

泥炭地のサンドドレーン工法について

正員 札幌開発建設部 加 来 照 俊

この報告は、1級国道12号線江別市豊幌地内豊幌跨線橋取付け道路工事に採用して施工したものの概要である。

I. ま え が き

この工事カ所は、国鉄函館本線と立体交叉する豊幌跨線橋の取付け道路となるため、道路盛土盛高が約8mにもなる。そのため道路盛土荷重による地盤の推定沈下量が3m近くにもなり、さらに泥炭層以下の二次圧密による沈下量もかなりの値に達するものと推定される。また現在の地盤のセン断強度0.1kg/cm²前後では8mもの高さに、しかも短い期間に施工するのは不可能である。一方泥炭地盤、他の軟弱地盤でもそうであるが、圧密をすることによりセン断強度が増加する。このために短時日に原地盤に圧密沈下を生じさせ、あわせて地盤のセン断強度を増加させる目的を考えあわせて急速圧密工法としてサンドドレーン工法を採用したものである。

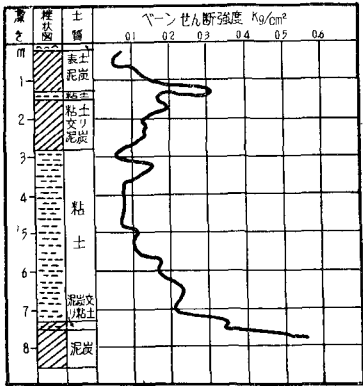


図-1 土質柱状図およびセン断強度図

II. 試験および計算

工事カ所の土質柱状図およびベーンテストによる原地セ

表-1 泥炭の圧密試験値

地表からの深さ m	湿潤密度 gr/cm ³	乾燥密度 gr/cm ³	含水比 %	灼熱損失減量		真比重	飽和度 %	間隙比	先行荷重 kg/cm ²	先行荷重に対する間隙比	圧縮指数	透水係数 cm/sec	圧密係数 cm ² /sec
				洗滌前 %	洗滌後 %								
0.727~0.757	1.02	0.19	435	46.95	49.43	1.844	92.4	8.68	0.19	7.83	4.29	1.60×10 ⁻⁷	2.27×10 ⁻⁴
1.057~1.087	1.13	0.30	271	25.23	26.30	2.335	94.4	6.70	0.19	6.15	3.29	1.23×10 ⁻⁷	2.30×10 ⁻⁴
1.492~1.522	1.18	0.39	195	23.83	24.54	2.375	93.4	4.95	0.38	4.31	2.25	0.89×10 ⁻⁷	2.50×10 ⁻⁴
1.822~1.852	1.09	0.26	321	25.39	37.63	2.194	94.9	7.43	0.20	6.68	3.71	1.75×10 ⁻⁷	2.90×10 ⁻⁴
2.328~2.368	1.03	0.31	232	49.66	50.13	2.044	84.0	5.64	0.18	4.82	2.68	1.92×10 ⁻⁷	2.42×10 ⁻⁴
2.368~2.398	0.96	0.19	396	40.14	42.15	2.008	85.3	9.33	0.12	8.70	4.36	0.83×10 ⁻⁷	1.02×10 ⁻⁴
2.698~2.728	1.09	0.28	283	37.46	38.98	2.088	93.5	6.32	0.20	5.60	3.29	0.62×10 ⁻⁷	1.25×10 ⁻⁴
3.244~3.274	1.09	0.29	274	32.07	33.22	2.132	93.3	6.25	0.23	5.72	2.99	0.90×10 ⁻⁷	1.92×10 ⁻⁴
3.544~3.574	1.03	0.24	336	38.65	40.83	2.059	89.4	7.75	0.19	6.98	3.85	2.20×10 ⁻⁷	4.60×10 ⁻⁴
4.157~4.187	1.05	0.27	290	34.27	35.98	2.103	97.4	6.27	0.21	5.57	2.90	1.30×10 ⁻⁷	2.30×10 ⁻⁴
4.397~4.427	1.19	0.42	182	18.63	18.88	2.488	92.4	4.90	0.20	4.43	2.03	0.88×10 ⁻⁷	1.70×10 ⁻⁴
4.547~4.577	1.12	0.35	216	22.31	23.58	2.220	81.3	5.89	0.19	5.21	2.42	1.00×10 ⁻⁸	1.42×10 ⁻⁴
5.141~5.171	1.46	0.77	94	10.20	11.12	2.586	99.1	2.45	0.30	2.27	0.69	4.09×10 ⁻⁸	1.87×10 ⁻⁴
5.291~5.321	1.26	0.49	155	16.53	17.02	2.497	95.3	4.07	0.22	3.72	1.62	0.72×10 ⁻⁷	1.75×10 ⁻⁴
5.471~5.501	1.01	0.22	290	53.49	57.30	1.919	86.7	6.42	0.24	5.75	3.19	2.46×16 ⁻⁷	5.66×10 ⁻⁴
5.956~5.986	1.12	0.33	235	31.18	31.35	2.296	91.4	5.92	0.38	5.35	2.29	2.05×10 ⁻⁸	1.03×10 ⁻⁴
6.156~6.186	1.16	0.38	206	26.21	26.92	2.242	93.1	4.95	0.40	4.44	2.48	0.29×10 ⁻⁷	1.00×10 ⁻⁴
6.306~6.336	1.26	0.51	145	20.27	20.48	2.420	94.3	3.72	0.45	3.40	1.57	1.20×10 ⁻⁸	0.63×10 ⁻⁴

