



Title	豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の変形について（第1報）
Author(s)	権平, 昌司; 山本, 茂; 梅田, 安治
Citation	北海道大學農學部邦文紀要, 3(1), 1-14
Issue Date	1958-03-14
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/11638
Type	bulletin (article)
File Information	3(1)_p1-14.pdf



[Instructions for use](#)

豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の 変形について (第1報)

権 平 昌 司*
山 本 茂*
梅 田 安 治*

On Swelling and Deformation in Digging Open Channels at Peat-Bogs, Toyohoro District (I)

By

Shoji GONDAIRA
Shigeru YAMAMOTO
Yasuharu UMEDA

I. 緒 言

地下水位の高い泥炭原野に新たに排水路を開削する場合掘つてゆくあとからすぐ底が浮上り所定の深さまで掘つても深さが半減して仕舞う状態である。又これと同時に側壁部も変形し、規定の形に仕上げるには莫大な土量を掘削しなければならない。この変形は長期間継続してその後は掘削当時の断面形の俵を殆んど残さない場合が非常に多いが、これらの変形は時間的にはどのように変化するのか、変形量は水路底からの深さによつてどのように変つているものか、兩岸部の収縮量はどうか、又地下水位はどう変化するか等のことがらを調査する目的で豊幌地区西3号幹線排水路開削を利用して昭和31年9月から12月まで観測を続け、32年4月に最終観測を行つた。これら変形に対し部分的にでも阻止する方策があれば幸と思ひ、先ずその原因を調査することにした。

II. 調査観測方法及び観測器具

調査観測はあらかじめ各種観測器具を設置して第1図、第2図、第3図に示すように試験排水路を掘削した。

場所は既設排水路の影響をうけていない測点 1, 315

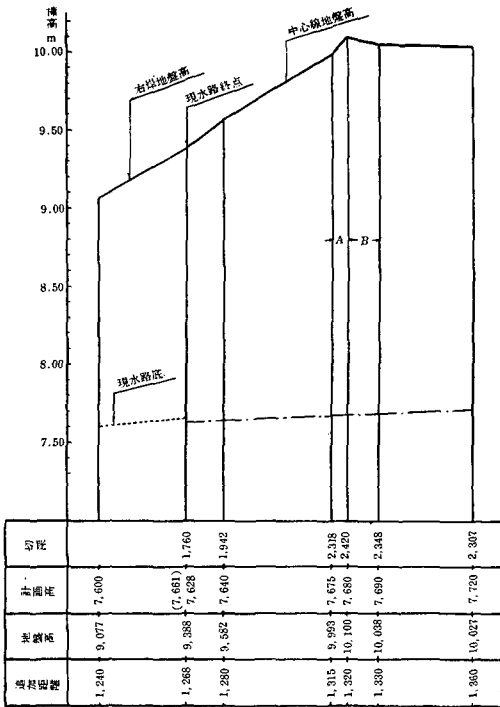
m まで既設排水路終点 1, 268 m との間を上巾 1 m の排水路で進み実験用排水路として 1, 315 m~1, 320 m (A 区) に底巾 1.0 m, 法勾配 1:0.5, 1, 320 m~1, 330 m (B 区) に底巾 2.0 m 法勾配 1:1, の排水路を掘削した。又その後実験とは無関係にB区の上流部に接続して底巾 1.0 m 法勾配 1:0.5 で掘削した。試験区の掘削は9月29日6時に開始し、A区は同日14時に全断面を完了し、B区は17時に深さ約1mを掘削したまま作業を中止して、30日6時より再び掘削を続け同日11時30分に全断面掘削を完了した。

調査に際しては各種の器具を使用した特殊なものとしては、外管つきベンチ・マークを設置し、又スクリー型浮上り測定器、複管式ピエゾメーター、電気式地下水位探査計等を使用した。これら主なる二、三の装置及び器具について次に説明する。

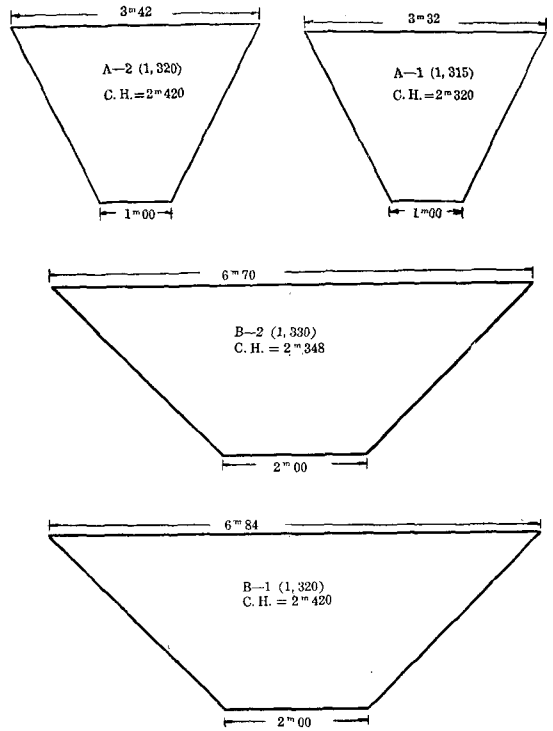
1. 外管つきベンチ・マーク (水準点)

排水等の施設により泥炭地に変化が与えられたときその地盤高は大いに変動し、しかも長期間に亘つて沈下するために単に泥炭層中のみ挿入されたものでは不確実である。そこで吾々はその下部半分を下層粘土層中に深く押し込み充分に固定せしめ、しかも上部泥炭層の収縮による強力な摩擦力に影響されないでその標高を不変に保ち得るような水準点を作るために第4図に示したように先ずハンド・ボーリングによつて

