



| | |
|------------------|---|
| Title | 石狩地域泥炭地盤の安全性について |
| Author(s) | 眞井, 耕象; Manai, Kōzō |
| Citation | 北海道大學工學部彙報, 6, 68-96 |
| Issue Date | 1952-09-01 |
| Doc URL | https://hdl.handle.net/2115/40486 |
| Type | departmental bulletin paper |
| File Information | 6_68-96.pdf |



石狩地域泥炭地盤の安定性について

真井 耕 象

(昭和 27 年 2 月 18 日受理)

On the Stability of a Peat-Bed at Ishikari District

KŌZŌ MANAI

Synopsis: In this paper, the peat-ground in Ishikari district was selected for the study on the stability of a peat-bed. First of all, the author describes the various damages of structures constructed in this district. He indicates that the texture of peat-soil is essentially different from ordinal soil. He studied experimentally its physical and dynamical properties of shear, tension, compression, consolidation, permeability and shrinkage, and concerning the strength of the former two, shear and tension, a laboratory made testing apparatus of special design was used. The results were that all of their values showed remarkable differences in the vertical and horizontal direction of peat-soil to its texture.

Next to this, he proposes a method of penetration by conical body, which is to be applied to detect easily and minutely the sectional structure of a peat-layer to its bottom, and by this method he showed structural diagram of a peat-bed surveyed in several places. Based on these measurements, he discusses the stability of a channel and embankment against sinking by shearing, and his calculation, by the method of circular failure line, indicates that the critical depth and height are nearly 3 metres respectively.

Finally, he refers many plate bearing tests undertaken to see the stability against sinking by consolidation, and he investigated the effects of sand-laying process to improve its bearing capacity, and moreover checked an aspect of pressure distribution in the peat-layer.

目 次

| | |
|-----------------------------|----|
| (1) 序説——泥炭地における作工物の被害 | 68 |
| (2) 泥炭の土質工學的特異性 | 71 |
| (3) 泥炭層の断面構造 | 82 |
| (4) 泥炭地盤の破壊沈下に關する安定性 | 86 |
| (5) 泥炭地盤の壓縮沈下に關する安定性 | 89 |
| (6) 泥炭地盤の支持力 | 92 |
| (7) 結 語 | 96 |

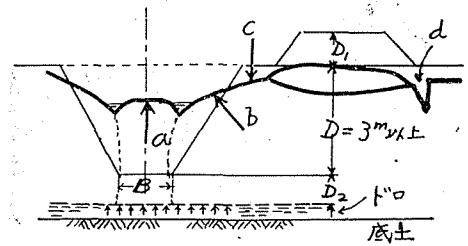
(1) 序説——泥炭地における作工物の被害

石狩地域には約 3,100 町歩に亘る廣漠たる低濕の泥炭原野が擴がり、今日なおその大半は未だ開發されず、多年同地方の産業文化の發展を阻害している。之が早急なる開發利用こそ北海道綜合開發の一環として將に喫緊の重要課題である。泥炭地帯は北海道特有の土質として、之に關する農學的調査研究は夙くより着手され、現在では農地開發上着々成果を擧げ得るに到つていようであ

る。而して農地開發の進展と共に諸般の交通・文化施設の普及滲透は、民生の安定・産業の振興上不可欠の重要問題であることは論を俟たない所であるが、是等の施設、特にこれらに先行すべき土木工事を施行する場合その基本的資料となるべき、この種特殊地帯に對する土質工學的調査研究すら遺憾ながら從來殆どなされていない實情である。

蓋し泥炭地帯は極端に軟弱低濕の地盤であるから、農地開發をなすにもその先驅となるべき排水工事も極めて困難であり、道路・建物其他各種作工物の基礎地盤としては一般に甚しく不安定であるため、從來技術者の齊しく苦心慘澹する所である。

泥炭地に排水路又は放水路を開さくする場合、その断面が擴大すると共に益々安定性を減退し、幾許もなく原形を止めぬまでに崩壊する 경우가少なくない。即ち圖-1に示すように排水路底面の浮上り、法面の張出し、法肩の沈下、棄土法尻の地割れによつて完全に崩壊し、最早排水路としての機能は殆んど停止する。



— 原形 a, 浮上り b, 浮出し c, 沈下
— 変形 d, 地割れ

圖-1 排水路の變状

圖-2~4 及び 寫眞-1~3 は幌向原野の放水路、美唄及び新篠津原野の幹線排水路の崩壊狀況を示すものである。かかる崩壊は掘さく作業中にもジリジリと押出したり、掘さく後 2~3 日を出ないうちに

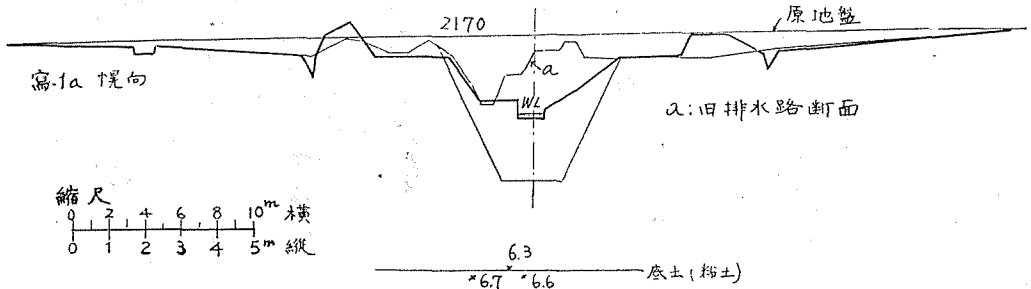


圖-2a 幌向清真布川放水路 (昭24.11.7測定)

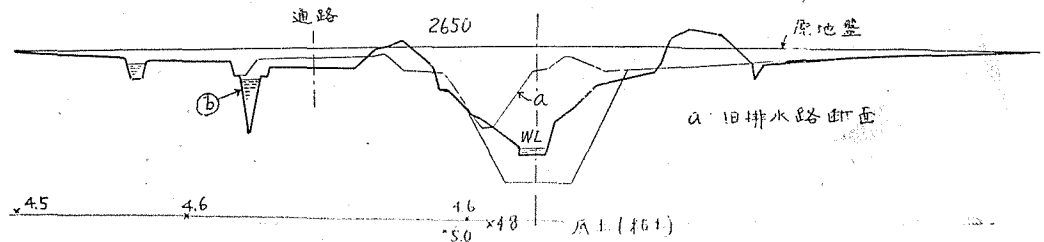
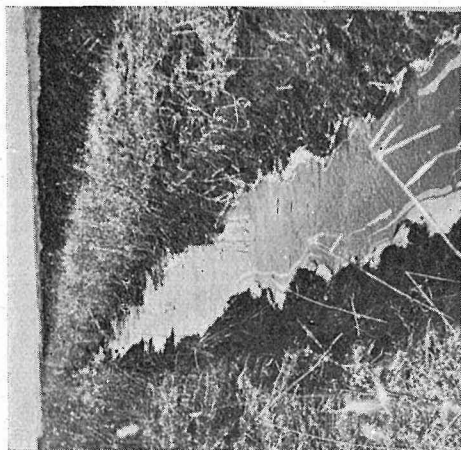
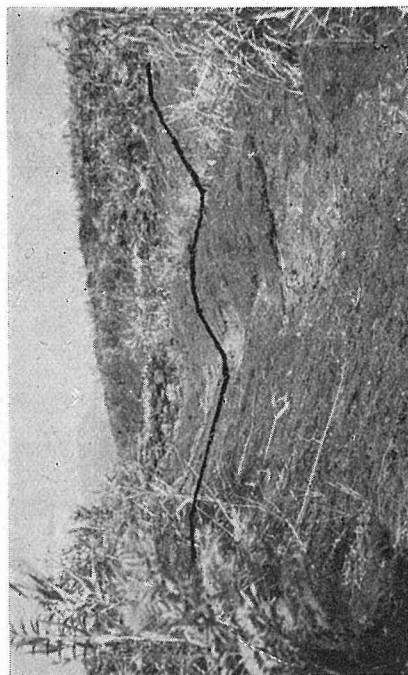


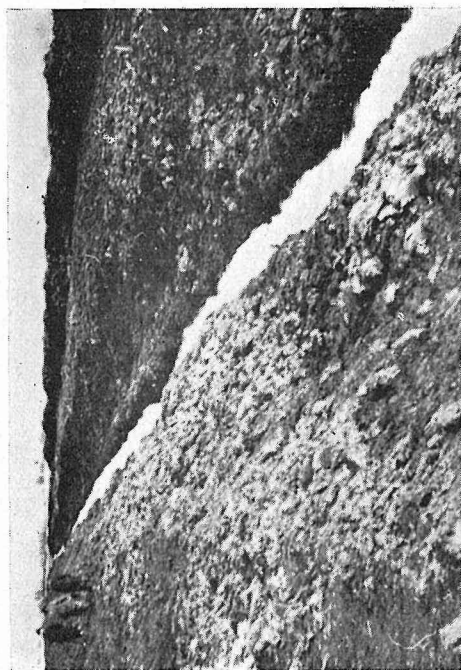
圖-2b 同上



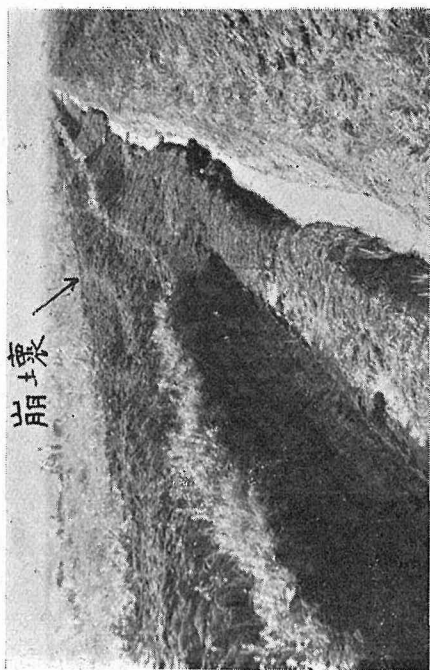
寫眞—1b 圖—2b における地割れ



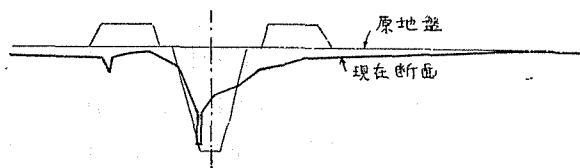
寫眞—3 新篠津 38 線幹線排水路



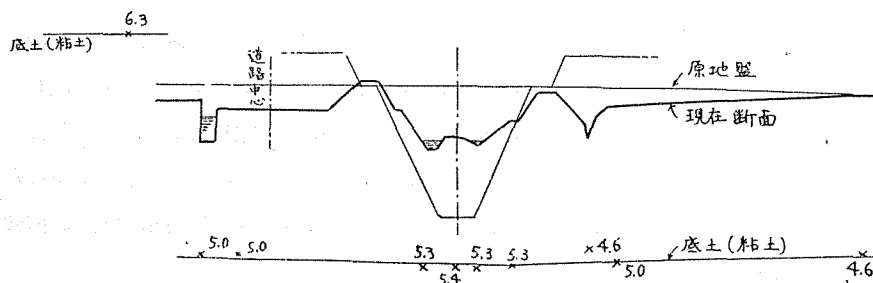
寫眞—1a 幌向浦眞布川放水水路



底面管上り
寫眞—2 美唄 西 6 號



圖—3 美唄西6號 (昭24.11.19)



圖—4 當別38線(新篠津) (昭24.11.21)

早くも起ることもある。中には徐々に進行することもあるが、むしろ急激に起生するが多い。又泥炭地に道路・鐵道・堤防・用水路等の築堤を設ける場合、一定限の高さ或は荷重を超えると周辺が張出して沈下陥没することになる。これらは所謂破壊沈下或は剪斷沈下と稱せられるもので比較的急速に起る。

此の外泥炭地盤が過重をうけると壓密作用によつて泥炭層内の水が絞出され、之に應じて地盤は徐々に沈下して行く。その進行速度は比較的緩慢であるが長期に亘り不斷に続けられるから、その沈下量も決して輕小に止まらない。之は壓縮沈下又は壓密沈下と稱せられるもので、極めて厄介な問題であり、之が對策は前者の破壊沈下に劣らず至難であらう。

(2) 泥炭の土質工學的特異性

§1. 泥炭の組織

泥炭はその成因・組織・性狀等の凡ての點において、一般の土とは本質的に相違するから、一般の土に關する觀念を以て取扱うわけに行かない。周知の如く泥炭は植物の遺体が低温多濕の條件の下に多年に亘り數mの厚さに堆積したもので、深い所は10m以上に達する所もある。河川氾濫の影響が少ない所は殆んど礦物質物質を含まず、有機物のみで構成されている。地下水位は略地表面に近く、雨期と乾期とにより多少上下するが一般には極度に濕潤軟弱である。

一般に植物せん維質は縦横に交錯して海綿狀の組織を形成している。植物の根や葉の部分は水平層を構成して泥炭層の主体をなすが、此の部分は分解し易く比較的弱い。之に對して縦走するせん維は主として根の部分で比較的強く、之が水平層を緩合せた形になつている。かように泥炭層は縦横2方向に對して異つた組織を構成しているから、泥炭の土質工學的性狀は兩方向に對し當然著

しいちがいがあることになる。

泥炭を構成する主要植物は泥炭の種類によつて異なるが、ヨシ・スゲ、それにヌマカヤ・ワラビ・ゼンマイなどで所々に灌木も含まれている。ミズコケは少ない。かように一部高位泥炭もあるが大体は低位泥炭である。又表面は高位質を帯びていても下層は多くは低位質である。尤も工學的には高位・低位の區分はさほど問題でなく、力學的性質はむしろ分解度によつて左右されることが多い。

泥炭は一見、一様均質な外観を呈するが實際は然らずして、構成植物の種類及び生成過程によつて極めて複雑不均質な性状を示している。一般にスゲやゼンマイなどは親株から子株に分けつし、密生繁茂しつつ擴大して隣の株と連絡する。従つて株の中心になる附近は強いが株と株との中間は弱いわけで、場所によつては局所的に著しいムラがあり、時にはショベルも容易に通らないような強じんな組織もある。俗にこれらを「針金泥炭」・「綿泥炭」といい、又「熊の皮」と稱せられるものもある。