また Thin wall sampler により採取した不攪乱試料について行なった圧密試験による各種の値は表-1 に示すとおりである。この圧密試験は土木試験所土質研究室にお願いしたものである。

沈下量は、表-1の諸値から便宜上全層を、0~2.15 m, 2.15~4.85 m, 4.85~7.00 mの3層に分け、次式により計算を行なった。

ここで S =沈下量, C_c =圧縮指数, e_0 =先行荷重に対する間隙比, h =圧縮層の深さ, P_0 =先行荷重, ΔP =盛土荷重である。

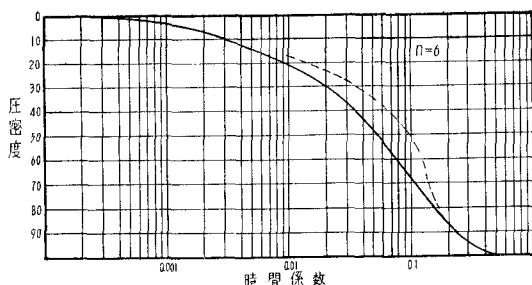
表-2 沈下量計算

深 さ m	P_0	ΔP	e_0	C_c	h	ΔH
2.15	0.24	1.84	6.19	3.38	2.15	0.88
4.85	0.19	1.84	5.87	3.08	2.70	1.15
7.00	0.34	1.76	4.53	2.94	2.15	0.83

なお盛土荷重 $4P$ は図-2において次試より計算したものである。

图-2

サンドドレーンとしての計算は、A.S.C.E. proceedings Vol. 81, July, 1955 の Edward A. Handerson による Settlement Analysis of Sand Drain Projects を参考にして計算した。また計算に必要な数値は前項の沈下量計算と同じく表-1 の値より計算上便宜的に全層の平均を採った。今の場合、 $n=6$ 、 $C_v=1.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $C_v=C_v^0$ とし、



圖一3 壓密沈下曲線

表-3 サンドトレーンを行なわない時の圧密時間

圧密度 %	沈下量 cm	時間 日	時間係数 T_h
10	29	221	0.008
20	57	858	0.031
30	86	1,965	0.071
40	114	3,488	0.126
50	143	5,453	0.197
60	172	7,945	0.287
70	200	11,156	0.403
80	229	15,696	0.567
90	257	23,475	0.848

表-4 サンドトレーンを行なった時の密圧時間

圧密度 %	沈下量 cm	時間 日	時間係数 T_h
10	29	16	0.003
20	57	49	0.009
30	86	115	0.021
40	114	197	0.036
50	143	296	0.054
60	172	428	0.078
70	200	603	0.110
80	229	877	0.156
90	257	1,360	0.248