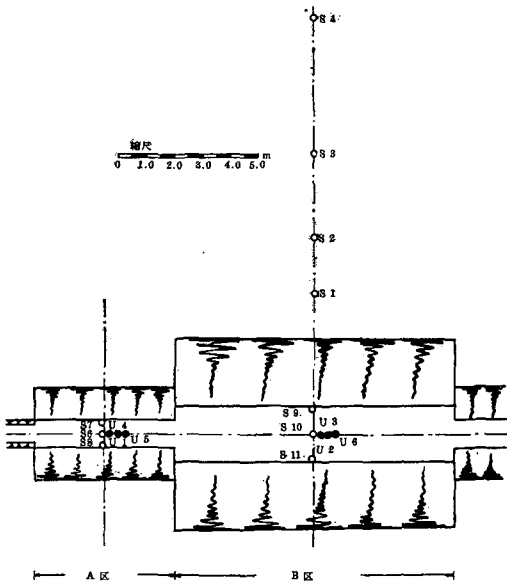
* 北海道大学農学部農業工学科農業土木学教室



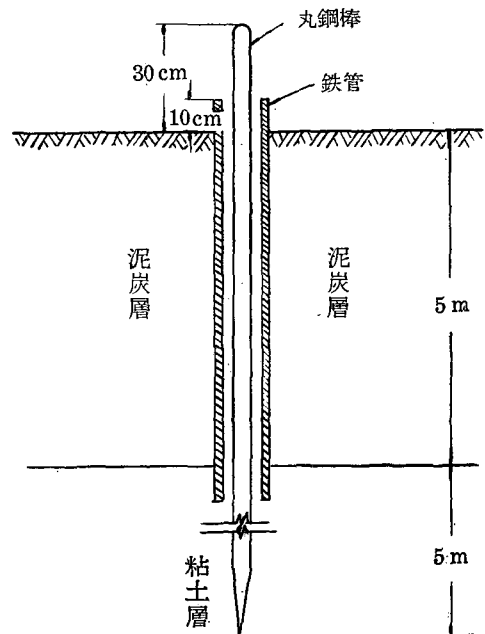
第 1 図 豊幌西 3 号試験区縦断面図



第 2 図 豊幌西 3 号試験区横断面図



第 3 図 豊幌西 3 号試験区平面図

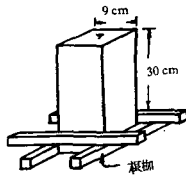


第 4 図 泥炭地用ペンチ・マーク

泥炭層に径 80 mm の孔を穿ち、その中に径 60 mm のパイプを入れ更にその内部に直径 18 mm、長さ 10 m の丸鋼棒を入れ、粘土層に約 5 m 挿入し少々力では動かないようにした。泥炭との間はパイプによって隔離されているから泥炭層の変動や収縮とは無関係となり、従つて鋼棒の天端は泥炭地における絶対的水準点となり得るものと信ずる。

2. 沈下盤

地表面の変動を知るためにその変動につれて移動するように作ったもので、第5図のように9×9×30 cmの木材片の下端に縦横に栈木を取りつけ地表の変化に伴つて一体となつて動くようにする。頂部に打たれた釘の天端の位置を測定して地表面の沈下量と左右の移動量を求めた。尚これは水路底にも設置し水路底表面の浮上り測定に使用した。

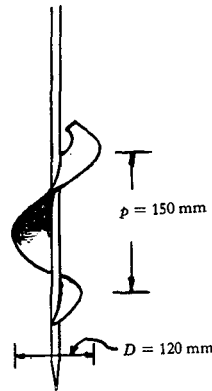


第5図 沈下測定盤

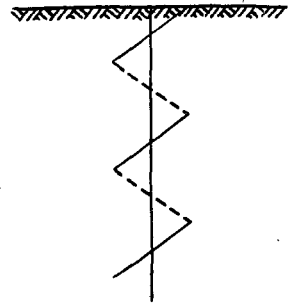
3. スクリュー型浮上り測定棒

地中の浮上りを知るためのものは各種試作した結果設置が容易であり、泥炭層をいためず測定精度の高いスクリー型を使用した。第6図の如きもので径 12 cm の丸鋼棒の下部にピッチ 15 cm のスクリーをとりつけ、上部には長さ 1 m の丸鋼棒を順次継ぎ足してゆく。ここに注意すべきことは、泥炭地用にはスクリーのピッチを大きくしなければ却つて入り難いものとなり、組織を傷めたり又は攪乱して不利である。本器について軽川泥炭地で予備試験をした結果は頗る良好でスクリーの通過による切断面が第7図の如く単に平行に荒目の間隔で残るのみで組織を少しも傷めていないことが分つたのでこの様式を採用することとした。

この結果、スクリー部中心点の鉛直変動はこの上



第6図



第7図

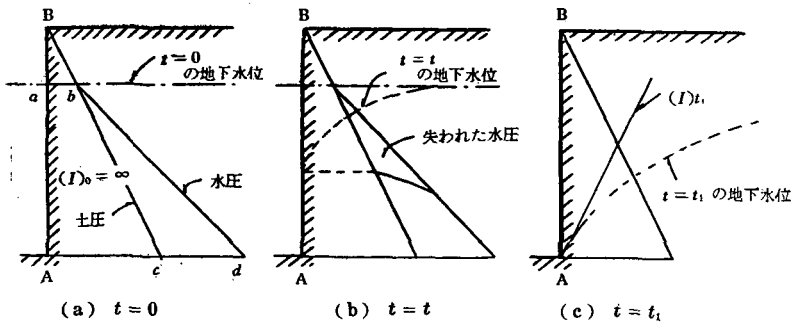
部に何本か必要なだけ継ぎ足して地表面に出ている棒部頂点の変動となつて現われるから、その頂点の水準測量によつて地下任意点の鉛直変動を知ることが出来る。レベルはテイルチング型を用いた。泥炭地のような動き易い軟弱地盤にはこの型が好ましい。

III. 調査観測の結果

(1) 法面のふくれ出し

もともと地表面が水平であつたところに、急に水路を掘削すれば水路壁面の釣合は破れる。この力の不釣合を補うためには剪断抵抗力を出さなければならない。第8図にみるように、考えられる外力は地下水による圧力である。今仮りに垂直壁面 AB を考え AB に働く土圧と水圧を示せば (a) の如くなり、若し掘削が瞬間的になされたとすれば $t=0$ の地下水位は元の位置及び前面 Aa である。

AB 面における土圧は $\triangle ABC$ で示され又水圧は $\triangle bcd$ で示されるが、これは A を通る水平面上に分布する土の剪断抵抗で支えられなければならない。時間の経過に従つて (b) の如くなり地下水位が変化し