泥炭層の上層は現に生きた植物の根が相當深い所まで進入して分解度も低いが、下層に進むに従つて一般に分解度は進み、且つその組織はむしろ弛緩している。十分に分解している所は、せん維質が少なく、俗に之を「味噌泥炭」とも云つている。特に注目されることは、泥炭層の基底をなす底土は多くは比較的締つた青粘土であるが、泥炭層との間に相當厚さの流動状態の部分がある場合があることである。之をMudde「ドロ」と稱し泥炭及び粘土分が融合つたもので、之がため泥炭地盤をして一層不安定ならしめている。

§2. 泥炭土の物理的係數

泥炭の見掛比重は1.01~1.07、平均1.04で殆ど水に近いものである。尤も之は地下水位以下の泥炭で地下水位以上にある泥炭は幾分乾燥して0.9以下にも低下している。

間隙率は平均の94%、地下水位以下は勿論水で飽和されている。従つて實體容積は僅かに平均

表—1 泥炭の物理的係數

| 泥 炭 種 別 | 新 篠 津 | 美 唄 | 美 原 | オヤ 生 フル 振 ¹⁾ |
|----------------|--------|-------|-------|----------------------------------|
| 濕土(原土)の密度 | 1.04 | 1.03 | 1.014 | 0.986 |
| 乾土の密度 | 0.21 | 0.16 | 0.15 | 0.498 |
| 濕土(原土)の間隙率 (%) | 93.1 | 95.2 | 97.7 | 92.6 |
| 乾土の間隙率 (%) | 85.1 | 88.7 | 89.7 | 65.7 |
| 乾土の重量 / 濕土の重量 | 1/10.8 | 1/15 | | |
| 縦方向の收縮率 (%) | 36.4 | 41.5 | | |
| 横方向の收縮率 (%) | 18.5 | 16.5 | | |
| 容 積 收 縮 率 (%) | 57.8 | 59.2 | 67.2 | 78.2 |
| 眞 比 重 | 1.401 | 1.370 | 1.454 | 1.451 |

1) 生振泥炭地は排水よく分解度高い所である。

6%に過ぎない。しかもこれらの値は泥炭層の上層部略2m以内に属する部分で、下層部の弛緩せるものは更に間隙率を増大する筈である。

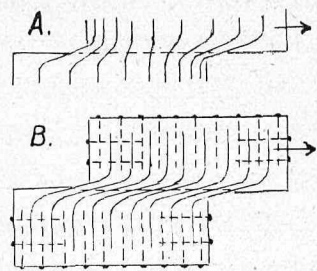
泥炭土は乾燥するに従つて著しく収縮する。之については後に詳述するが、自然の空気乾燥では含水率平均17%まで乾燥する。完全乾土は元の容積の平均56%を減じて半分以下となり、重量では1/13になつてしまう。真比重は平均1.41位である。表-1は泥炭に関する物理的數値を示す。

§3. 剪 断 強 さ

剪断強さは地盤の支持力、作工物の安定性等を検討する場合、土質工學上最も重要な基本的要素であるが、その決定は泥炭が海綿を水に浸した様な組織であるから、剪断試験の装置にも特殊な工夫が必要であり、剪断作用についても格別の考察がある。次に剪断試験装置と剪断機構についてその概要を述べ、泥炭の特質を指摘する。

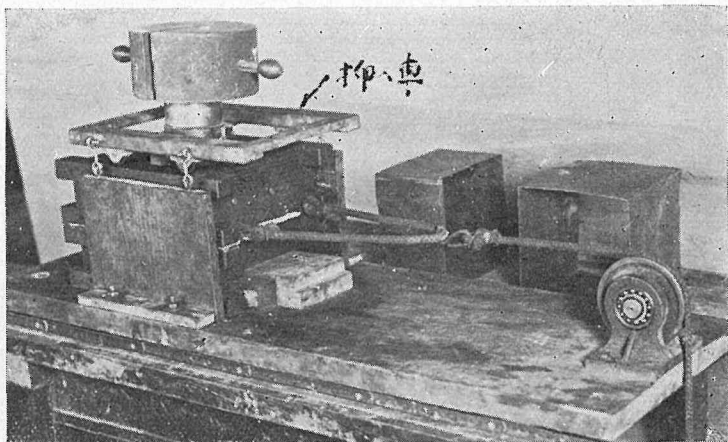
(1) 剪断試験装置は一面剪断式で、試験体寸法は15×15×高さ10cmである。然し泥炭の如き柔軟性の試料は圖-5Aに示す如く、剪断面に一樣に剪断力を傳達せしめることが困難である。そこで種々工夫した結果、容器の周圍から釘を挿入する方法により圖-5Bの如く、一應剪断力を平均ならしめることが出来た。寫眞-4は試験装置を示す。

(2) 縦走するせん維は剪断されないで、剪断方向に引張られて結局引張り又はボンドで切れる。剪断移動量が8cmに達しても尙切れないことがある。圖-9は剪断試験における剪断力—移動量曲線の1例を示す。なお剪断の際

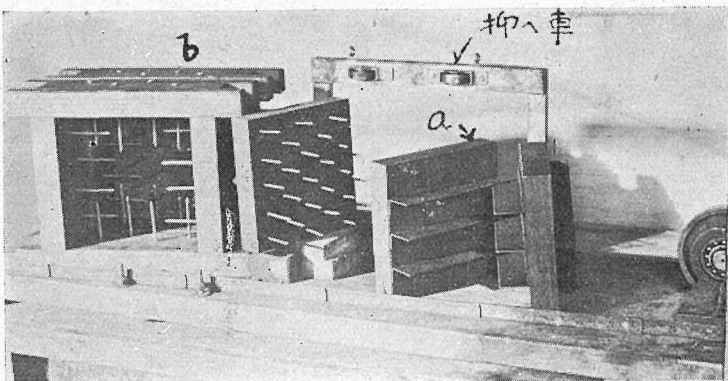


A 不平均, B 平均

圖-5 剪断面における剪断力の傳達



寫眞-4a 剪断試験装置



寫眞-4b 同上分解寫眞 (a 舊型, b 改良型)

せん維が引張られて緊張するため、試料が抜出ると共に浮上る結果となる。

之が対策として、一方では(1)の如く釘を挿入して試料を固定し、同時に上段の箱には抑え車(寫眞-4b参照)を用いた。

(3) 上下圧をかけると水が絞り出されて壓縮され、原組織は變化する。自然の泥炭層においては上層から受ける壓力の大部分は飽和間隙水に直接作用して、泥炭の實質には殆んどかからないから上下圧をかけても無意味である。

(4) 一般土壤の剪斷抵抗は、之を土粒子間の摩擦抵抗と粘着力とに解析されるが、泥炭の剪斷抵抗は、その組織から見て本質的にはかような因子に解析して考えるわけに行かない。従つて剪斷抵抗として求める外はない。

若し強いて上下壓を變えて剪斷試験を行い、一般土質の場合に準じて摩擦角 θ と粘着力 c とに解析すれば圖-7に示す如き値が得られる。

(5) 泥炭層の主要方向即ち水平層に對する剪斷方向の角度 α によつて剪斷強さは著しく變化す

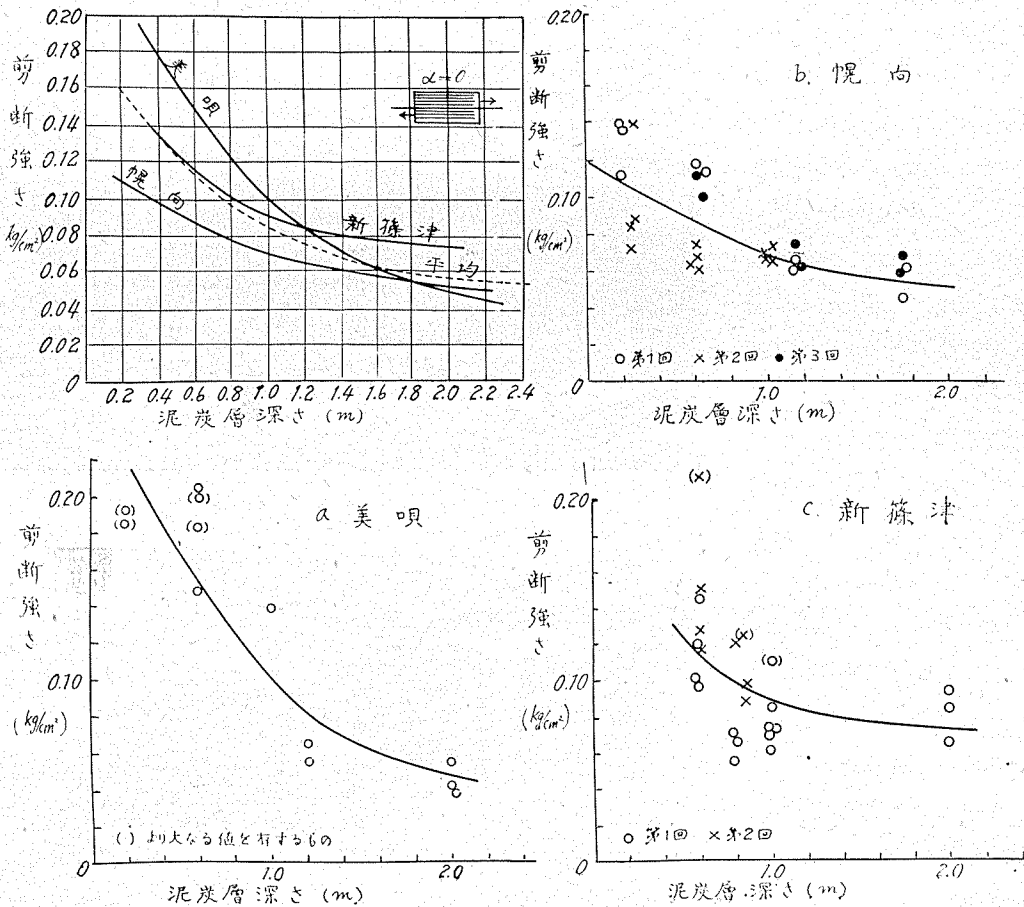


圖-6 各地泥炭層の深さと剪斷強さとの關係

る。αを0°, 45°, 90°, 135°に變えて剪斷した場合の値は圖-8の如くαを増すに従つて抵抗は著しく増大する。圖-8aの平均値によれば、泥炭層深さ50~100cmにおいて次の様な値である。

| α | 0° | 45° | 90° | 135° |
|-------------------------|------|------|------|------|
| τ (kg/cm ²) | 0.08 | 0.12 | 0.20 | |

即ち縦方向と横方向とでは約2.5倍のちがいがある。深さ2mではτ=0.05 kg/cm²(α=0)位に低下する。圖-9はα=45°, 90°, 135°における剪斷抵抗—移動量曲線である。

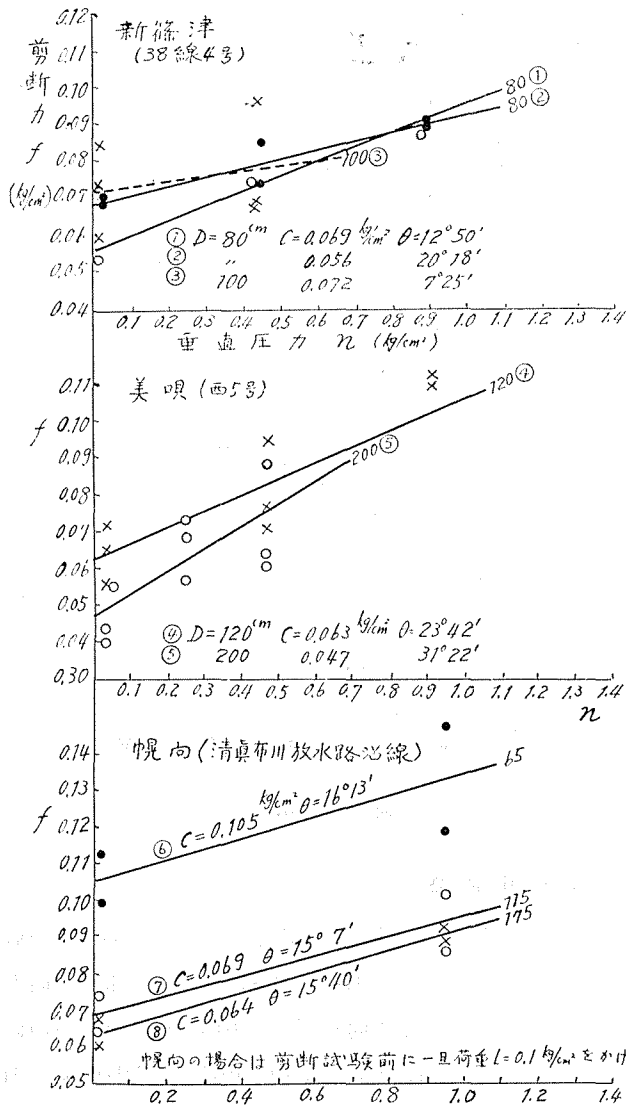


圖-7 剪斷試験による凝集力 c と摩擦角 θ との解析

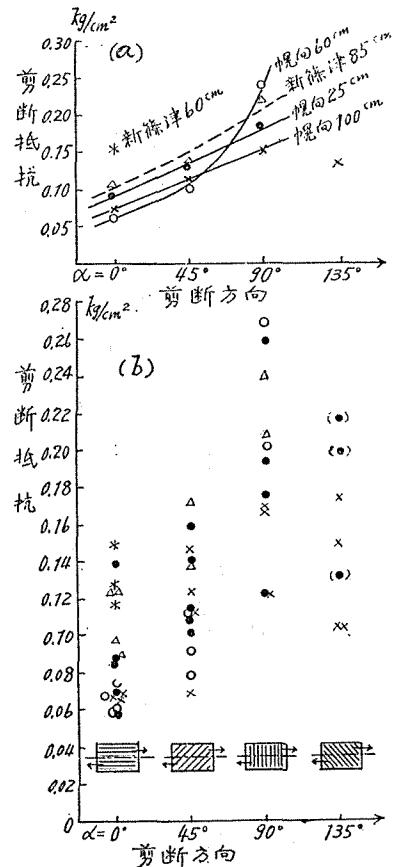


圖-8 剪斷方向と剪斷抵抗との關係

圖-6 は美唄・幌向及び新篠津各原野の泥炭について求めた剪斷強さの値で、泥炭層の深さに對する關係で表示されている。この場合 $\alpha=0$ である。圖-6 中の點線は平均の曲線である。これらの圖によつてわかることは一般に剪斷強さは表面近くは稍大であるが、下層に進むに従つて低下している。しかもそれ等の値は廣い範圍に分散して相當不同があることが認められる。圖-7, 8 も同様である。