$2H=6.74\text{ m}$, $H=3.37\text{ m}$ としサンドドレーンの径を 50 cm として計算した。以上により求めた圧密沈下曲線が図-3 である。

図-3 で点線は実際の沈下線である。この地盤でサンドドレーンを行なわずに各圧密度に至る時間を計算したものが表-3 である。

サンドドレーンを行なった場合のものは表-4である。
これからサンドドレーンを行なった場合は、行なわないものに比して圧縮度90%において約17倍、50%で約19

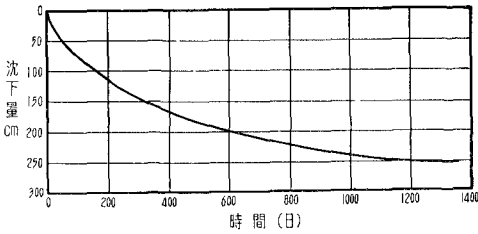


図-4 計算沈下量1時間曲線

倍圧密の進行が早いことになる。ここで $n=6$ を採用したのは、道路盛土が34年の1月から、37年度末で約90%の圧密完了するように考えたためである。

図-3より沈下量1時間(日)曲線を画いたものが、図-4である。

以上のように、サンドドレーンの計算を行なったのであるが、これは全盛土を1時に載荷したと仮定したものであるが、実際には漸増的に盛土を行なうために補正しなければならないのであろうが、実際施工の目安としては十分と思われる。

(3) 地盤の安定計算

各工事区間の安定計算は、北海道開発局土木試験所宮川技官の提唱された平均危険指数法により行なった。この方法の概略は、盛土荷重により地盤内に生ずる地盤内のセン断応力と地盤のセン断抵抗の平衡関係を考え、危険指数を用いてその安定を考察し地盤内における危険率の限界平衡によって地盤全体の安定が支配されるという考えである。ただしこれは等方性基盤についてであるが、豊幌地区の泥炭も方向性が一応無視できる程度に分解が進んでいるために、この方法を採用した。盛土荷重により地盤内のある点に生ずる最大セン断応力は弾性論における二次元問題として扱うと図-5のようになる。

計算の都合上図-3の S_m の代わりに S_m/P として

$$S_m/P = \frac{z}{\pi a} \sqrt{\log^2 e \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_1 + \alpha_3)^2}$$

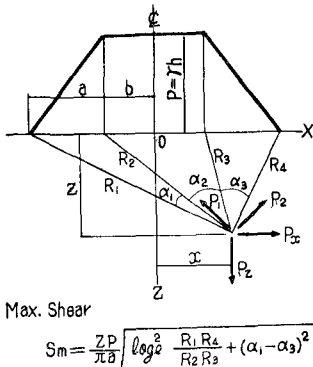


図-5

を計算する。計算断面の諸値は図-6のように決める。

この断面は複断面であるので、断面を図-6のように分解して計算を行なった。この計算より S_m/P の深さ分布図を画くと図-7のようになる。

図-7より S_m/P の Isoshear Line を画くと図-8曲線が得られる。

この図はいいかえれば、セン断抵抗 $C=Const.$ のとき $S_m=C$ の条件による等限界荷重強度線である。一般に盛土の単位荷重強度に対するその点の危険率は、 $N=S_m/P_0$ で表わされる。この N を危険指数とする。いま考える断面のセン断強度は図-9のような分布をしている。

この図より地盤内の強度を深さ方向に対して一様として取り扱うのは不適当と考えられる。ベーンテストの結果によれば、横断的には、ほとんど均一とみなされるので、図-9のセン断抵抗の深さ分布を代表値として使用する。図-7の S_m/P の深さ分布と図-9のセン断強度の分布から横断各点