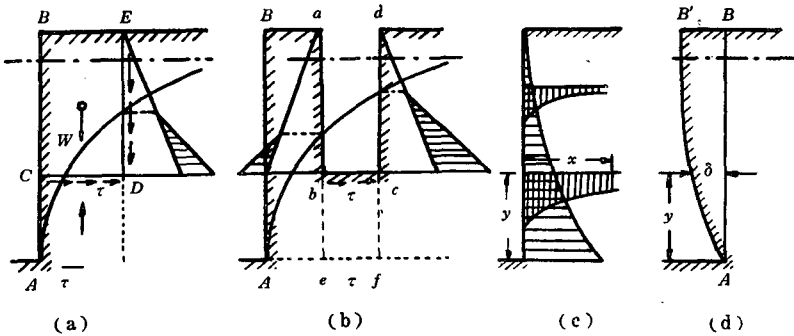
第8図 壁面 AB における圧力

これに伴つて水圧も一部失われる。かくして或る時間 t_1 を経過すれば AB 面中には土圧は働くが水圧は働かなくなり定常状態になる。(a)において土圧及び水圧によつて壁面附近は前方におされる。このとき AB 面は掘削のため捏ねられて泥炭組成は乱され粘性を増し不透水性のものとなつているため排水不良となり、ふくれ出しを一層助長する。水圧は t の経過につれて変化する。掘削直後は壁面 Aa が地下水面となるため動水勾配は無量大でしかも Aa 全面に働く。水が土中を滲透する場合土壌は滲透圧 (seepage pressure) をうける。滲透圧は土の単位容積に対する圧力で表わさ

れる。

$$p_s = w \cdot I \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

ここに p_s は滲透圧, I は動水勾配, w は水の単位容積重量である。 I が大なれば p_s は非常に大きい。若し微砂の如きものであれば貫孔作用を生ずることもあり得ると思われるが泥炭土は粒状でなく繊維からなつていものであるから特に分解していない限りは貫孔作用を生じないで前面がふくれ出すことになる。さて土圧及び水圧は側壁 AB 面のみでなく第 9 図 (b) の如く法面より若干隔つた位置に任意に柱状の $abcd$ を切りとつて考えてみると、この土塊は $\sum H = 0$ の



第 9 図 壁面 AB 内部における圧力

条件から圧縮応力と剪断応力をうけ bc 面上には明らかに剪断応力 τ が分布する。又第 9 図 (a) の如く面 BC と面 ED に作用する力を比較すれば ED 面に働く力の方が大きい。このために土塊 BCDE は前方に押し出されようとし、これに対して CD 面には剪断抵抗が働く、第 9 図 (a) と (b) を比較することによつて水路側壁より遠ざかる程単位距離についての圧力差は減少するから結局側壁に近い程強い剪断力をうけることになる。同様な考察により壁面の下方程剪断力の大きいことはうなずかれる。又時間的变化を考えると、地下水位が定常状態にいたるまで漸次変化を続けるわけであるが地下水位の変化を考えると下部程長時間大きな剪断力にさらされるものと思われる。故に一般に

$$\tau = f(t, x, y)$$

ある特定の時間については

$$\tau = f(x, y)$$

このような剪断応力のために壁面の各点は水平方向にずれ歪みをうける。今 AB 面について y と $y+dy$ 面における x 方向の全剪断歪みの相対差を y の単位長について表した値を γ とすれば

$$\gamma = \phi(y)$$

$$\delta = \int \gamma \cdot dy = \int \phi(y) dy$$

の形となる。泥炭土は一面剪断試験においてみられるように弾性体と異つて明らかに塑性変形の加わつた様相を示しながらも破壊しないで剪断強度を増してゆく。故に釣合いの状態が現われるまで変形するが釣合の状態に達するとこの位置でふくれ出しは停止しその状態を保持する。

壁面に棒の如きもので孔をあけるとメタンガスと共に地下水が噴出するがこれは表面の泥炭土の捏ね混ぜのために圧力水が容易に脱水出来ないで依然として高い水圧を保つていることを意味するから掘削後壁面に孔をあけてやれば或る程度はふくれ出しを防止出来るものと予想している。このことは後述する水路底の浮上りにもあてはまることである。

(2) 水路底の浮上り

水路底の地中における浮上りは掘削前に、地表面下(仮標高 7,250 m, 6,519 m, 5,490 m) にスクリー型浮上り測定桿を設置し、その天端の鉛直変位を測定してスクリー中心点の変位量とした。その結果を第 1 表、第 2 表に示す。

第1表 A区深度別浮上り量

単位=m

日 時	地 表 面		地 表 下		地 表 下		地 表 下	
	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量
Sep. 20 8h50	—	—	—	—	0	(6,513)	—	—
14h00	0	(7,677)	—	—	+0.082	+0.082	—	—
14h33	+0.560	+0.560	—	—	+0.067	+0.149	—	—
15h45	+0.101	+0.661	0	(7,991)	+0.018	+0.167	0	5,834
Sep. 30 8h40	+0.048	+0.709	+0.260	+0.260	+0.030	+0.197	+0.004	+0.004
16h48	+0.196	+0.805	+0.201	+0.461	+0.079	+0.276	+0.026	+0.030
Oct. 1 9h20	+0.032	+0.837	-0.028	+0.433	+0.013	+0.289	+0.003	+0.033
17h20	+0.003	+0.840	+0.026	+0.459	-0.008	+0.281	-0.009	+0.024
Oct. 2 9h25	+0.016	+0.856	-0.035	+0.424	+0.004	+0.285	+0.006	+0.030
Oct. 5 16h00	-0.010	+0.846	+0.008	+0.432	-0.004	+0.281	-0.005	+0.025

() 標高

第2表 B区深度別浮上り量

単位=m

日 時	地 表 面		地表下 (U-6)		地表下 (U-2)		地表下 (U-3)	
	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量
Sep. 28 12h00	—	—	—	—	0	(6,519)	0	(5,940)
Sep. 29 8h00	—	—	—	—	+0.007	-0.007	-0.001	-0.001
14h00	—	—	—	—	+0.008	+0.001	+0.005	+0.004
16h00	—	—	—	—	-0.001	0	+0.017	+0.021
Sep. 30 8h40	—	—	—	—	+0.015	+0.015	-0.005	+0.016
11h30	0	(7,675)	—	—	—	—	—	—
13h00	+1.058	+1.058	0	(7,250)	+0.396	+0.411	-0.027	-0.011
17h00	+0.382	+1.490	+0.257	+0.257	+0.359	+0.770	+0.195	+0.184
Oct. 1 9h30	+0.059	+1.549	+0.055	+0.312	+0.037	+0.807	-0.025	+0.209
17h07	-0.009	+1.540	-0.024	+0.288	-0.012	+0.795	-0.013	+0.196
Oct. 2 10h07	-0.003	+1.437	-0.006	+0.282	+0.010	+0.805	-0.004	+0.192
Oct. 5 16h00	-0.016	+1.421	-0.002	+0.280	-0.009	+0.796	-0.008	+0.184
Oct. 26 12h00	-0.056	+1.365	-0.050	+0.230	-0.032	+0.764	-0.026	+0.158
Dec. 5 14h00	-0.114	+1.251	0.000	+0.230	-0.062	-0.702	-0.047	+0.111
'57 Apr. 26	-0.227	+1.024	0.000	+0.230	-0.092	+0.610	-0.032	+0.079