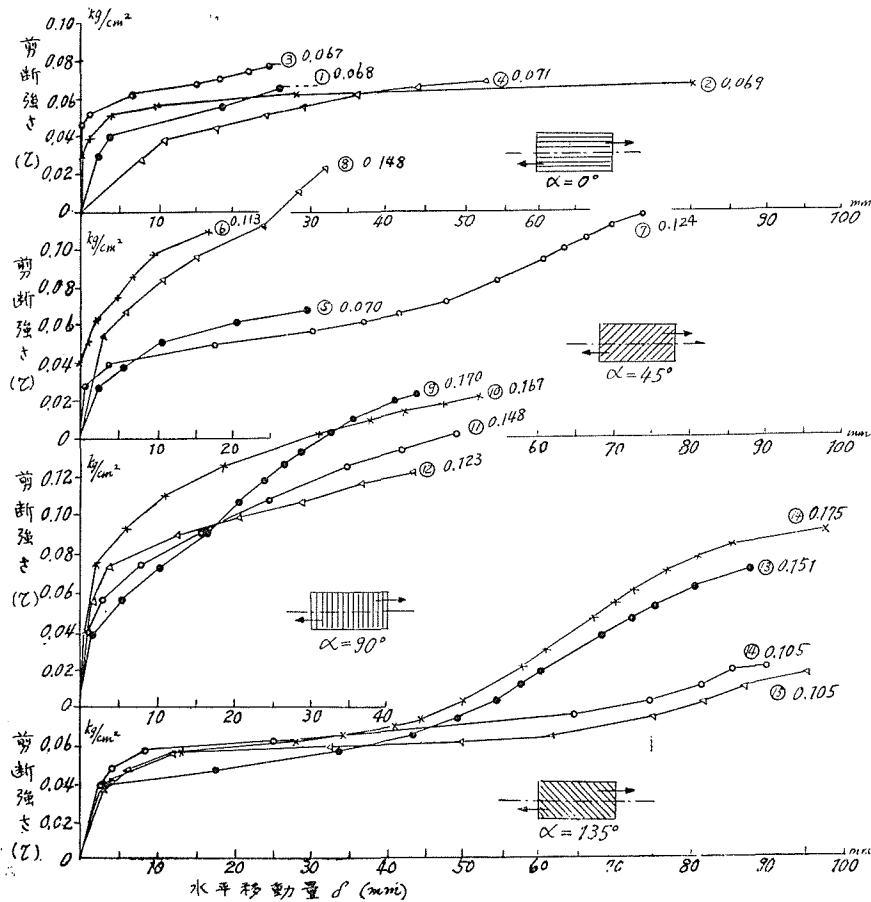
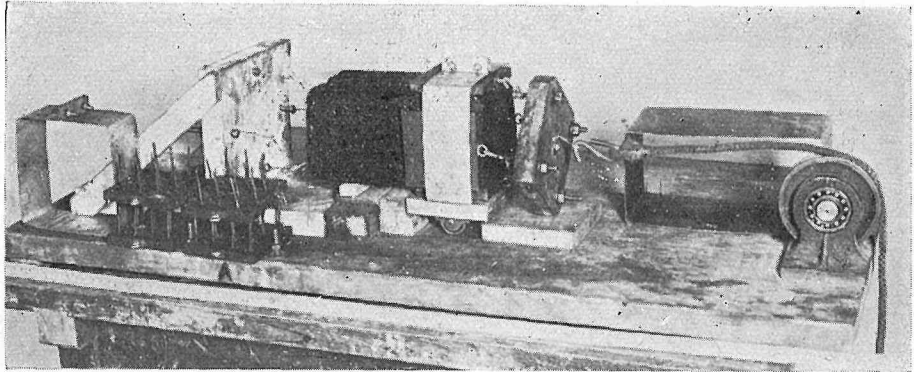


圖-9 剪斷力-移動量 ($\tau-\delta$) 曲線 幌向 $D=1.0$ m

§4. 引張り強さ

一般の土の引張り強さは殆んどゼロで問題にならないが、泥炭がせん維質であるため可成の値を持つてゐることは一つの特質である。圖-10 は泥炭層の深さと引張り強さの關係で、水平方向と垂直方向に於ける強さを表わしている。深さ 1 m に於ける水平方向及び垂直方向の引張り強さの値は夫々平均 0.13, 0.03 kg/cm で 4 倍位のちがひがある。供試体の寸法は $10 \times 10 \times$ 長さ 20 cm で、引張り試験における兩端のつかみは釘を用いて爪とした。寫眞-5 は試験装置を示す。



写真—5 引張試験装置

§5. 圧縮強さ

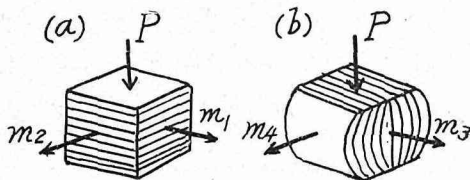
立方体 15×15×15 cm のブロックを供試体とし、層を水平にして上方から垂直に圧縮すると、水が絞出されるに應じて極めて容易に圧縮變形されるが横方向には殆んど張出さない。圧縮度が進むに従つて強さを増大し、一般の土のように容易に剪斷破壊されることはない。

同じブロックを層が垂直になるような位置で土から圧縮すると、今度は横にひどく擴がりながら圧縮變形する。

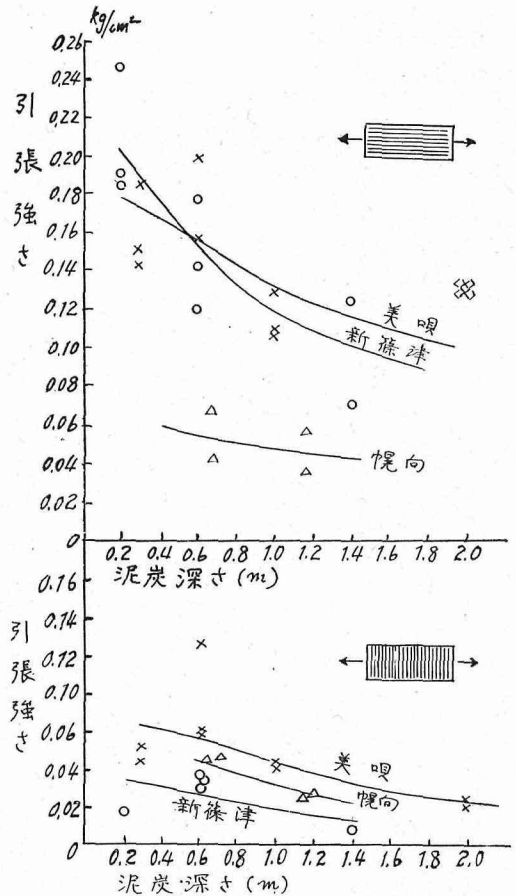
Poisson 比 $1/m$ に於ける m の値を求めると表-2 の如くなる。

表-2 m の 値

| No. | m_1, m_2 の 平均 | m_3 | m_4 |
|-------------|-----------------|-------|-------|
| 2 5 6 | 2.70 | 2.76 | 0.86 |
| 平均 | 2.70 | 3.15 | 0.96 |

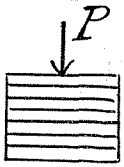
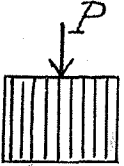
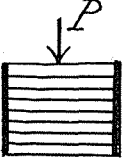
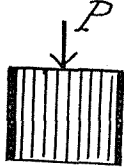


以上は横方向に自由に擴がり得る場合の圧縮試験である。



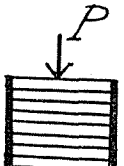
圖—10 泥炭の引張り強さ

表-3 圧縮及び圧密試験における弾性係数 ($\sigma=0.1\sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$)

| 圧縮条件 | σ kg/cm ² | 新 篠 津 | | 美 唄 | | | 梔 向 | |
|---|--------------------------------|---------|--------|------|------|------|------|------|
| | | D=0.80m | 1.36 | 0.60 | 1.00 | 2.00 | 1.15 | 1.75 |
|  | 0.1 | 0.91 | 0.46 | 1.54 | 0.35 | 0.39 | 0.43 | 0.35 |
| | 0.2 | 0.95 | 0.57 | 1.11 | 0.49 | 0.54 | 0.58 | 0.51 |
| | 0.3 | 1.04 | 0.72 | 1.15 | 0.62 | 0.67 | 0.71 | 0.66 |
| | 0.4 | 1.11 | 0.87 | 1.25 | 0.76 | 0.82 | 0.84 | 0.79 |
| | 0.5 | 1.19 | 1.00 | 1.41 | 0.89 | 0.97 | 0.89 | 0.91 |
| | 平均 | | 1.04 | 0.72 | 1.29 | 0.62 | 0.68 | 0.69 |
|  | 0.1 | 0.29 | 0.72 | | 0.23 | 0.21 | 0.28 | 0.22 |
| | 0.2 | 0.38 | 0.39 | | 0.37 | 0.34 | 0.40 | 0.35 |
| | 0.3 | | 0.52 | | 0.50 | 0.46 | 0.54 | 0.48 |
| | 0.4 | | 0.63 | | 0.62 | 0.57 | 0.65 | 0.60 |
| | 0.5 | | 0.75 | | 0.74 | 0.68 | 0.77 | 0.73 |
| | 平均 | | (0.57) | 0.51 | | 0.49 | 0.45 | 0.53 |
|  | 0.1 | 0.91 | 1.11 | | 0.41 | 0.54 | 0.77 | 0.56 |
| | 0.2 | 1.11 | 1.16 | | 0.53 | 0.66 | 0.85 | 0.72 |
| | 0.3 | 1.25 | 1.23 | | 0.67 | 0.79 | 1.05 | 0.91 |
| | 0.4 | 1.38 | 1.38 | | 0.82 | 0.94 | 1.27 | 1.08 |
| | 0.5 | 1.56 | 1.56 | | 0.97 | 1.06 | 1.47 | 1.27 |
| | 平均 | | 1.24 | 1.29 | | 0.68 | 0.80 | 1.08 |
|  | 0.1 | 2.50 | 1.59 | | 1.03 | | 1.67 | 0.65 |
| | 0.2 | 1.81 | 1.47 | | 0.72 | | 1.67 | 0.83 |
| | 0.3 | 1.76 | 1.48 | | 0.81 | | 1.72 | 1.00 |
| | 0.4 | 1.95 | 1.65 | | 0.95 | | 1.90 | 1.20 |
| | 0.5 | 2.08 | 1.92 | | 1.09 | | 2.17 | 1.38 |
| | 平均 | | 2.02 | 1.62 | | 0.92 | | 1.83 |

σ は圧縮応力, D は供試体を採取した泥炭層深さ

表-4 圧密試験における弾性係数

| 圧縮条件 | σ kg/cm ² | 美 原 | | | | | 生 振 | | | | | | | |
|---|--------------------------------|--------|------|------|------|------|------|-----|-----|------|------|-----|-----|-----|
| | | D=0.0m | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 平均 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.25 | 0.32 | 0.5 | 平均 | |
|  | 0.1 | 1.05 | 0.71 | 0.58 | 0.69 | 0.86 | 6.2 | 5.6 | 5.0 | 7.7 | 5.0 | 2.9 | 5.4 | |
| | 0.2 | 1.17 | 0.88 | 0.71 | 0.79 | 0.88 | 7.7 | 4.8 | 3.5 | 5.7 | 3.5 | 2.7 | 4.7 | |
| | 0.3 | 1.33 | 1.05 | 0.87 | 0.90 | 1.04 | 6.4 | 4.8 | 3.3 | 3.9 | 3.3 | 2.9 | 4.1 | |
| | 平均 | | 1.18 | 0.88 | 0.72 | 0.79 | 0.89 | 6.8 | 5.1 | 3.9 | 5.8 | 3.9 | 2.8 | 4.6 |

註: 美原原野泥炭層 深さ 11.0 m 高位泥炭
 生振原野泥炭層 深さ 2.5 m 排水よく分解度高い

次にブロックを剛性の容器に入れて、横への擴がりを完全に拘束して壓縮する所謂壓密試験をすると強度は著しく大となり、しかも前とは逆に層を垂直にした方が却つて幾分強い。圖-11は壓縮變形曲線を示す。又表-3及び表-4は夫々の壓縮條件に對する泥炭の彈性係數表である。

勿論是等の試験は荷重速度に影響し、載荷後も泥炭の透水性に應じて内部の水が絞出されつつ徐々に壓縮沈下し、全く落付くまでには長い時間を要する。特に壓密試験には荷重を増す毎に一定の荷重において時間と壓縮量との關係を長時間に亘り觀測する事を要する。茲には1回の荷重時間を5分程度とし大体の落付きを待つて次の荷重をかけるようにした。嚴密なる壓密試験は壓縮沈下の安定性を検討する時の重要な基礎資料となるが、之については今後の調査に譲ることとする。