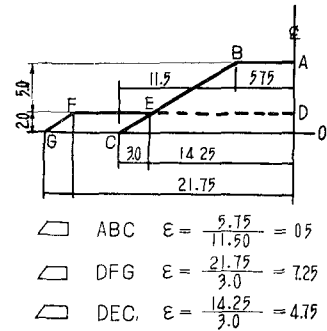


図-6 盛土形状図

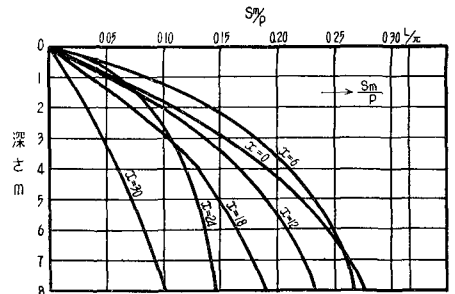


図-7 S_m/P の深さ分布図

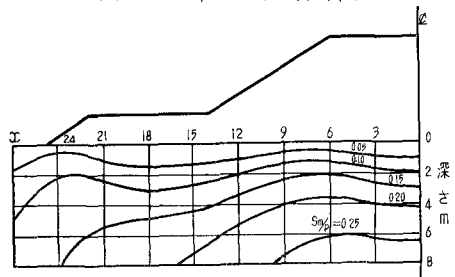


図-8 等 S_m/P 曲線

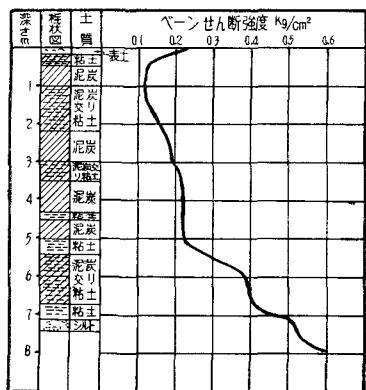


図-9 ベーンせん断強度分布

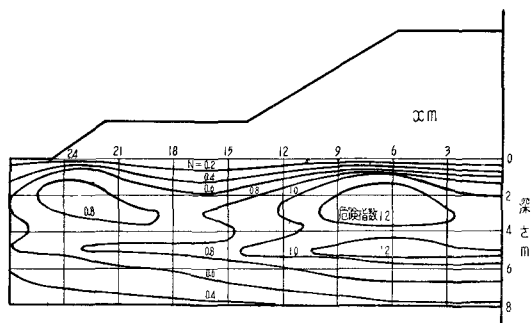


図-10 等危険指数曲線

の危険指数の分布を計算して画いたものが図-10の等危険指数曲線である。

この曲線はいいかえると、この値の逆数は限界荷重強度を表わすことになる。この曲線より地盤内に生じる最も危険なカ所は、法肩付近で深さ3mと5mに発生することがわかる。

ここで限界平衡に対する検討であるが、昭和32年度の試験工事より破壊面は最も危険なカ所を通り地盤内でほぼ水平に広がり、法尻を通る円が地盤面に出る付近で鉛直に出て来るような複合滑り面を考えるのがより妥当なようである。したがって図-10より上述したような複合滑り面を種々考えて、最も危険な滑り面を求めたものが図-11であ

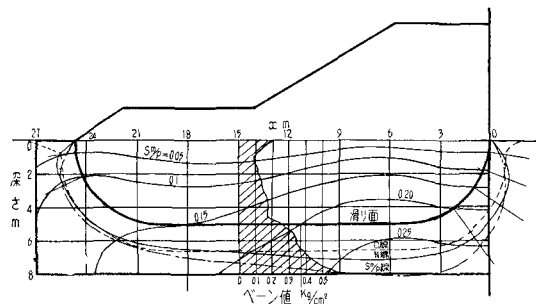


図-11 複合滑り面

る。この滑り面に沿って各点の危険指数を計算し平均したものが平均危険指数である。

この例の場合、原地盤についての平均危険指数 $\bar{N} = 0.963$ 、これより限界荷重 P は $P = 1.03 \text{ kg/cm}^2$ 、土の高さに換算すると、 $H_0 = 6.43 \text{ m}$ 、安全率を、2.0にすると $H = 3.21 \text{ m}$ となる。安全率の2は少しく大き過ぎるようであるが、盛土にほとんど接して、国鉄の函館本線が平行して走っているの、さらに安全を与える必要から採用した。一方沈下促進のために、サンドドレーンを打設したが、このためせん断抵抗が増加したのでこれにより、計算を行なうと、 $\bar{N} = 0.779$ 、 $P = 1.28 \text{ kg/cm}^2$ 、 $H_0 = 8.00 \text{ m}$ 、 $H = 4.00 \text{ m}$ となった。したがって昭和36年度の盛高は、昭和35年度の盛土後に測定したせん断強度が増加したので、これで安定計算を行なうと、 $\bar{N} = 0.393$ 、 $P = 2.54 \text{ kg/cm}^2$ 、 $H_0 = 1.64 \text{ m}$ 、 $H = 8.20$ となり、この値により昭和36年度に路床盛土を施工した。