() 標高

[] 浮上り進行中のため内挿法による推定標高

これより浮上り速度

$$n = \frac{dh}{dt}$$

ここに n = 浮上り速度

h = 浮上り量

t = 浮上り所要時間

を求めると第3表, 第4表, 第10図のようになる。

又地中深さ別の浮上り量から第11図, 第12図のよ

第3表 A区深度別浮上り速度 (m/hour)

時間	地表面	地表下 (U-1)	地表下 (U-4)	地表下 (U-5)
5.5	—	—	+0.0164	—
8.25	+1.1200	—	+0.1340	—
9.25	+0.0763	—	+0.0012	—
18.5	+0.0028	+0.0153	+0.0017	+0.0002
31.0	+0.0219	+0.0251	+0.0099	+0.0015
43.5	+0.0019	-0.0169	+0.0008	+0.0018
55.5	+0.0004	+0.0032	-0.0010	-0.0011
67.5	+0.0010	-0.0021	+0.0002	+0.0003
115.5	-0.0001	+0.0001	-0.00005	-0.00006

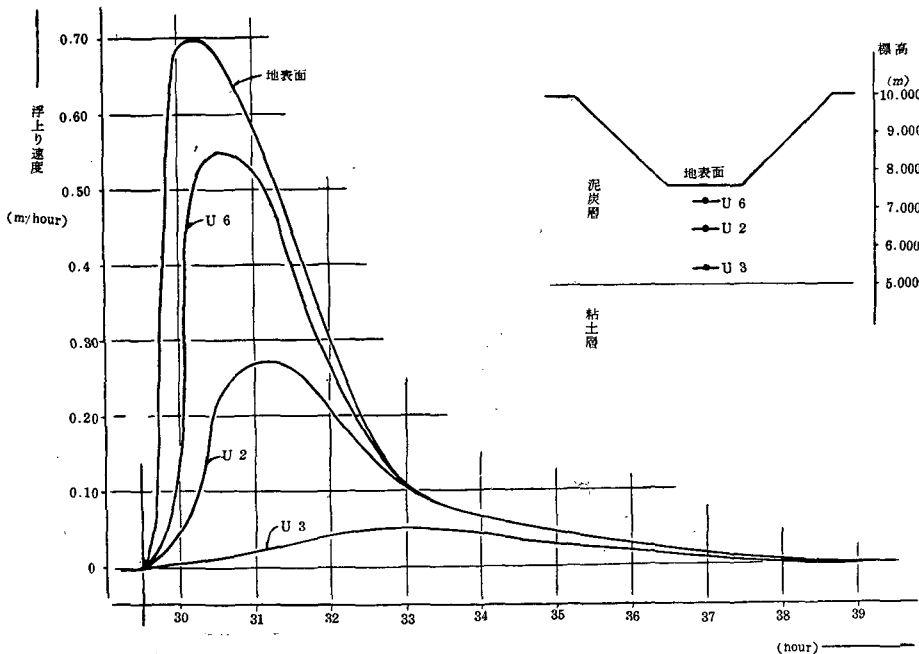
掘削完了は 5.5 時間

うに, 地中深さ別の浮上り率を求めた。

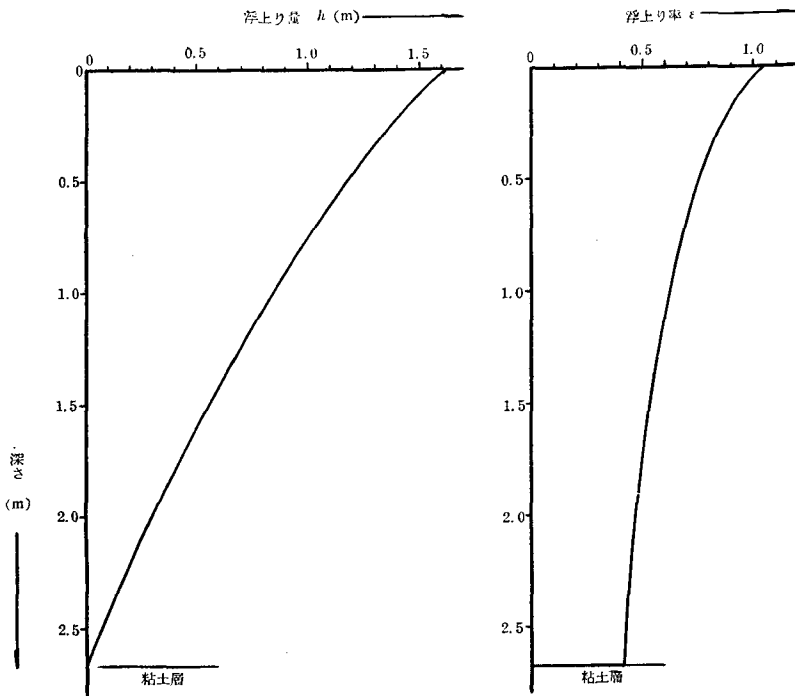
第4表 B区深度別浮上り速度 (m/hour)

時間	地表面	地表下 (U-6)	地表下 (U-2)	地表下 (U-3)
1.5	—	—	-0.0023	-0.0003
5.5	—	—	+0.0016	+0.0010
9.0	—	—	-0.0005	+0.0085
18.5	—	—	+0.0088	-0.0003
30.25	+0.7053	+0.5477*	+0.2640	-0.0068
33.0	+0.0955	+0.0934*	+0.0897	+0.0487
42.75	+0.0038	+0.0035	+0.0024	+0.0016
55.25	-0.0011	-0.0032	-0.0013	-0.0018
57.5	-0.00017	-0.0003	+0.0006	-0.0003
89.5	-0.00059	-0.00007	-0.0003	-0.0003
388.0	-0.00011	-0.0001	-0.00007	-0.00005
1,108.0	-0.00013	0	-0.00006	-0.00005
3,242.0	-0.00007	0	-0.00003	-0.00001