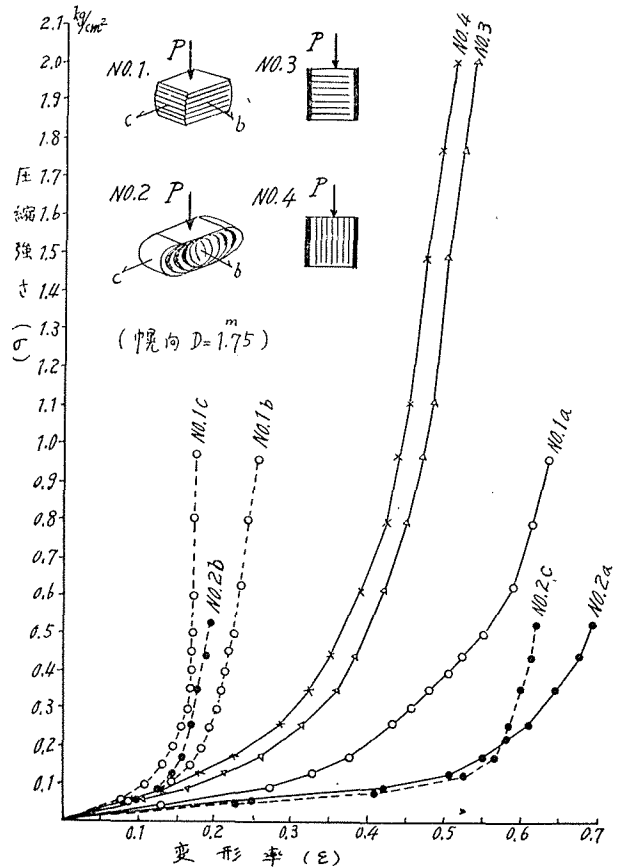


圖-11 壓縮變形曲線

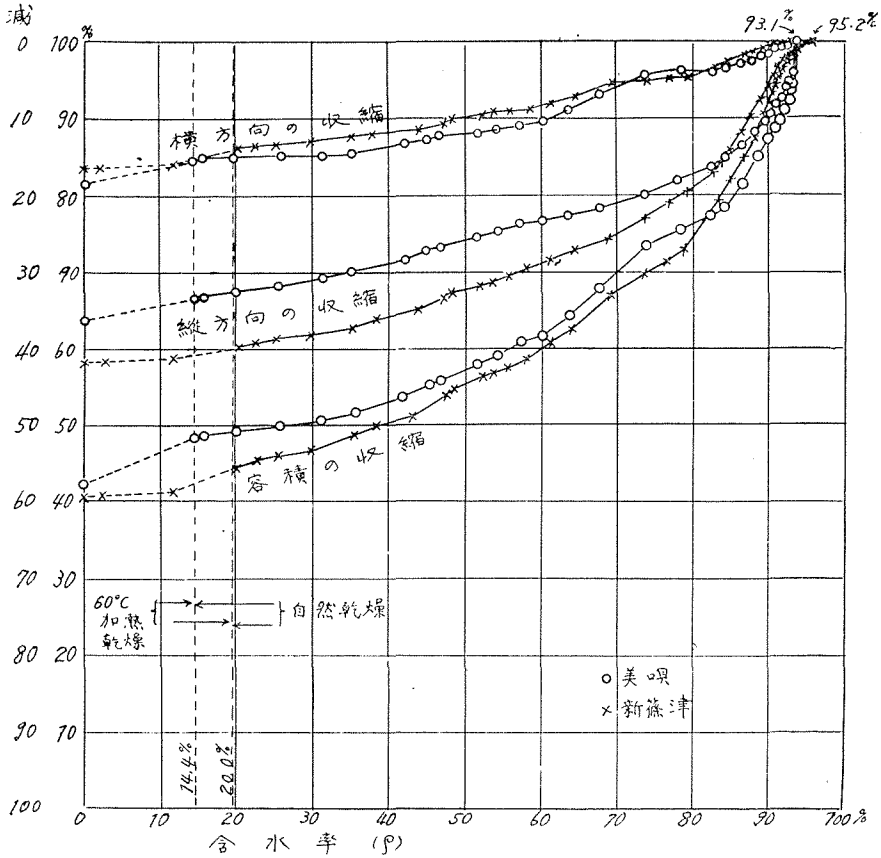
§6. 乾燥收縮性

泥炭を構成する植物せん維は細かい間隙を作り、且つこれらのせん維自体も多くはパイプ状になつていて、これらが毛管を形成しているため、泥炭が乾燥するに従い、著しく收縮する傾向がある。

圖-12は $12 \times 12 \times 12$ cm のブロックを自然風乾するときの收縮性を測定したもので、横方向に平均 17.5%、縦方向に平均 39%、容積において平均 58.5% となる。乾土の密度及び間隙率は表-1に掲げられている。

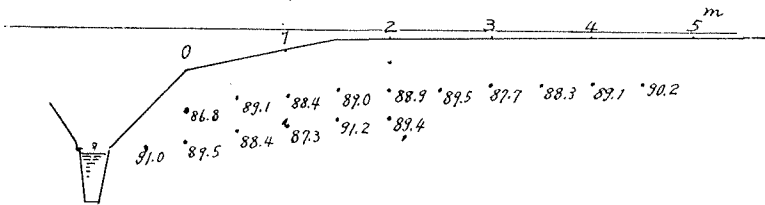
なお飽和せるブロックが凍結したまま昇華しつつ乾燥すると、收縮量少なく、略原形を保つて全く海綿様のものとなる。

圖-13は排水路の斜面及びその後方部の断面に於ける含水量の分布を測定したものである。

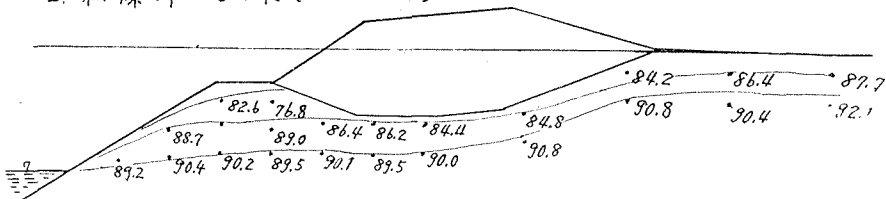


圖—12 乾燥収縮曲線

1. 幌向西3号排水左岸 (24.11.18)



2. 新篠津38線 (24.11.21)



圖—13 排水路附近断面の含水量分布

§7. 透水性

泥炭の組織は比較的細かいため容易には水を透さない。透水試験に於ける重要點は、試料と試験容器内壁との接觸を水密性にするこゝで、これは技術的に慎重を要する。

透水係数は表-5 に示されている。勿論組織の粗密により異なるが水平層に平行な方向の透水係数は $6 \sim 50 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、之と直角方向の透水係数は $2 \sim 6 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ で、層と平行方向のものが3倍乃至8倍大である。圖-14 は透水試験において水頭を種々變更して求めた透水係数の値をプロットしたもので、大体水頭に關係なく一定の値を示している。透水係数は地盤の壓縮沈下及び排水効果を検討する場合重要な因子である。

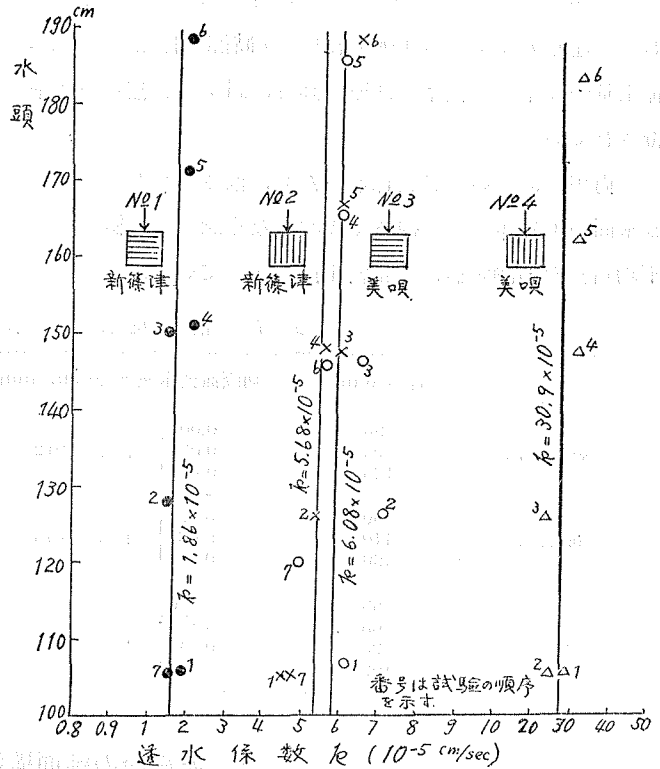


圖-14 水頭と透水係数との關係

表-5 透水係数 $k = 10^{-5} \text{ cm/sec}$

| 透水方向 | 新篠津 | | 美 唄 | | 岨 向 | |
|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| | D (m) | k | D (m) | k | D (m) | k |
| | 1.36 | 1.86 | 1.00 | 6.1 | 1.10 | 7.3 |
| | 1.36 | 5.68 | 1.00 | 30.1 | 1.10 | 48.6 |
| | | | | | 1.70 | 7.1 |
| | | | | | 1.70 | 42.5 |

D は泥炭層の深さ (m)

表-6 遠心分離試験

| 遠心力方向 | | | | |
|-------|------|------|------|------|
| | 脱水率 | 収率縮 | 脱水率 | 収率縮 |
| 新 篠 津 | 0.46 | 0.46 | 0.61 | 0.41 |
| 美 唄 | 0.64 | 0.60 | 0.65 | 0.58 |

表-6は透水性に關連して、遠心分離器による脱水收縮試験を参考として行つたもの(平均值)である。遠心力は重力の1,000倍とし1時間を作用せしめた。表中の脱水率とは原の含水量に對する脱水量の比率、收縮率とは原の高さに對する收縮量の比率である。成層方向に脱水し易いことが立證されている。

尙現地において試料採取のために掘さくした坑の垂直剪斷面における湧水速度及び底面における水面の上昇速度を、掘さく後間もなく測定した値は表-7のとおりである。泥炭組織が部分的に不均齊なため測定値にも相當不同を示している。

表-7 掘さく坑内における湧水速度

| | 深さ (cm) | 切斷面湧水速度 (g/cm ² /min) | 水面上昇速度 (cm/min) |
|-----|---------|----------------------------------|-----------------|
| 幌向 | 95 | 0.000 | 0.53 (底面湧水大) |
| | 95 | 0.032 | |
| | 125 | 0.005 | |
| 新篠津 | 60 | 0.022 | 0.05 |
| | 110 | 0.031 | |
| | 160 | 0.013 | |
| 美唄 | 53 | 0.036 | 0.85 |
| | 65 | 0.193 | |
| | 95 | 0.240 | |
| | 102 | 0.302 | |

(3) 泥炭層の斷面構造

§1. 貫入試験

既述の如く泥炭地は一見、一樣均質の外観を呈しているが、事實は之に反して多くの場合、平面的にも斷面的にも極めて不均質であるから、相隣る場所から供試体を採取して土質試験をしても相當不同があり、且つその取扱及び試験法も可成面倒である。特に試料の採取は地下水位が略地表面近くあるため、採取位置が深くなる程益々困難となる。

茲に提唱する貫入試験法は此の困難を打開する一つの考案であつて、次に述べる如く、比較的容易に又詳細に、しかも深い泥炭層の場合にも、その底土に到るまで泥炭層の構造を土質工學的に打診することが出来る。

(a) 貫入試験法： 圓錐貫入試験法は泥炭調査用ハンド・ボーリングを利用して圖-15に示す如く、圓錐aを先端として長さ約1m、徑1.5cmのロッドbを繼足しながら之を泥炭層に貫入せしめる。圓錐は徑 $2r = 4\text{cm}$ 、 6cm 、頂角 $\theta = 30^\circ$ 、 60° を用意したが、實際には殆んど4cm徑 30° 角を用いた。ロッドcの上端にスプリング・バランス(25kg)fを取付け、

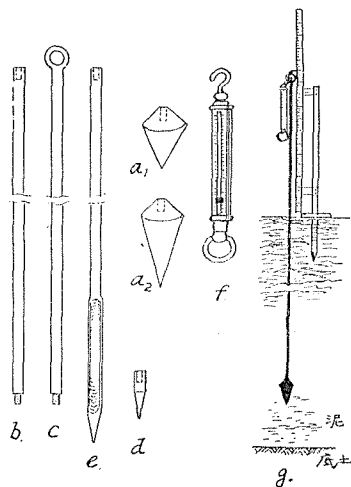


圖-15 貫入試験器具

之を引下げつつ回錐を泥炭層に徐々に貫入せしめながらバランスの読みを取る。バランスの読みは即ち泥炭の貫入抵抗を示すもので、之によつて泥炭の強さ、従つてその構造を判定することが出来る。先端が底土に達して停止すればロッドを抜取り、先端の回錐の代りに小錐(石突)eに取替え、之を同じ孔に挿入しつつロッドの抵抗を測り、更に之を抜取るとき再びその抵抗を測る。これらの測定は何れもバランスによる。これによつてロッド自体の重量、ロッド周辺に作用する摩擦又は浮力等の影響を決定して、先に回錐貫入によつて讀取つた値を修正する。最後に小錐の代りに試料採取用のロッドdを取付けて今一度泥炭層に差込み、泥炭・ドロ・底土等の土質をしらべる。gは全体の装置を示す。

(b) 貫入試験法の力學的検討： 回錐を貫入せしめる力 P は圖-16 に示すが如く、楔の作用で、回錐表面に全反力として $Q = P/\sin \frac{\theta}{2}$ が働き、 θ が小なるほど大となる。然し回錐の單位表面積當りの反力は $q = P/a$ (a は回錐の底面積) となり、 θ に關係なく一定である。

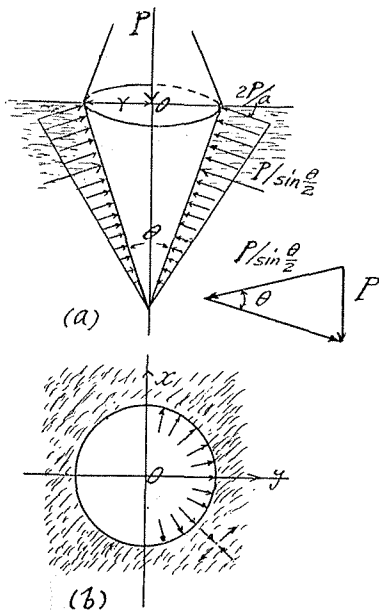


圖-16 貫入抵抗の解析

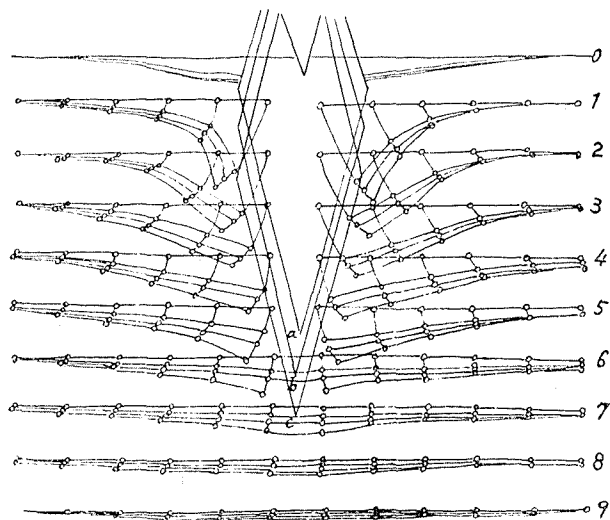


圖-17 貫入試験の模型實驗

回錐面に作用する壓力によつて回錐の貫入に従い、回錐周辺の泥炭は摩擦の外、横に押し擴げられる。泥炭層内の1點を考えると周囲の方向に張力が働らきラジアルの方向に壓力が作用する。かかる場合の力の解析は泥炭を弾性体と假定しても、縦と横の方向の弾性率が異なり、且つ回錐になつているから中々むづかしい。