(4) 填充砂を突き固めた時の効果

サンドドレーンの填充砂を突き固めた場合にどうなるかをつぎのように検討してみた。

地盤の間隙比 e と荷重 P はつぎの関係がある。

$$e = C_e \log \frac{P_0 + P}{P_0}$$

C_e : 圧縮指数

P_0 : 先行荷重

上式より e を減少されれば、荷重を増加できることがわかるので砂を突き固めて e を減少させようと考えた。

図-12で V サンドドレーン打ち込み後の土の容積、 V_s 填充砂量、 V_0 サンドドレーン打ち込み前の土の容積 e_0 初めの間隙比、 e_1 後の間隙比とすると、

$$V_0 = (1 + e_0) V_s \dots \text{サンドドレーン打ち込み前}$$

$$V_1 = (1 + e_1) V_s \dots \text{サンドドレーン打ち込み後}$$

$$V_1/V_0 = 1 + e_1/1 + e_0 \quad \therefore \frac{V_1 - V_0}{V_0} = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0} = \frac{V_s}{V_0}$$

深さ1m当りを考えると、

$$V_0 = x^2 = \frac{1 + e_0}{e_0 - e_1} V_s \dots$$

$$\therefore x = \sqrt{V_s \frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}}$$

あるいは

$$e_0 - e_1 = \Delta e = \frac{V_s}{V_0} (1 + e_0)$$

本施工例の場合数値を入れて計算してみると $\Delta P = 0.216 \text{ kg/cm}^2$ 土盛高約1.4mに相当する。

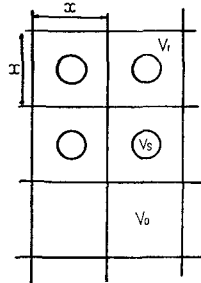


図-12

(5) サンドドレーンの現場実験

(4) 項で検討したものが、実際にどうであるかを調べるために、現地で実験を試みた。それは地盤に、オーガーで孔を開けて単に砂の容積だけ投入したものと、鉄管を導管として先端に沓をつけてモンキーで打ち込み、さらに填充砂を突き固めたものとの両者について、ベーンテストによる比較を行なってみた。なお孔径は、どちらも 6"、深さ 4 m で $n=6$ の三角形配置とし、各々について 7 本ずつ成形して実験を行なった。この結果を図-13 である。

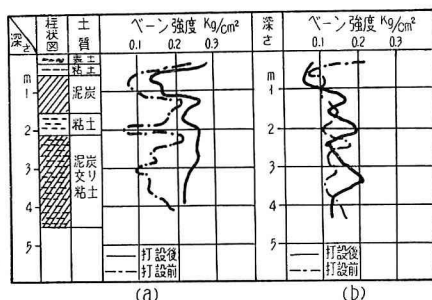


図-13 ベーン強度比較図

この図の (a) は、突き固めたものであり、(b) は突き固めないものである。鎖線は原地盤のベーン値であり、実線はサンドドレーン打設後の値である。

III. 工 事

以上のようにサンドドレーンの計算、安定計算などにより、実際施工の定規図 (図-14) のように定めた。サンドドレーンの施工は、内径 50 cm, $n=6$ 間隔 3 m, 打ち込み深さは 5~7 m とした。φ 50 cm という比較的大きい径を採用したのは、填充砂をモンキーで突き固めるという考えより定めたものである。サンドドレーンの配列は、この工事区間の線形が半径 300 m の曲線で、さらに 2.5% の縦断勾配があるので、したがって盛土敷幅が一定でなく大きく変化している。そのため三角形配置は施工上配列困難と思われたので、三角形配置を止めて正方形配列とした。サンドドレーンの打設は、内径 50 cm, 厚 16 m/m の鉄板製導管