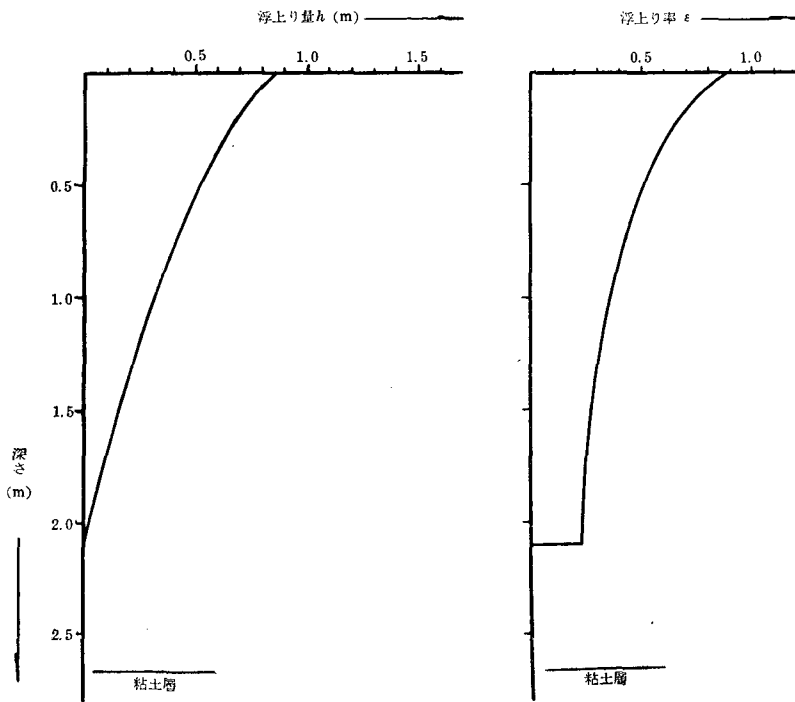
* 他の観測値より内挿法による推定値



第10図 B区浮上り速度—時間曲線



第11図 B区浮上り変化量



第12図 A区浮上り変化量

これらの結果からみると浮上りは

1) 掘削後比較的短時間の現象である。

B区においては9月30日11時30分に掘削が完了して各深度とも2時間半で大部分が浮上り、22時間後にはすでに浮上り速度が負を示し、僅少なながらも収縮現象をおこしている。A区においては9月29日14時に掘削が完了し14時30分迄に大きな浮上りをみせているが又30日12時頃大きな浮上りをしている。これは30日11時30分にB区の掘削が終了したために水路底面がそれまでその境界の三方をおさえられていたのがその間、一方の境界が開放されたためであろう。したがってA区の断面で延長して掘削していたなら当然この総量が掘削直後に生じていたであろう。

2) 浮上り現象は時間の経過につれて上層から下層へと及んでゆく。

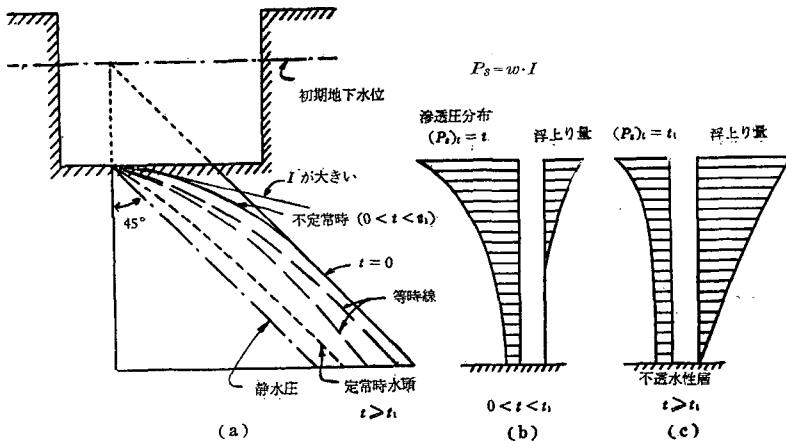
第10図より浮上り速度は上層の方が大でその最大値の発生時は上層から下層へと僅かながら遅れをみせている。この事は泥炭のふくれ出しが全層にわたって起るのであるがその発生に上層から下層へと時間的にずれのあることを示している。

3) 地中の浮上りは第13図の如く想定される。

浮上りは泥炭が均一的に膨化して生じたもので下部

粘土層を不動点を考えると上方に向つて累加された形になるから上層移動量の多いことになる。

第13図についてみると(a)にあつては時間 $t=0$ なるとき掘削すると水路底面下の水圧は初期地下水位下の地下水位と全く等しい。これが時間的に変化して定常時水頭のところまで落着くことになる。この間に強大な渗透圧 $p_s = w \cdot I$ (w : 水の単位重量, I : 動水勾配) が作用して泥炭繊維間の間隙を増大させるのである。ここで w は定数であるから渗透圧 p_s は動水勾配 I に比例する。動水勾配 I は図からも分るように、水路底面に近い程大であり、又時間的には水路底から地下水は排水され時間経過と共に減少する。この時、水路底面は掘削時に捏ね混ぜられるため透水係数が小さいので動水勾配の大なる状態が長時間持続される。したがって非定常時における水路底面下の渗透圧分布は第13図(b)の左側の如くなり、浮上り量は右側の如くなる。これが定常状態となると(c)の如くなり安定する。浮上り率はこの浮上り量の勾配である。この関係は浮上り実測値に現われているようであるが、今回は観測点が少なかつたため確定的なことを記録できないのでこれに関して今後更に観測点を増加しもつと精密な実測値を得たいと念願している。



第13図 浮上り量の時間的変化

以上のことから浮上りは地下水面下まで掘削することによつてはげしい圧力差を生じ、水路底部に大きな渗透圧を与える上に水路底部が掘削時に捏ね混ぜられて透水係数が小さくなり、地下水の排出が困難で長時間大なる渗透圧が加えられることになる。これが泥炭間隙を増大せしめることによつて惹き起されるものと推定している。

(3) 横断面形の変形

横断面形の変形は水路底面の浮上り、兩岸地盤の沈下、法面のふくれ出し等によつて生ずる。水路底は第14図、第5表、第6表にみるように両端低く中央高く孤状に浮上る。浮上りの力は泥炭間隙の拡大によるものであるから水路底に対して圧力は均一に加わつているのであるが泥炭の主なる部分をしめる繊維状の