よつて模型實驗において、泥炭層の斷面に豫め縦横の列にピンを挿入し、回錐の貫入によつて泥炭層内各點の變位狀況を觀測すれば、1例として圖-17が得られる。泥炭が時にせん維質であるため、回錐先端より下方へ可なり距つた位置でも壓力が波及し、下方へ變位している。回錐周辺では回錐が貫入するに従つて斜め下の方へ押しひろげられて行くことが認められる。この傾向はせん

維が強いほど増大する。

§ 2. 泥炭の断面構造

圖-18は幌向・美唄・新篠津各原野において貫入試験により、泥炭層の断面的構造を實測したものである。

主として既設の幹線排水路に沿うて排水路がひどく崩壊した不安定箇所と、變狀の少ない安定箇所について調査した。圖において縦は泥炭層の深さ(cm)、横は貫入抵抗(kg)を表わす。使用した圓錐は主として4cm径30°角で、貫入5cm毎にバランスの讀みを取つた。

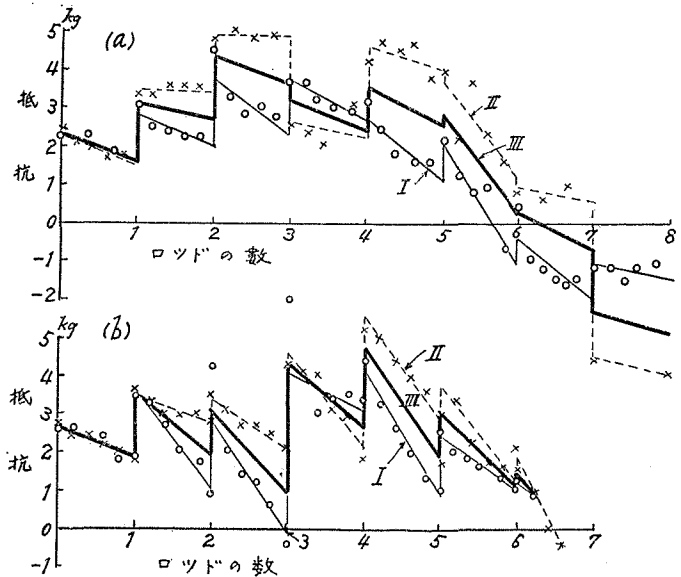
假に貫入抵抗15kg線を限界として、それより弱い部分には陰影を附して見やすくしてある。圖によれば底土に到るまでの泥炭層全断面の構造が一目瞭然となり、不安定箇所は弱く、安定箇所は強い構造であることが確證され、實情とよく符合することがわかる。しかも深さにより如何に複雑に變化しているかが認められる。泥炭層の下には底土との間に半流動状態の泥(Mudde)が介在する所があり、底土は一般に比較的堅固な粘土層である。圖-18中矢印を附して粘土とあるは、流動性粘土即ち泥の位置を示す。

圖-18(a)幌向原野： 清眞布川放水路に沿うてI-1, 2, III-1, 2は不安定箇所を、II-1, 2, 3は安定箇所を測定したもので、1, 2…等は夫々3m前後を距てている。

尙此の附近に於ける放水路の深さは4mに及び、寫眞-1はIに該當する地點の崩壊状態を示す。又IV-1, 2, V-1, 2では法面は稍安定しているが底面はひどく浮上つている。この附近の放水路底面の深さは約3.5mである。

圖-18(b)美唄原野： 西-6號、I-1, 2, 3, 4は寫眞-2に示す不安定箇所てひどく崩壊し、西-5號II-1, 2は安定箇所て、針金泥炭と稱せられる構造を有している。排水路底面の深さは何れも3mである。

圖-18(c)新篠津原野： 38線4號附近で寫眞-3に示す如く相當ひどい變狀をしている所であるが、この附近一帯の貫入試験調査では比較的安定な構造を示している。特にI-1, 2, 3は僅か1mを距てた正三角形の頂點上の3點を測定したものであるが3點とも著しく相違していて平面的にも如何に變化が甚しいかが

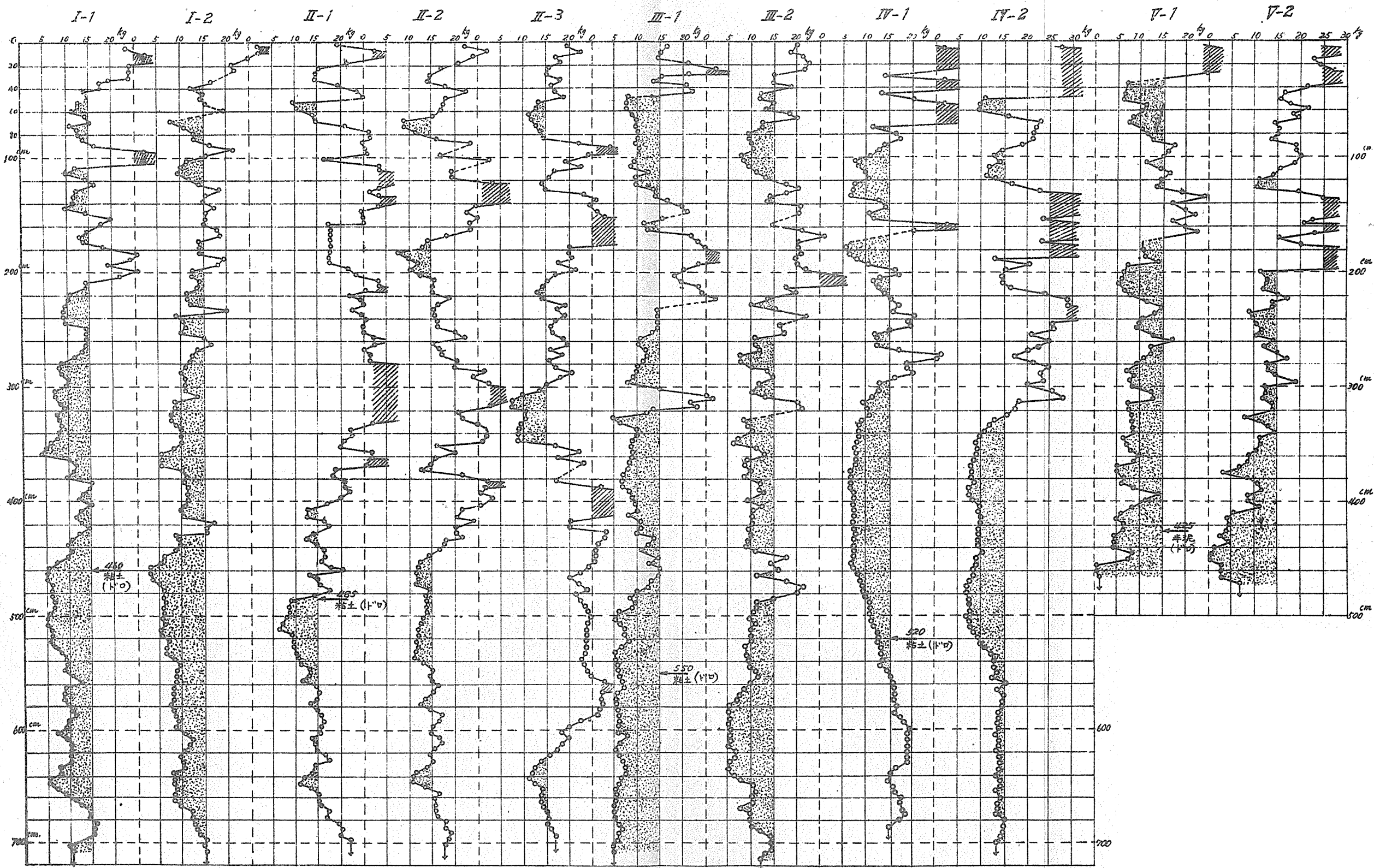


(a) 幌向Ⅱの場合 (b) 新篠津Ⅱの場合

圖-19 貫入抵抗に對する修正曲線

圖-18 a

中 堤 向 (清 泉 布 川 放 水 路 沿 公)



美 唄 (西 6 号)

(西-5号)

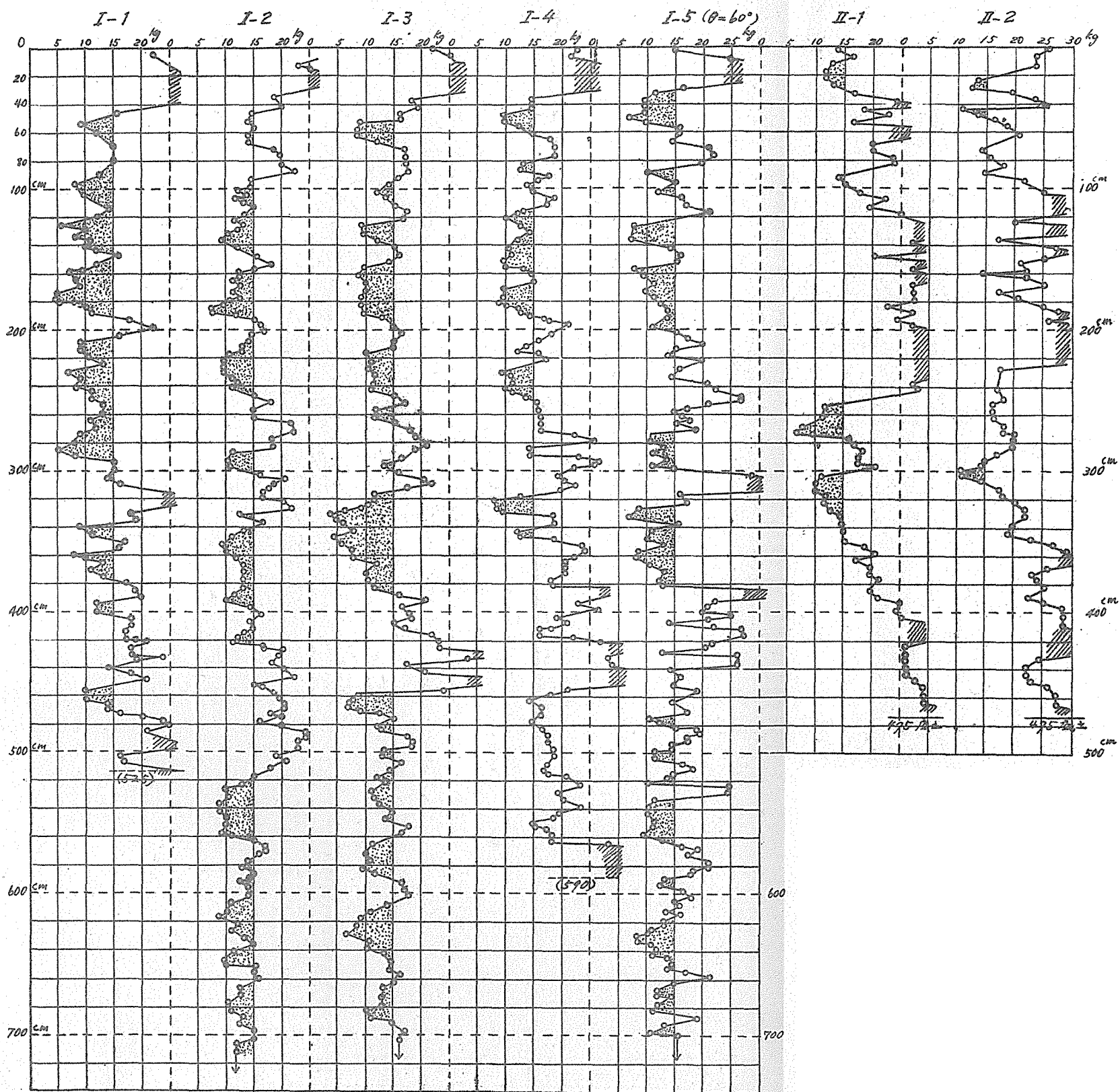
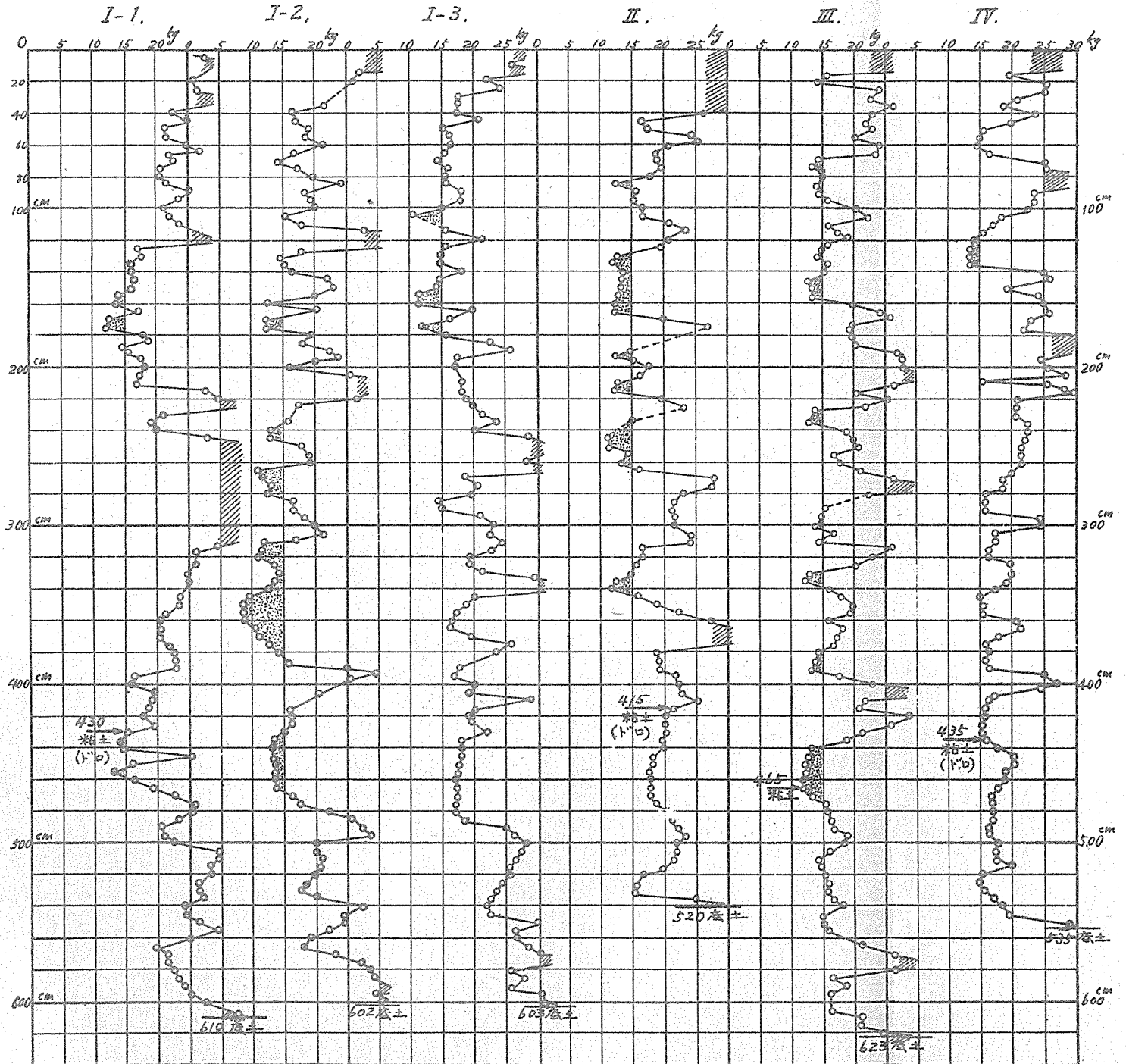