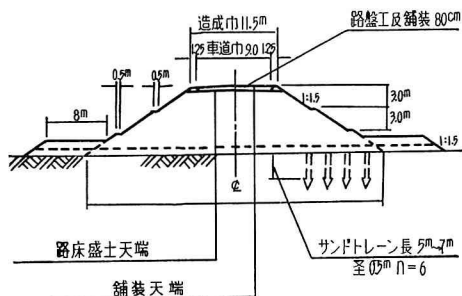


図-14 盛土定規図

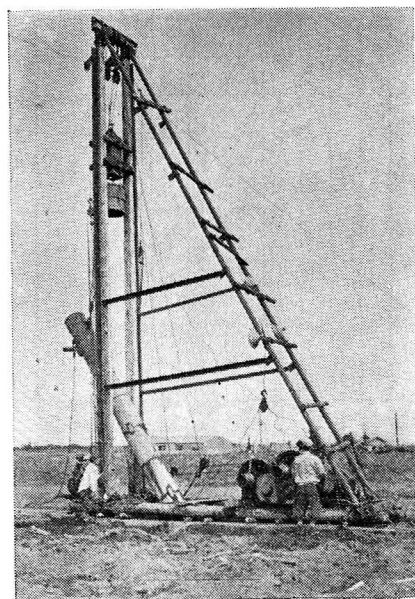


写真-1

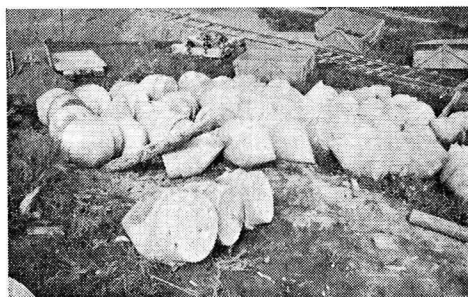


写真-2

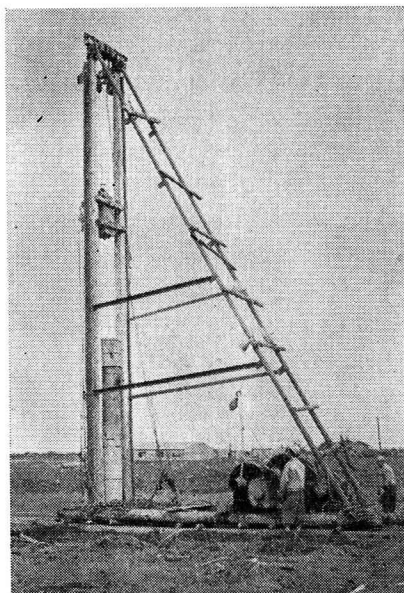


写真-3

(写真-1) を使用し、この導管の下端に鉄筋コンクリート製の沓 (写真-2) を取り付け、1 ton のモンキーで地盤中に導管を打ち込み、導管が所定の深さに打ち込まれたならば導管を引き上げながら中に砂を投入し、この砂を重量 600 kg のモンキーで突き固めてサンドドレーンを成形した。打ち込み、引抜きには、2 本機を使用した。施工中の写真を写真-3 に示す。また敷砂の厚さは、在来の施工例を現場の状況により 80 cm とした。使用する砂は、敷砂にあつては、200 # 以下 3%、填充砂にあつては、100 # 以下 3% のものであればよいとされているが、この工事に使用したものは敷砂、填充砂ともに石狩川対岸産のもので、粒度組成は図-15 のようなもので、上記の条件には十分適合しているもので、 $FM=3.29 \cdot SPG=2.67$ であった。工事は昭和 34 年度に試験工事として、サンドドレーン 252 本、内打ち込み深 7 m のもの 141 本、5 m のものを 111 本施工した。