第5表 A区浮上り測定盤

単位=m

日 時	No. 7 (右)		No. 6 (中)		No. 8 (左)	
	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量
Sep. 29 15h00	0	(8,445)	0	(8,442)	0	(8,424)
15h45	+0.013	+0.013	+0.054	+0.054	+0.014	+0.014
Sep. 30 8h40	+0.021	+0.034	+0.056	+0.110	+0.020	+0.034
16h48	-0.013	+0.021	+0.187	+0.297	+0.108	+0.142
Oct. 1 9h20	+0.040	+0.061	+0.047	+0.344	+0.008	+0.150
17h30	-0.020	+0.041	-0.002	+0.342	-0.003	+0.147
Oct. 2 9h25	+0.002	+0.043	-0.011	+0.331	-0.008	+0.139
Oct. 5 16h00	-0.007	+0.036	-0.001	+0.330	-0.008	+0.131
Oct. 26 12h00	-0.011	+0.025	-0.012	+0.318	-0.019	+0.112

9月29日13時30分標高7,677mまで掘削完了
()標高

第6表 B区浮上り測定盤

単位=m

日 時	No. 9 (右)		No. 10 (中)		No. 11 (左)	
	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量	浮上り量	累 加 浮上り量
Sep. 30 13h50	0	(8,579)	0	(8,889)	0	(8,859)
17h00	+0.155	+0.155	+0.197	+0.197	+0.115	+0.115
Oct. 1 9h30	+0.043	+0.196	+0.055	+0.252	+0.046	+0.161
17h07	-0.010	+0.188	-0.009	+0.243	-0.013	+0.148
Oct. 2 10h00	-0.003	+0.185	-0.003	+0.240	-0.017	+0.131
Oct. 5 16h00	-0.014	+0.171	-0.016	+0.224	-0.014	+0.117
Oct. 26 12h00	-0.049	+0.122	-0.056	+0.168	-0.051	+0.066
Dec. 5 14h00	-0.093	+0.029	-0.121	+0.047	-0.083	-0.017
'57 Apr. 26	-0.331	-0.302	-0.392	-0.345	-0.027	-0.044

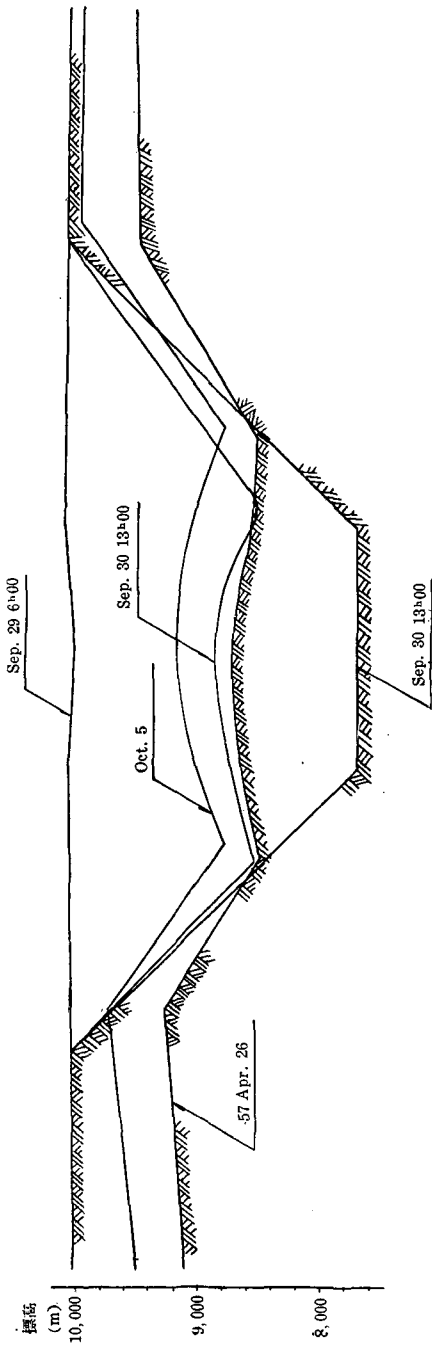
ものが水平方向に層をなし、且泥炭は異方で透水性も横方向が縦方向よりもよく尚水路底面が捏ね混ぜられて透水性が小さく、又両岸が荷重となっているので水路底は逆に考えると両岸を支点として均一荷重をうけた梁のような状態になる。水路底に設置した浮上り盤の変動は第5表、第6表の如くであるがA区、B区共に中央部と両端では浮上り量に差があるが沈下量にあつては差がない。又これら両端の浮上り盤が調査中にいずれも外側に傾いたことは水路底の彎曲浮上りを

示している。

横断面の変形を量的にみるとB区にあつては30日11時30分に計画断面10.7m²に掘削したものが浮上りの落着いた10月5日には水路底の浮上りで4.3m²、両岸の沈下によつて2.1m²減少して4.3m²と約40%に減少している。翌32年4月26日には両岸、水路底共に後述のように約0.40m沈下しているため水路断面は4.2m²と10月5日と大じて変化していない。A区については9月29日14時計画断面5.3

m²であつたものが10月5日には浮上りにより0.9m²沈下により0.9m²減少し3.5m²と66%に減少している。浮上りは水路底勾配を著しく変動させると共

にその通水断面を狭めている。又兩岸地盤の沈下は排水路掘削の結果として当然であるが、これも長期間には影響するところ大である。



地盤標高		距離	
Sep. 30 13:00	Oct. 5	Sep. 30 13:00	Apr. 26
10,065	10,065	10,042	9,154
7,685	7,685	7,685	9,472
8,697	8,604	8,697	9,289
8,812	8,749	8,812	9,693
9,120	8,518	9,120	9,930
8,699	8,481	8,699	10,042
8,534	8,733	8,534	9,475
8,519	8,481	8,519	9,930
7,685	8,479	7,685	9,525
8,534	9,479	8,534	
8,519	0,916	8,519	
7,685	10,042	7,685	
8,697	+ 5.00	8,697	
8,812	+ 4.00	8,812	
9,120	+ 3.00	9,120	
8,699	+ 2.00	8,699	
8,534	+ 1.00	8,534	
8,519	0	8,519	
7,685	- 1.00	7,685	
8,697	- 2.00	8,697	
8,812	- 3.00	8,812	
9,120	- 4.00	9,120	
8,699	- 5.00	8,699	