圖-18c

新條津 (38線4號附近)



うかがわれる。

圖-19は貫入試験におけるロッドの重量・摩擦・浮力等に對する修正曲線の例である。圖中曲線 I は小錐付のロッドを挿入する場合、曲線 II は引抜く場合、曲線 III は平均値で、ロッド 1 本を繼足す毎に階段的に變化する。所要の泥炭貫入抵抗は次の 2 式の平均値として求められる。

曲線 I の場合 $F_1 = m \pm n$

曲線 II の場合 $F_2 = m + 2 \sum W + n$

但し上式で F_1, F_2 は貫入抵抗、 m は圓錐貫入時のバランスの読み、 W はロッドの重量、 n は小錐付ロッド挿入又は引抜時のバランスの読みを表わす。プラス・マイナスはバランスにかかる力の方向を示す。尙圖 (a) は泥炭の抵抗が弱い場合、圖 (b) は割合に強い場合の例である。

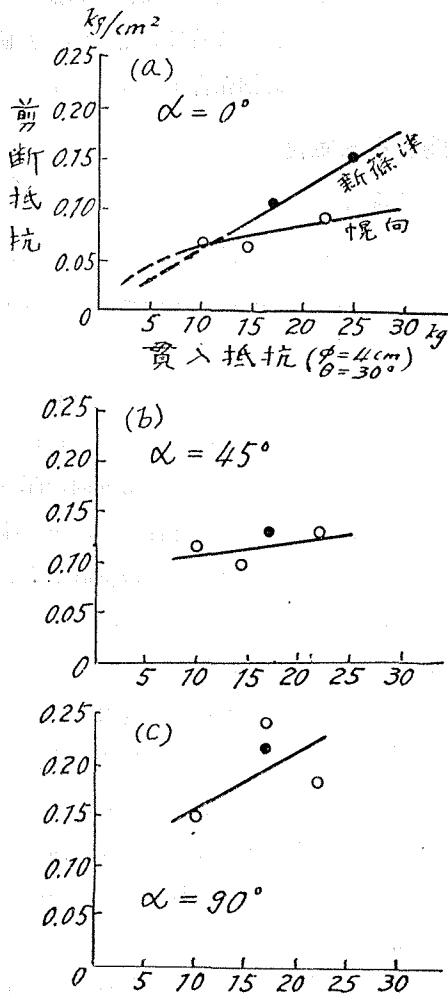


圖-20 貫入抵抗と剪断抵抗との關係 (1)

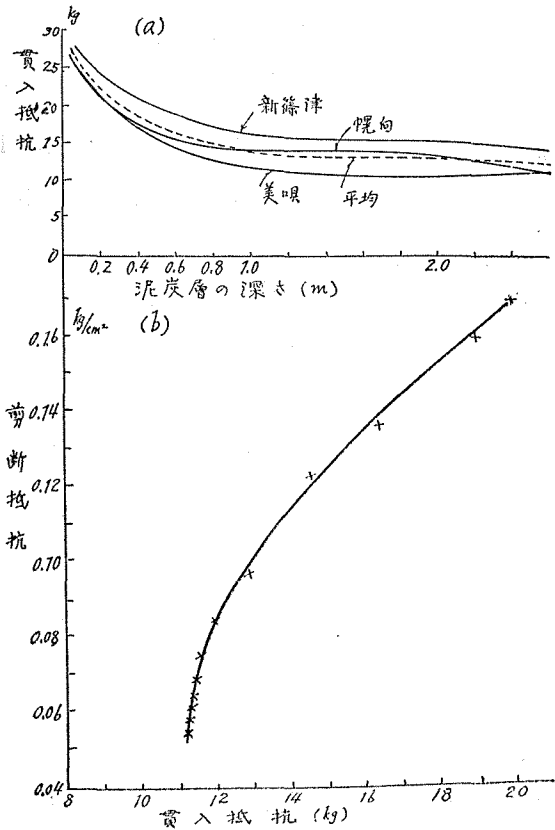


圖-21 貫入抵抗と剪断抵抗との關係 (2)

§3. 貫入抵抗と剪断抵抗との比較

貫入試験によつて求められる貫入抵抗は模型実験によつて明かな如く、壓縮作用・引張作用・剪断作用などが同時に働らくから、泥炭の総合的強さを表わす一つの尺度となり得ることは確かである。然るに他方泥炭の剪断試験においても、前述の如くその試験装置に種々工夫が加えられたが、しかも尙泥炭が縦横のせん維より構成されているため單純な剪断作用でなく、引張・ボンドが大きく關係し、又剪断面における力の傳達が一樣でないため、一部に壓縮作用も加わつて中々簡單でなく、剪断抵抗も或程度総合的な強さを表わすようにも考えられる。

現地における實驗結果に基づいて、貫入抵抗と剪断抵抗との關係を求むれば圖-22となる。又之とは別に泥炭層の断面構造圖圖-18のうち幌向 I-1, 美唄 I-2, 新篠津 II について夫々泥炭深さ 2m までの平均の貫入抵抗曲線を求め(圖-21a), 之を圖-6における平均の剪断抵抗曲線と對照して兩者の關係を求めるときは圖-21bが得られる。圖-20と圖-21bとを比較する時は相當ちがつた値を示している。之に就いては更に今後の調査が必要で、第2報において詳細報告する豫定である。

(4) 泥炭地盤の破壊沈下に関する安定性

§1. 排水路の安定性に関する検討

先ず排水路における底面の浮上り、法面のはみ出し、法肩の沈下、棄土法尻の地割れなどの破壊沈下に對する安定性を検討しよう。(排水路の變状は又泥炭層の plastic flow にも關連するようであるが茲では之にふれない。)

圖-22における如く、今滑り面を一應圓弧と假定して、滑り面の上端を棄土法尻の地割れの位置にとり、下端を排水路の中心に取る。泥炭の剪断抵抗は圖-6及び圖-8に示す平均値を基準として、滑り面の深さ及び滑り面が泥炭の水平層となす角度を條件とし、更に流動性の「泥」(茲では剪断抵抗はゼロとする)の位置をも必要により考慮に入れた。

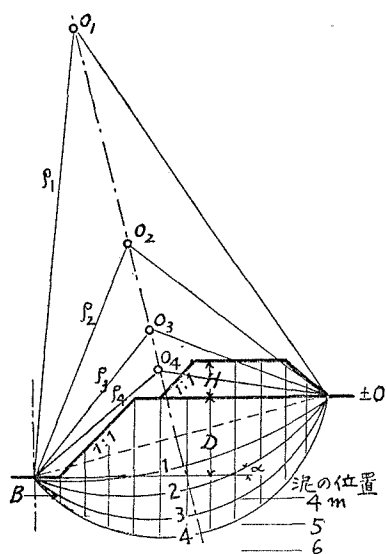


圖-22 排水路の安定度算定

圖-22において滑り面の位置を 1, 2, 3……にとり、各滑り面について滑り面から上にある土量の滑動力を求め、この滑動力に對する剪断抵抗の比を安全率として計算するときには表-8が得られる。これによれば排水路の深さが 2m (この時の底敷幅 1m, 棄土高 1m とする) 場合は、何れの滑り面でも安全であるが、之に對し深さ 4m (この時の底敷幅 3m, 棄土高 2m) では何れも安全率 1 以下でもない。然るに深さ 3m (この時の底敷幅 2m, 棄土高 1.5m) では丁度安全率は 1 に近い値となり一應安定である。泥の介在を考慮するとその位置により著しく不安定となる。

圖-22において滑り面の位置を 1, 2, 3……にとり、各滑り面について滑り面から上にある土量の滑動力を求め、この滑動力に對する剪断抵抗の比を安全率として計算するときには表-8が得られる。これによれば排水路の深さが 2m (この時の底敷幅 1m, 棄土高 1m とする) 場合は、何れの滑り面でも安全であるが、之に對し深さ 4m (この時の底敷幅 3m, 棄土高 2m) では何れも安全率 1 以下でもない。然るに深さ 3m (この時の底敷幅 2m, 棄土高 1.5m) では丁度安全率は 1 に近い値となり一應安定である。泥の介在を考慮するとその位置により著しく不安定となる。

(a) 表—8

| 排水路の断面 | 0 | 半径 ρ m | 滑り面最深度 m | 滑動力 ΣT kg | 剪断抵抗 kg | 安全率 (抵抗/ ΣT) |
|---------------------------------------|----------------|---|-------------|----------------------|------------|--------------------------|
| 深さ $D=2m$ 底敷幅 $B=1m$ 棄土高 $H=1m$ | 0 ₁ | 9.7 | 2.1 | 32.0 | 68.8 | 2.14 |
| | 0 ₂ | 5.8 | 2.7 | 35.5 | 63.9 | 1.80 |
| | 0 ₃ | 4.4 | 3.4 | 39.5 | 81.0 | 2.05 |
| | 0 ₄ | 4.0 | 4.1 | 29.5 | 79.4 | 2.69 |
| $D=3m$ $B=2m$ $H=1.5m$ | 0 ₁ | 17.2 | 3.2 | 73.0 | 88.0 | 1.21 |
| | 0 ₂ | 10.2 | 3.8 | 91.1 | 80.2 | 0.88 |
| | 0 ₃ | 7.4 | 4.8 | 99.0 | 99.5 | 1.00 |
| | 0 ₄ | $\left\{ \begin{array}{l} 6.5 \\ D'=5.0m \text{ の場合} \end{array} \right.$ | | 5.6 | 97.0 | 90.3 |
| | | | | | 64.5 | 0.72 |

D' = 「泥」までの深さ

(b)

| 排水路の断面 | 0 | 半径 ρ m | 滑り面最深度 m | 滑動力 kg ΣT | $D'=6.5m$ 以上 | | $D'=6.0m$ | | $D'=5.5m$ | | $D'=5.0m$ | |
|---|----------------|----------------|-------------|-------------------------|--------------|------|-----------|------|-----------|------|-----------|------|
| | | | | | 抵抗 kg | 安全率 | 抵抗 kg | 安全率 | 抵抗 kg | 安全率 | 抵抗 kg | 安全率 |
| 深さ $D=4.0m$ 底敷幅 $B=3m$ 棄土高 $H=2m$ | 0 ₁ | 21.6 | 4.2 | 140.8 | 92.4 | 0.66 | | 〃 | | 〃 | | 〃 |
| | 0 ₂ | 16.1 | 4.6 | 154.5 | 93.7 | 0.65 | | 〃 | | 〃 | | 〃 |
| | 0 ₃ | 13.2 | 5.1 | 169.6 | 97.8 | 0.58 | | 〃 | | 〃 | 95.2 | 0.56 |
| | 0 ₄ | 11.7 | 5.5 | 178.7 | 96.8 | 0.54 | | 〃 | 94.0 | 0.53 | 76.9 | 0.43 |
| | 0 ₅ | 10.4 | 6.0 | 187.9 | 99.8 | 0.53 | 97.2 | 0.52 | 84.8 | 0.45 | 69.4 | 0.37 |

安全率 = 抵抗/ ΣT D' = 「泥」までの深さ

殊に流動状態のドロの層があるときは、上層からの壓力は静水壓の如く相當遠くまで作用することになる。このことはボーリングの際、泥炭層にロッドを深く挿入して引抜くとき水が噴出したり、盛土箇所から 50 m も離れて溝を掘つた際水が押出してくることなどの事實からも推測される。そこで排水路の底部では泥炭質も軟弱であるから、泥の面における壓力差 (圖-22 における $D+H$) により容易に剪断されて底面を噴上げることになる。

今上層からの壓力が全部静水壓として泥の層に働くものとすれば、次の場合に底面は浮上ることになる。

$$\tau D_0 < w_0(D+H) \frac{B}{2}$$

但し τ = 排水路底面以下にある泥炭の剪断強さ ($\alpha=90^\circ$)