サンドドレーンの効果判定のため、ベーンテストを行なったものが、図-16 である。図の実線は施工前の値、鎖線はサンドドレーン打設後、点線は盛土後の値である。これからみて当初の目的がかなり期待できると思われた。この試験工事を基として、昭和 35 年度より本工事を開始し、昭和 35 年度サンドドレーン総本数 1174 本、内打ち込み深 7 m のもの 85 本、打ち込み深 5 m のもの 1089 本を施工し、盛土盛高は前記安定計算より 4 m の高さまで行ない、昭和

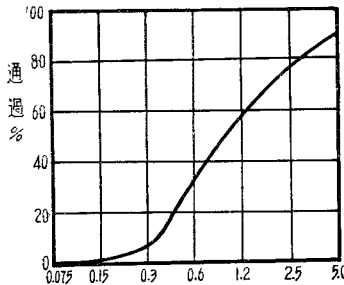


図-15 砂の粒度

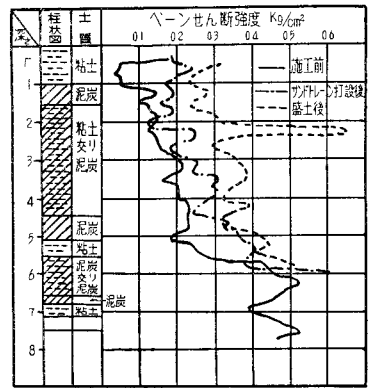


図-16 ベーン強度比較図

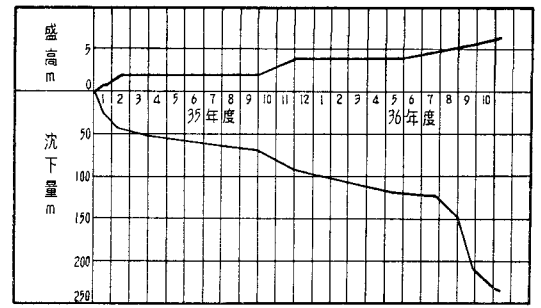


図-17 沈下曲線図

36 年度に残りの盛土を施工した。また現在までの沈下量は、中心最大 2.46 m、最小 60 cm 程度あり、現在までの沈下経過の 1 例を図-17 に示す。

IV. 施工管理

泥炭地盤上に盛土を行なう場合、原地盤を破壊せず、したがってまた周囲地盤の膨れ上がり、側方流動のないようにすることが重要である。これらの管理規制の手段として沈下板の測定、側方隆起板の測定、法グイの測定、間隙水圧の測定を行なった。なお種々な測定の高さの基準点として、径 1 1/2", 長さ 10 m のガスを細砂層まで打ち込んで、仮水準点として利用した。

(1) 沈下板

沈下板は盛土地盤の異状沈下を看視するとともに、地盤の沈下状況を把握するために設置した。本工事については 30×30 cm、厚さ 3 mm の鉄板に、径 1 1/2", のガスを溶接し、このガスを盛土の進行に伴って順次延長する方法を採用した。また盛土後、試料採取ベーンセン断試験、貫入試験などに供するため、径 6" のガス管も数カ所設置した。

(2) 側方隆起板、法グイ

側方隆起板は、地盤が安定限界を越えた場合の盛土周囲の隆起を測るためのものであり、法グイは地盤の側方流動を調べるもので、盛土の影響がないと思われるところに定点を設置し、その点よりの距離を測定するものである。本工事については、セン断破壊も起こらなかったため、両者共ほとんど移動が認められなかった。