第14図 B区横断面形の変形

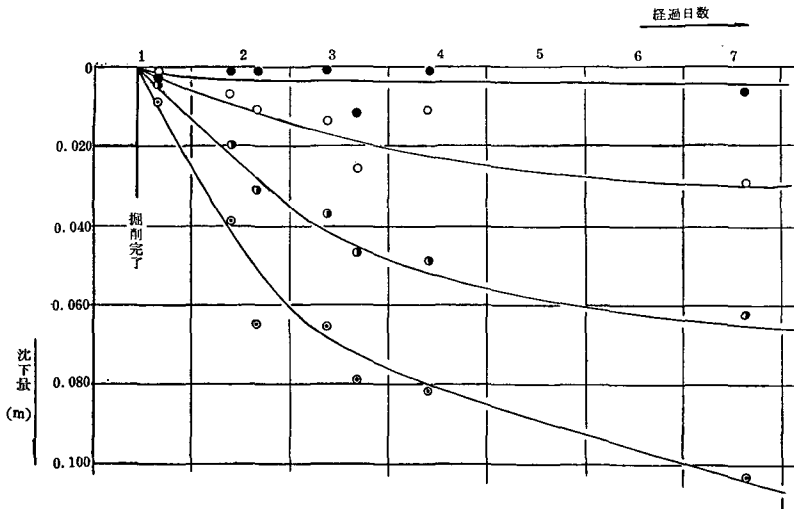
(4) 排水路周辺の地盤沈下変位

周辺地盤の沈下変位については沈下盤を設置して観測した。その結果第7表、第15図にみる如く水路からの距離によつて差があり現在もなお続いている。これは他における経験観測の結果からも長年月にわたるものと思われる。又水平方向の変位は10月26日（水路掘削後27日）に水路中心から15mで5cm、10mで8cm、7mで10cm、5mで10cmと水路側へ移動している。4月26日（水路掘削後207日）には同じく15m・17cm、10m・19cm、7m・25cm、5m・25cm水路側へ移動している。この水路周辺の地盤の沈下の主なる原因は第一に排水により地下水位が下り浮力が消失して泥炭の重量は水中重量から湿潤重量となり有効圧が増し、ここに自重による圧密作用が始まる。第二は脱水による乾燥収縮である。これは圧密をうけなくても生ずるもので例えば実験室において或る大きさの泥炭塊を蒸発にまかせると漸次容積を収縮するがその変化量は非常に大きい。本教室の観測例では含水比800%から500%まで下つた時の初めの寸法に対する線収縮比は約20%であつた。以上の理由によつて生ずるものであるからこの沈下変位は始め大きく漸次小さくなるというものの、非常に長年月に亘つて継続されるものである。尚この地盤沈下に伴つて地下水流観測のため設置してあつた複管式ピエゾメーターの外管が下つて先端の流入部を閉すため観測に支障

を来たした。この閉ざす度合が正確に設置の深さの順序になつていたことは地下の収縮度分布を物語るものであり、泥炭土の収縮につけてピエゾメーターの外管が摩擦によつて引きづられたものである。

第7表 B区右岸累加沈下量 (m)

日 時	No. 1 (5 m)	No. 2 (7 m)	No. 3 (10 m)	No. 4 (15 m)
Sep. 29 8 h 50	0	0	0	0
16 h 40	-0.002	-0.004	-0.001	-0.003
Sep. 30 8 h 40	-0.039	-0.020	-0.007	-0.001
13 h 00	-0.065	-0.033	-0.013	+0.002
16 h 48	-0.065	-0.031	-0.011	-0.001
Oct. 1 9 h 30	-0.066	-0.037	-0.014	-0.001
17 h 07	-0.079	-0.047	-0.026	+0.012
Oct. 2 10 h 30	-0.082	-0.049	-0.011	-0.001
Oct. 5 16 h 00	-0.104	-0.063	-0.030	-0.007
Oct. 26 12 h 00	-0.191	-0.133	-0.085	-0.034
Dec. 5 14 h 00	-0.288	-0.224	—	—
'57 Apr. 26	-0.602	-0.539	-0.476	-0.402

