = 48.04 \text{ m}$

$C_s = 1.35 \text{ t/m}^2$

$\Sigma W \cos \theta = 342.138 \text{ t/m}$

$\phi_d = 10^\circ 50'$

$\Sigma W \sin \theta = 52.152 \text{ t/m}$

$\tan \phi_d = 0.19136$

U_i : 間げき水圧 $= h_w \gamma_w$

表-8は式 (16) にしたがって、 ϕ_{sd} については水深 h_w のときの平均有効応力 $\bar{p}_e = \gamma(h - h_w) + h_w(\gamma - 1)$ に対応する数値を式 (1) にしたがって求め、降雨時、観測井に作用する推力の計算を行なったものである。降雨直前において、すべり面上に地下水面はなく、 $p_0/p_e \geq 0.83$ で、圧密完了に近づいていたとき滑動が繰返されたものである。

土圧計の個数が少ないので分布状況についてははっきりしたことはわからないが、推力はくい固定部である S-1 の位置以下に反力として集中するようであり、下部に向けて三角形に分布すると仮定する^{6), 7)} と計算値によく一致する。S-1 より上部はライナープレートのたわみのために反力としての推力は作用していないようである。

5. 総 括

今般の現地試験結果は、試験地内の地域性と特殊性とが入るうえ、測定が短期間のために結果の普遍性を問われる余地が残っている。しかしこの測定によって擦過粘土の力学的特性を土質工学の観点から解明する手がかりをえたように思っている。本報文で述べた事項を要約するとつぎのようになる。

(1) 新切地区においては降雨によって $p_0/p_e \geq 0.9$ のときすべり面の水深がある数値に達すると(表-8参照)滑動を開始する。この間げき水圧 U_i によって滑動を開始したときのすべり面上の水深を h_w とすれば $h_w \geq \gamma h/2$ のときは、 $U_i \geq U_w$ であり (γ はすべり面上の地層の単位体積重量、 h はすべり面深度、 U_w を過剰間げき水圧とする) $h_w < \gamma h/2$ のときは $U_i < U_w$ であるから、前者においては最大 U_i 、後者においては最大 U_w の間げき水圧が作用するので、式 (16) は

$$P_h = C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_i) - \Sigma W \sin \theta$$

$$P_h = C_{sd} \cdot L + \tan \phi_{sd} (\Sigma W \cos \theta - \Sigma U_w) - \Sigma W \sin \theta$$

となり、これは従来に比較してとくに変わった形式のものではない。新切地区においては $h_w = 4.18 \times 1.7 \times 0.5 = 3.65 \text{ m}$ であり、 U_i は滑動の引金になるだけで滑動後 U_i は比較的早く減少するので $U_w > U_i$ の状態になる。滑動によって生じた U_w は圧密にともなって減少するが、すべり面の水深がなくなれば U_w は安定に大きな影響を与

えない。

(2) U_w が安定に影響を与えないのは観測井についての断面であり(表-2参照)、表-4についての断面においては U_w の影響はきわめて大きい。この断面は仮定断面であり、この位置にすべり面はないが、あったとすれば防止ぐいに作用する推力は相当なものである。

(3) すべり面上に地下水があって、常時 h_w の水深があると、圧密有効応力が減少して

$$\frac{p_0}{p_e} = \frac{p_0}{\gamma h - h_w} < 1.0$$

以上は圧密が進行しなくなるので、これが安定に影響をおよぼすことがある。また、すべり面上の水深は、さきに述べたように滑動を誘発するので、降雨時においてもこのようなことがないような対策は必要である。

(4) 昭和48年11月10日以降、降雨量が少ないにもかかわらず土圧計の数値が上昇している。この理由については、はっきりしたことはわからないが、再度滑動することによる擦過粘土のせん断定数の変化、すべり面上の地下水深の変化ではないかと推定する。

(5) 滑動時に発生する動的な間げき水圧係数 A_f は正規圧密粘土の非排水形式になるため、 $A_f \leq 1.0$ であるが実際にはどの程度の数値になるかははっきりわかっていない。他地区の圧密比の測定結果から推定すると $A_f \leq 0.8$ 、すなわち $p_0/p_e \geq 0.2$ のようである。これは重要な要因になるので研究中である。

本報文をまとめるにあたっては、西日本工業大学助手 谷崎 光君、および研究生(卒業生)・平尾和年君の労に負うところが多かった。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

- 1)~5) 玉田文吾：地すべり面の力学的性質と土質試験法について、地すべり Vol. 10, No. 4,
- 6) 玉田、谷崎、加藤：地すべり防止グイの水平支持力測定について、土木学会第28回年次学術講演集 (1973)
- 7) 玉田、谷崎、平尾、加藤：地すべり抑止グイの背に作用する土圧について、第9回土質工学研究発表会 (1974)

(原稿受理日 昭和49年6月4日)