(3) 間隙水圧計

一般に軟弱地盤の盛土規制には、間隙水圧計を地盤中に埋設して、間隙水圧値を観測

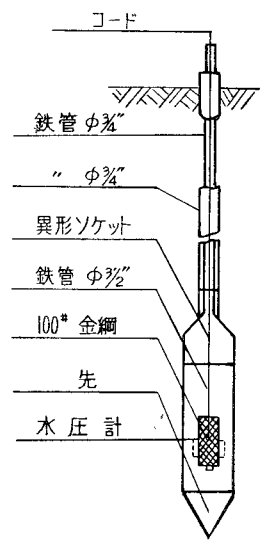


図-18 間隙水圧計装置

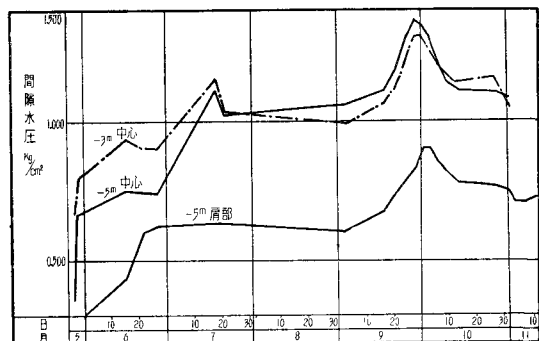


図-19 間隙水圧曲線図

しながら施工するのがよいといわれている。本工事でも間隙水圧計を設置した。使用したものは、共和無線製のカールソン型水圧計である。これは取り扱いが便利であり、埋設も比較的容易であるので採用したものである。昭和35年度に設置したものは、CP-2型であったが、初めて使用したのと、容量の選択が不適当であったためか、地盤下-3mと-5mに埋設したのであるが、水圧の小さな動きをとらえることができず失敗であった。今年度はこの失敗により、CP-1型を使用し、図-18のような装置の中に設置して-3mと-5mに埋設した。

間隙水圧の動きは、図-19の曲線のようにであった。

図この曲線の8月以前のものは、観測データーが水没して判読が不十分なもので、多少不正確である。この曲線で山が2つあるが、いずれ施工速度が早く、一時に盛土したため間隙水圧が急に上昇したので施工を一時中止させたものである。間隙水圧計を使用するに当って、危険水圧を確実に計算、推定することが不可能であり、また水圧の変化も多少盛土よりおくれで現われるので、本工事では水圧計の上昇する勾配で判断を行なった。今回で試料が得られたので、今後これを参考にすることができると思われる。

施工における盛土の規制は、上記の各観測とIIの安定計算をめどとして行なったが、実際工事の仕様としてつぎのものにとくに留意した。

(1) 盛土速度

計算上は、一度に盛土する高さであっても、種々の観測、測定、盛土輾圧などのために、盛土を層状に施工し、一層の厚さを約50cmとし、つぎの層に移るまで約7日間盛土施工を休ませた。

(2) 沈下板

沈下板の設置観、維持については十分注意し、1日おき

に沈下板を測定し、なんらかの異状が認められればただちに施工を中止した。

(3) 間隙水圧計

沈下板と同様に十分注意して、毎日施工前に間隙水圧の測定を行なった。

(4) サンドドレーン打設

サンドドレーン打設に当っては、打ち込み深さ、中詰砂の突き固めの程度、中詰砂の量の確認に十分留意した。

以上のように施工管理を行なったのであるが、規則的な観測、および施工を長期間継続することはなかなか困難であり、これらを十分に行なうには、現場の職員が相当に熟練し、あわせて施工業者の協力がなければむずかしいことである。

V. あとがき

泥炭地に築造される道路の本格的改良舗装工事が始められたのは、ごく最近のことであり、我々の体験も、短い期間でしかも限られた地域に関するものであり、もちろん一般的な泥炭性軟弱地盤について結論づけることはできないので、我々の乏しい経験から考えられる今後の問題点を列記してむすびとしたい。

(1) 施工法を決定できるような、土質工学的試験調査方法の確立。

(2) 泥炭性土質の場合、サンドドレーン工法は、経済的な面を加味した場合に、沈下に対して効果的かどうかという問題。また安定性を考えた場合どうかという問題。

(3) サンドドレーンに加えるにプレローディング工法の効果と、経済性に関する検討。

(4) 泥炭地にサンドドレーンを採用するとして、その計算の基礎となる泥炭の圧密試験についての検討。

(5) 泥炭地盤上の舗装工法の選択、および盛土の沈下量、速度と舗装実施時期の関連性。

(6) 施工上の問題として、泥炭地盤上の盛土の運搬方法および有効な輾圧方法、またサンドドレーンを採用した場合、その打設方法。

(7) その他より確実に簡単な盛土の規制方法など。

終わりに工事施工にあたって、土木試験所の宮川室長始め、土質研究室の方々のご指導を仰いだことを厚く感謝する。