D_0 = 排水路底面より泥までの深さ

w_0 = 泥炭の單位重量, H = 棄土の高さ

D 及び B = 排水路の深さ及び底敷幅

上式を用いて底面浮上に安全な泥までの深さ ($D+D_0$) を計算すると表-9 が得られる。

但し $\tau = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $w_0 = 1.04 \text{ g/cm}^3$ とする。

表-9 底面浮上りに安全な泥の深さ (m)

| D | H | B=0.6m | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 4.0 |
|-----|-------|--------|--------|--------|---------|-------|
| 2 m | 1.0 m | 2.94 m | 3.56 m | 5.12 m | | |
| 3 | 1.5 | 4.56 | 5.34 | 7.68 | 10.02 m | |
| 4 | 2.0 | | 7.12 | 10.24 | 13.36 | 16.48 |

尤も敍上の計算ではドロの部分完全なる流動体と考へたが、若しこの部分が塑性体であれば静水壓としての影響は制約されてそれだけ安定となるわけである。

底面が浮上ると法肩は下がり、棄土の法尻が地割れ或は滑り面に沿うて滑り出し、法面は押出されることになる。急激な破壊沈下はかような過程によつて起る。

§2. 築堤の安定性

次に泥炭地に築堤を設けた場合の安定性について検討する。

盛土材料の單位重量を 1.7、天端幅を 5 m と假定し、滑り面は築堤の中央より起り、先端は地面と 45° に交わると考

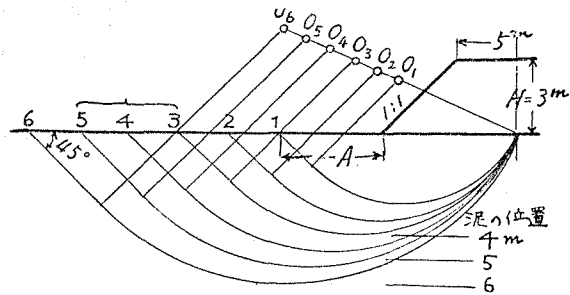


圖-24 築堤の安定度算定 H=3m

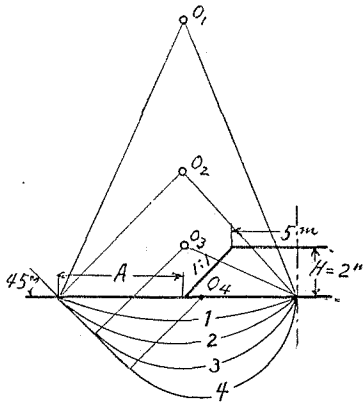


圖-23 築堤の安定度算定 H=2m

表-10 安全率

| A | 1 m | 3 m | 5 m |
|----------------|------|------|------|
| 0 ₁ | 5.36 | 4.75 | |
| 0 ₂ | 3.37 | 2.75 | 2.24 |
| 0 ₃ | 2.56 | 1.72 | 1.92 |
| 0 ₄ | 4.06 | 2.95 | 2.32 |

表-11

| 0 | A m | 滑り面 最深度 m | 滑動力 ΣT kg | D'=6m以上 | | D'=5m | | D'=4m | |
|----------------|--------|-----------------|-----------------|----------|------|----------|-------|----------|-------|
| | | | | 抵抗 kg | 安全率 | 抵抗 kg | 安全率 | 抵抗 kg | 安全率 |
| 0 ₁ | 4 | 2.4 | 75.0 | 99.2 | 1.32 | | | | |
| 0 ₂ | 6 | 2.9 | 100.0 | 108.6 | 1.09 | | | | |
| 0 ₃ | 8 | 3.6 | 116.5 | 116.9 | 1.00 | | | | |
| 0 ₄ | 10 | 4.1 | 125.5 | 127.7 | 1.02 | } | | 122.4 | 0.98 |
| 0 ₅ | 12 | 4.8 | 135.5 | 136.0 | 1.01 | | | 108.7 | 0.80 |
| 0 ₆ | 14 | 5.2 | 139.5 | 146.1 | 1.05 | | 127.4 | 0.91 | 109.9 |

える。図-23より、図-24より、

築堤の高さ 2 m の時、築堤の法尻より滑り面の先端までの距離 A 及び滑り面の位置を色々にかえて、前と同様にして各滑り面の安定度を求めると 圖-23、表-10 の如くなる。何れも No. 3 の滑り面が最も不安定であるが、それでも安全率は何れも 2 程度である。然るに築堤の高さを 3 m とするとき 圖-24、表-11 より滑り面の先端が $A=8\sim 12$ m の間にある時最も危険で、その安全率は辛うじて 1 程度である。築堤の高さが之より大なる時、又ドロの位置によつては更に不安定となる。

若し築堤の法尻に近く排水のため側溝を掘れば、側溝の位置は滑り面を決定づけて、却つて破壊沈下を促進する結果となる。反対に築堤の安定を増すためには、法尻より滑り面の先端を超えて「抑え盛土」を施工すべきである。

(5) 泥炭地盤の壓縮沈下に關する安定性

泥炭地盤は地下水位以下では含水率 95% に及ぶ水を含有する極端に軟弱な地帯であるから、之に荷重をかけた場合、泥炭内部の水が絞出されるに従ひ壓縮されて沈下し、長期に亘り徐々に進行する。然し之と同時に壓縮が進むに従つて内部抵抗も漸次増大するから、他に状況の變化を來たさない限り遂には平衡状態に達し、沈下は停止することになる。

地盤の壓縮沈下に對する安定性を理論的に検討するには、泥炭土に關する嚴密且つ長時日に亘る壓縮試験操作をなし、之を仔細に分析し考察することが必要である。この理論的研究については現在の所まだ報告する域に達していない。ここでは壓縮沈下に關連ある 2~3 の實驗調査を記述すると止める。

圖-25 は供試体(生振泥炭)断面 200 cm²、高さ 20 cm の圓錐について、連続 11 日間の壓密試験をした記録で、初め荷重 0.5 kg/cm² を 4 日間かけ、続いて 1.0 kg/cm² の荷重を 7 日間かけたが、尚徐々にあるが依然として沈下を続けている。その壓縮率は 35% に達している。

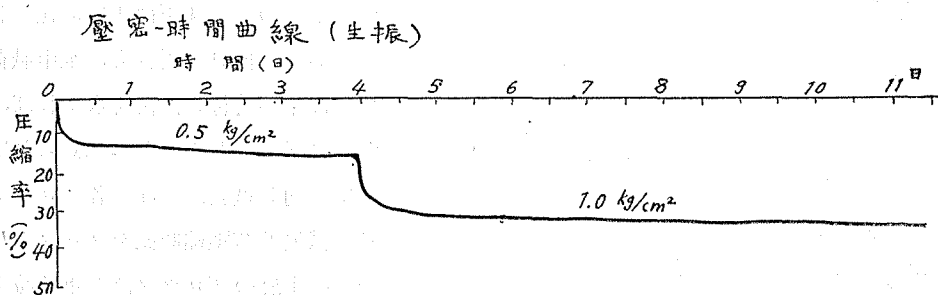


圖-25 壓密-時間曲線 (生振)

圖-26 は美原及び生振泥炭地において、20 cm 立方体の泥炭ブロック 10 箇を鐵枠内に積重ねた後、之を鐵管内に挿入し、泥炭上面に荷重をかけて壓縮沈下の時間的推移を觀測したものである。初め泥炭上面まで満水し、大体壓縮の落付くのを待つて荷重を一旦取卸し、彈性復歸及び各ブロック毎の壓縮状況を檢べた後、こんどは鐵管底部のコックをあけて水を排除する。之が落付けば排水

状態において再び荷重をかけて沈下状況を観測する。かくして試験開始後51日目に荷重を卸し、解体して各ブロックの壓縮量及び重量減をしらべた。

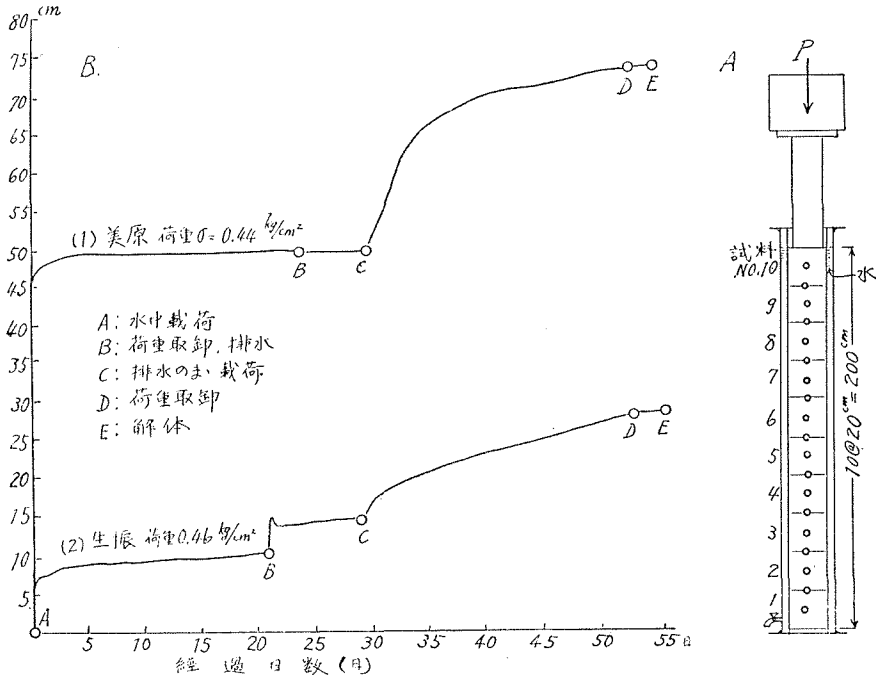


圖-26 鐵棒による壓密試験 (A) 試験装置, (B) 壓密曲線

同圖のAは實驗装置, B圖は觀測曲線である。試料を採取した美原原野は深さ11mの最も軟弱な高位泥炭地で排水路も何等設けてない。之に反して生振泥炭地は深さ2.5mで、早くより排水

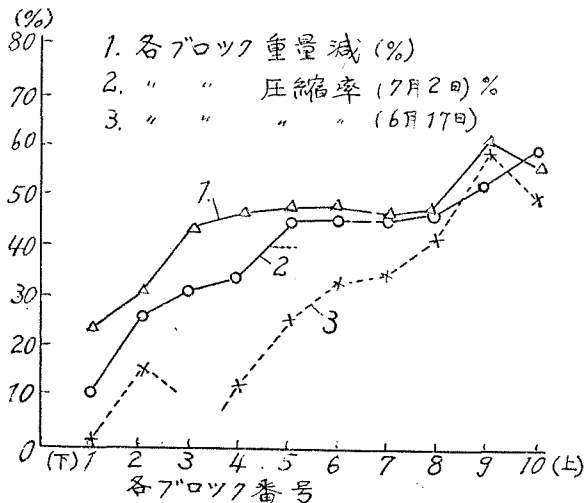


圖-27 鐵棒式壓密試験における各ブロックの重量變化及び壓縮狀況

工が施され分解度も高い箇所である。従つて美原の壓縮沈下は生振に比し著しく大である。何れの場合も、水中載荷において沈下が落付いた後排水すれば、沈下が再び活潑になることが認められる。圖-27は同じ實驗における各ブロックの重量の減退及び壓縮状態をプロットしたもので、上層のブロックほど重量減率・壓縮率は大き、下層に行くに従つて小さくなり、荷重影響の少ないことを示している。

圖-28は同じ美原及び生振泥炭地盤について載荷板の大きさを變え、之に何

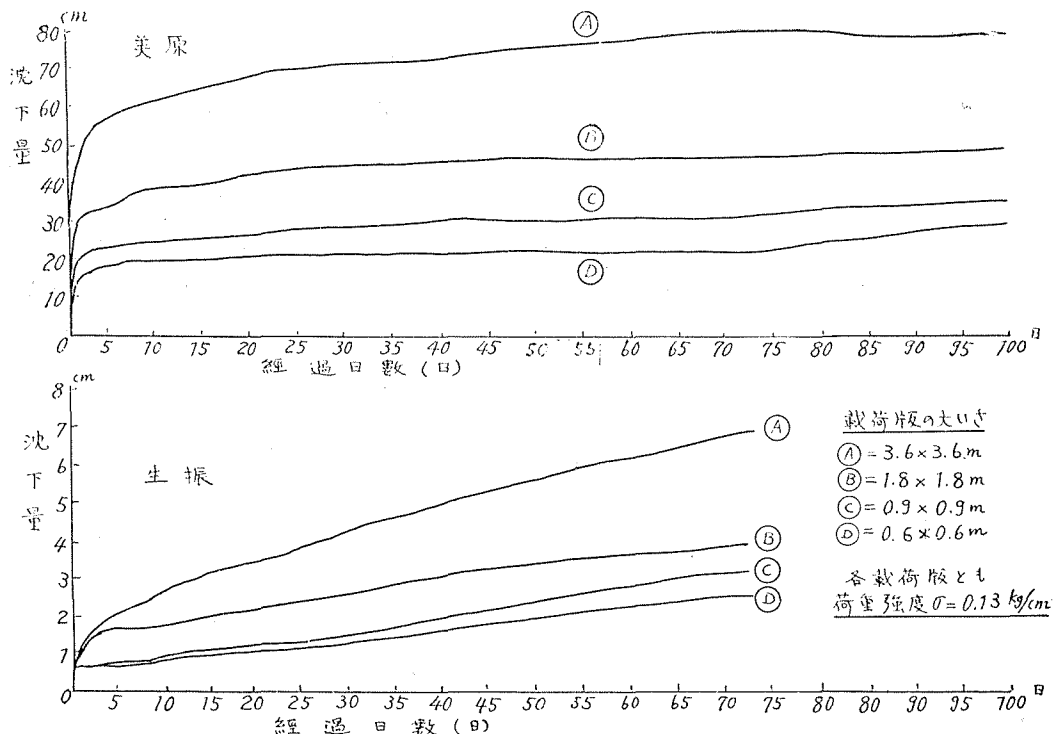


圖-28 長期載荷試験における沈下-時間曲線

れも同一荷重強度 $\rho = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ をかけて長期間に亘る沈下の進行状態を調べたものである。夫々75日, 100日を経過しても尚依然として沈下を続けている。美原の場合は生振の場合の丁度10倍の沈下を示している。載荷板の大きさの影響については、次の地盤の支持力の項において詳述するが、同じ荷重強度でも載荷板が大きいほど沈下量は大きい。尚 圖-29 は載荷板の邊長と沈下量との關係を表わすものである。