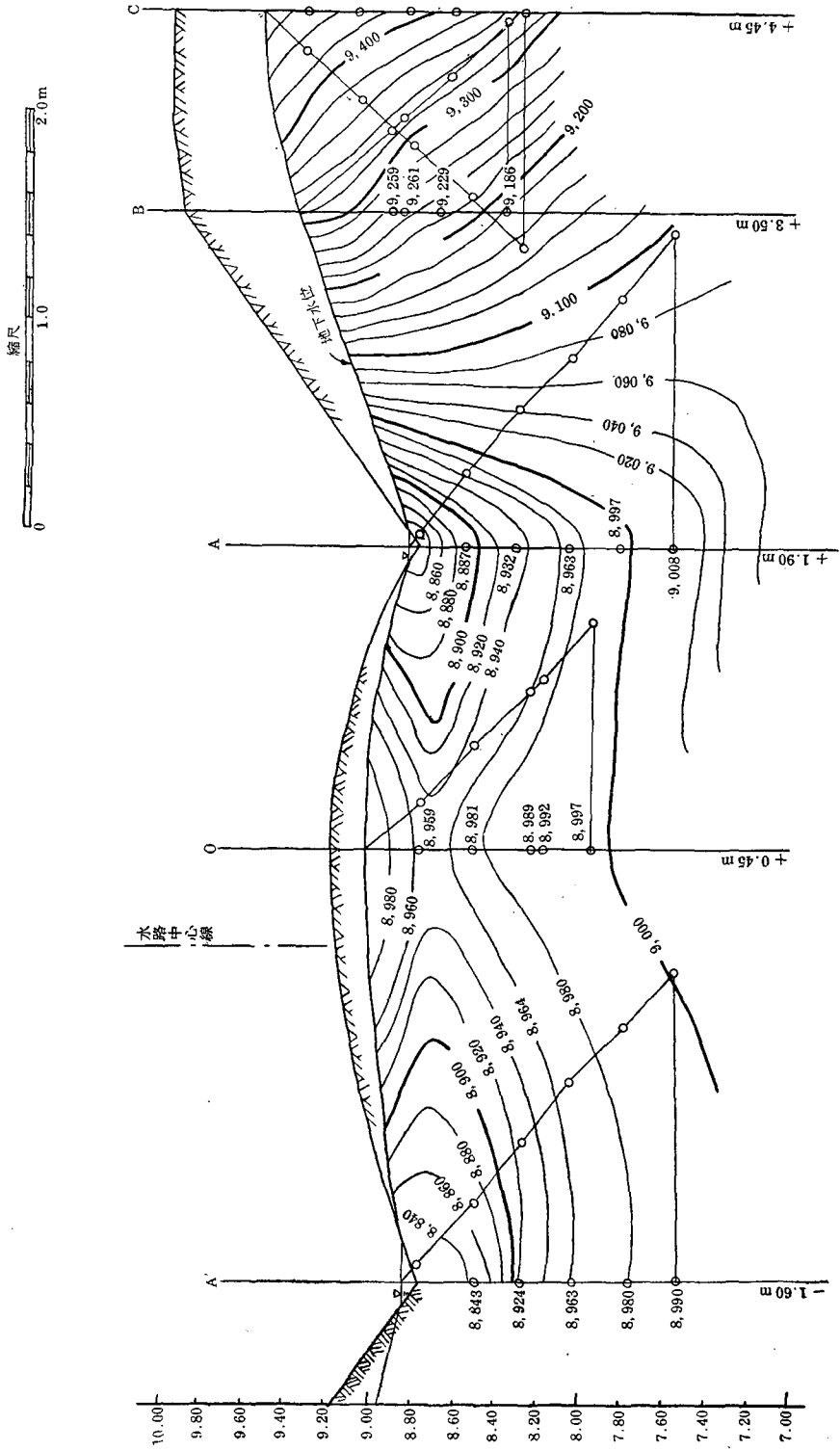


第15図 B区右岸沈下曲線

(5) 地下水位の変化

地下水位の変化は複管式地下水位測定管、電気式地

下水位探査計を使用して観測したがその結果をみると一週間後には大体安定している様である。浮上りの結



第 16 图 B 区地下水等位线图 (Oct. 5th)

果は排水に対し、浅い排水路としての効果しか期待できなくなるのは当然であるが、更に沈下の影響もあつて地下水位の地盤面からの深さが排水路から 10 m のところでは排水路掘削前後において殆んど差がなくなるが、この範囲以上の地域の地下水の排除は上述の幹線排水路から分岐して設置される支線排水路によつてなされるべきものであつて幹線排水路の効果が少いということにはならない。

(6) 地下水流

複管式ピエゾメーター 20 本を設置して観測した結果のうち、地下水位が安定したと思われる 10 月 5 日の状態の等位線図を第 16 図に示す。

IV. 結 語

以上の観測の結果については観測点も少く又ほんの一例にすぎないので断定的な意見は述べられないが、大体次の事柄を推論又は予測することができると思う。

1) 側壁のふくれ出しは掘削により前面の土塊を失つたため土圧及び水圧に水平方向の不釣合を生じ、これに対抗するために水平層面に剪断応力を生ずる。この分布は壁面に近い程大きく、又下方程大きい。この剪断応力によつて剪断歪みを生ずるが泥炭は弾性体と異り剪断歪みが増せば剪断応力を増しある釣合の状態で停止するが、その形は前方に凸形の曲線である為側壁部の中央附近がふくれたようになる²⁾。

2) 底部の浮上りの形はかまぼこ形であり、相当量に達する。その主なる原因は掘削によつて生じた強大なる滲透圧である。この滲透圧は水路底が最大で下方に進むにつれて減少する。又時間的にいえば上部程速く下方に行くにつれておくれるようである。従つて底面下各点の浮上り総量は上部程急激に大きくなる。

3) 変形総量は非常に大きくこの例の如く断面は約半分になつている。しかも実は半分ですんだのではなく、掘削中にも次々に浮上つてくるので一応予定の土量を掘つたといつても既に掘削完了までにはその幾割か余分に掘られているのである。これら泥炭土は 1000% 以上の含水比を有するもので殆んど 9 割余が水分なのであるから掘削は殆んどただの水をスコップではね上げているようなものである。

4) 従つてこの対策として既に豊幌地区で実施されているように一回に所定の正規断面を掘らないで始め小規模のものを掘り次に期間をおいて、改めて正規の断面に仕上げるというやり方は誠に當を得ている。更

に変形の最大理由は吾々が推定するように地下水位の急変に基く強大なる動水勾配又は滲透圧にあるものとすれば掘削の事前に予め地下水位を下げておくことである。故に巾よりもむしろ深い断面を予め掘つて地下水位を下げるのが先決問題である³⁾。故にかりに敷巾 2 m 深さ 2 m の第一回目の小水路を掘る前に、少くとも数日前に 1 m 巾の壁面垂直で所定の深さを有する水路を開削しておいて最後の正規断面とするとおにうように幾段階にもわけて浮上り変形による無駄な掘削を避けるべきであると思う。

5) 側壁、特に底部にかりにポールのききもので孔を穿つとそこからメタンガスと共に有圧水が噴出する。この噴出量は時間と共に減少する事は始め高かつた水圧が地下水の流出により漸次減圧することを意味する。若し浮上り、ふくれ出しの現象がある場合、孔をあけて減圧すれば若干阻止し得るようである。但し排水の事をよく考えておかないと泥炭の分解した部分にパイピングを生じ、はげしい勢で噴出し爾後の掘削に差支えることになるから事前に地下水位を充分に下げておくか又は下流部への排水をよく考えておかねばならない。

以上の調査観測は短日月に、しかも唯一回のみで、且つ観測点も少く、多少の誤謬なしとしないが一応上述の推論をなすものであつて、もつと詳細なる調査観測によつて定量的裏付けもしたいと思つている。

本研究は文部省総合科学研究及び農業土木学会泥炭研究の一端としてなされたものであり、観測に當つて一方ならぬ御援助を戴いた札幌開発建設部の関係諸氏に深甚なる謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1), 2), 3) 時任一彦：泥炭地改良及び泥炭利用論。

Summary

As the open channels dug in the peat-bogs are almost clogged in comparatively short time, authors have attempted to research the sources of these phenomena, such as swelling, shrinkage and deformation in a digging open-channel.

Two experimental reaches were prepared at the peat land in Toyohoro District. These reaches, one is of 10 meters length, 2 meters width and its slopes 1:1 and the other is of 5 meters length, base width 1 meter, were dug during about half a day. Deformations

in their cross sectional shapes were appeared severely in several hours.

Experimental observations were done with a tilting level and a rod, by measuring the tops of "Swelling measuring rod", "Plate for settlement" and other tools.

At the same time, variations of ground water tables and pore pressures in various depths in the peat-soil layer were measured, for the purpose of making flow-net charts.

Authors could not analyse their variations quantitatively, but believe that sources of swellings, their distributions and the time-variations were ascertained quantitatively.

Results obtained are follows.

(1) By sudden digging, ground water, originally balanced hydrostatically, becomes in very large hydraulic gradient, consequently heavy ground water movement happens, and it is the probable source of piping, but as the surface puddled by digging peat-soil give the obstruction to the flow of ground water, each layer in soil is heaved or displaced respectively so much as to correspond to the seepage pressures.

(2) Consequently, excavations are never performed at one time, so at first, narrow and deep trenches are dug and after a long time the normal forms of channels must be completed.