かように泥炭地盤は荷重のため長期に亘り沈下を続け、時には局部的に不等沈下を起すから特に警戒を要する。而して是等の場合、荷重に対する沈下速度及び最大沈下量も、壓密理論の追及によつては、或程度算定することが出来るわけである。

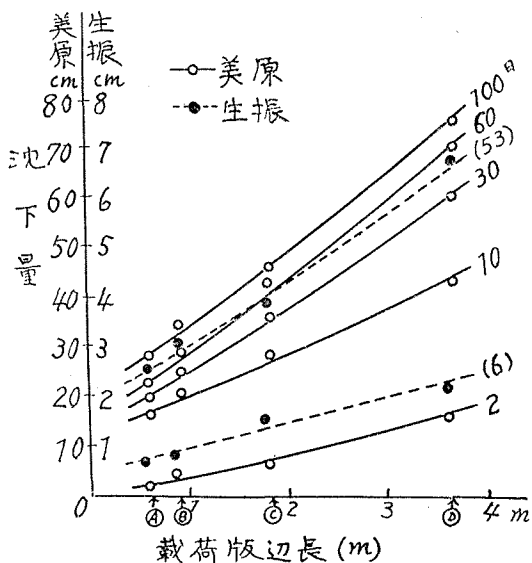


圖-29 載荷板邊長と沈下量との關係

(6) 泥炭地盤の支持力

前述の泥炭地盤の破壊沈下及び壓縮沈下に對する安定性の問題は、結局地盤の支持力の本質を究明することに歸着するのであるが、他方地盤の支持力を直接判定するには載荷試験に依ることが出来る。茲には主として載荷試験によつて泥炭地盤の支持力の問題を檢討する。

圖-30 は生振泥炭地において實施した載荷試験による荷重-沈下曲線の 1 例である。A は泥炭地を素地のまま基盤として試験したものである。本試験では表面に生えている雜草の株を除去した後

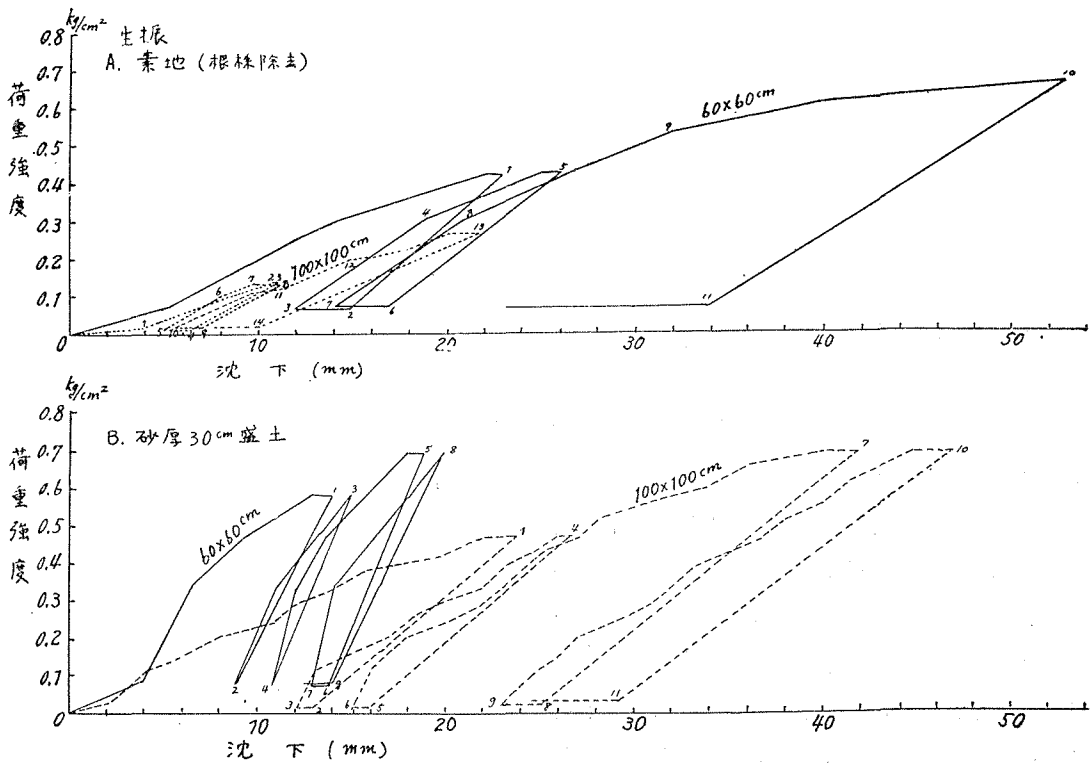


圖-30 載荷試験における荷重-沈下曲線

表-12 泥炭地盤の路盤係數 K ($p=0.5 \text{ kg/cm}^2$) (生振)

| 載荷板 D cm | | K の 値 (kg/cm^3) | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 平均 |
| 60×60 | 第 1 回載荷 (a) | 0.22 | 0.17 | 0.17 | 0.25 | 0.22 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.22 | 0.23 |
| | 繰返し載荷 (b) | 0.25 | 0.28 | 0.29 | 0.30 | 0.29 | 0.34 | 0.37 | 0.37 | 0.37 | 0.32 |
| | 比 (b/a) | 1.14 | 1.64 | 1.70 | 1.20 | 1.32 | 1.35 | 1.48 | 1.08 | 1.61 | 1.38 |
| 100×100 | 第 1 回載荷 (a) | 0.16 | 0.11 | 0.13 | 0.17 | 0.13 | 0.11 | 0.15 | 0.17 | 0.14 | 0.14 |
| | 繰返し載荷 (b) | 0.19 | 0.17 | 0.14 | 0.22 | 0.20 | 0.13 | 0.17 | 0.19 | 0.17 | 0.18 |
| | 比 (b/a) | 1.19 | 1.55 | 1.08 | 1.23 | 1.53 | 1.18 | 1.26 | 1.12 | 1.21 | 1.28 |

に試験しているが、此の部分は比較的強い所であるからむしろ除去しないことが望ましい。Bは泥炭地盤が極めて弱いから、之を改良して支持力を増進せしめる目的で地盤の上に砂を盛土した場合である。何れも載荷板として60×60cm, 100×100cmの大きさのものを使用している。

泥炭地盤は荷重に対して非弾性的に作用するが、荷重を繰返し反復する時は幾分は漸次弾性化し支持力も初めの値に對し30~40%強くなる。地盤の支持力を表わすに一般に路盤係数 K (kg/cm^3) を用うる。或いは地盤沈下係数とも云う。 K は単位沈下に要する荷重強度のことである。生振泥炭地の各點について K の値を求むれば表-12が得られる。本表によつても明かな如く、泥炭地盤の支持力 K の値は生振の如き良好な条件の場合でも0.15以下 ($D=100 \times 100\text{cm}$) で、如何に低率であるかが刮目される。

地盤支持力の改良対策として、表面に盛砂をすれば砂の厚さに應じて K の値は増進する。表-13は砂厚を色々に変えた場合の結果をしめしている。此の場合の砂厚及び載荷板

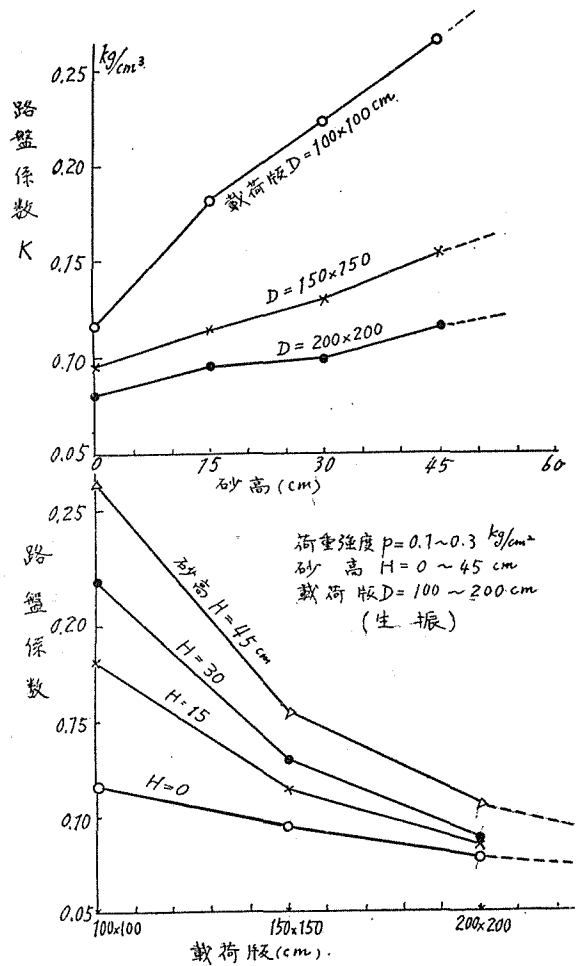
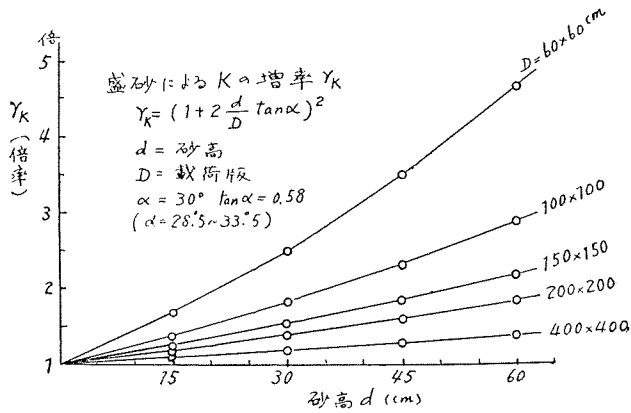


圖-31 盛砂に對する路盤係數

表-13 盛砂に對する路盤係數 K (kg/cm^3) (生振)

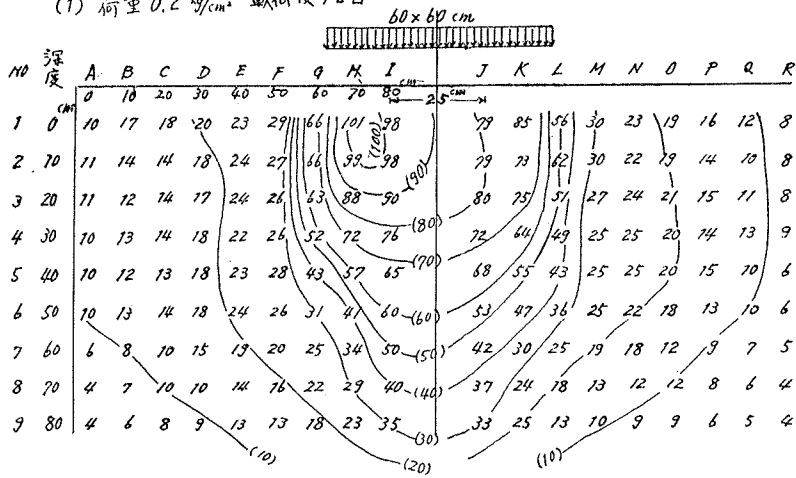
| 砂高 H cm | 載荷板 D cm | 路盤係數 K (kg/cm^3) | | | |
|--------------|---------------|--|-------|-------|-------|
| | | 荷重強度 $p = 0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ | 0.2 | 0.3 | 平均 |
| 0 | 200×200 | 0.083 | 0.081 | 0.077 | 0.080 |
| | 150×150 | 0.088 | 0.096 | 0.100 | 0.095 |
| | 100×100 | 0.110 | 0.118 | 0.121 | 0.116 |
| 15 | 200×200 | 0.088 | 0.099 | 0.097 | 0.095 |
| | 150×150 | 0.110 | 0.114 | 0.118 | 0.114 |
| | 100×100 | 0.178 | 0.179 | 0.185 | 0.181 |
| 30 | 200×200 | 0.096 | 0.104 | 0.096 | 0.099 |
| | 150×150 | 0.127 | 0.131 | 0.131 | 0.130 |
| | 100×100 | 0.211 | 0.229 | 0.229 | 0.223 |
| 45 | 200×200 | 0.115 | 0.121 | 0.111 | 0.116 |
| | 150×150 | 0.154 | 0.153 | 0.155 | 0.154 |
| | 100×100 | 0.271 | 0.261 | 0.259 | 0.264 |



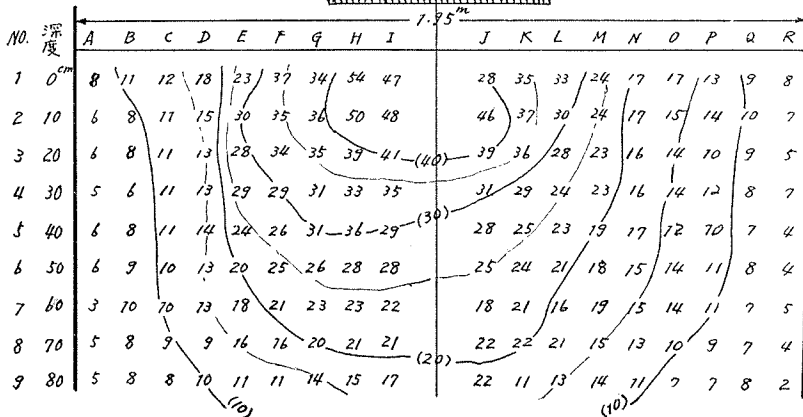
圖—32 盛砂の効果

A. 各深度の変位量 (生振)

(1) 荷重 0.2 kg/cm^2 載荷後7日目



(2) 荷重 0.2 kg/cm^2 載荷後5日目
 (矢板122圓圍締切)



圖—33

の大きさと K 値との関係を圖示すれば圖-31 の如し。 載荷板は 100×100 , 150×150 及び 200×200 の3種を使用している。

盛砂の効果即ち K 値の増率は次式によつて求められる。

$$r_K = \left(1 + 2 \frac{d}{D} \tan \alpha\right)^2$$

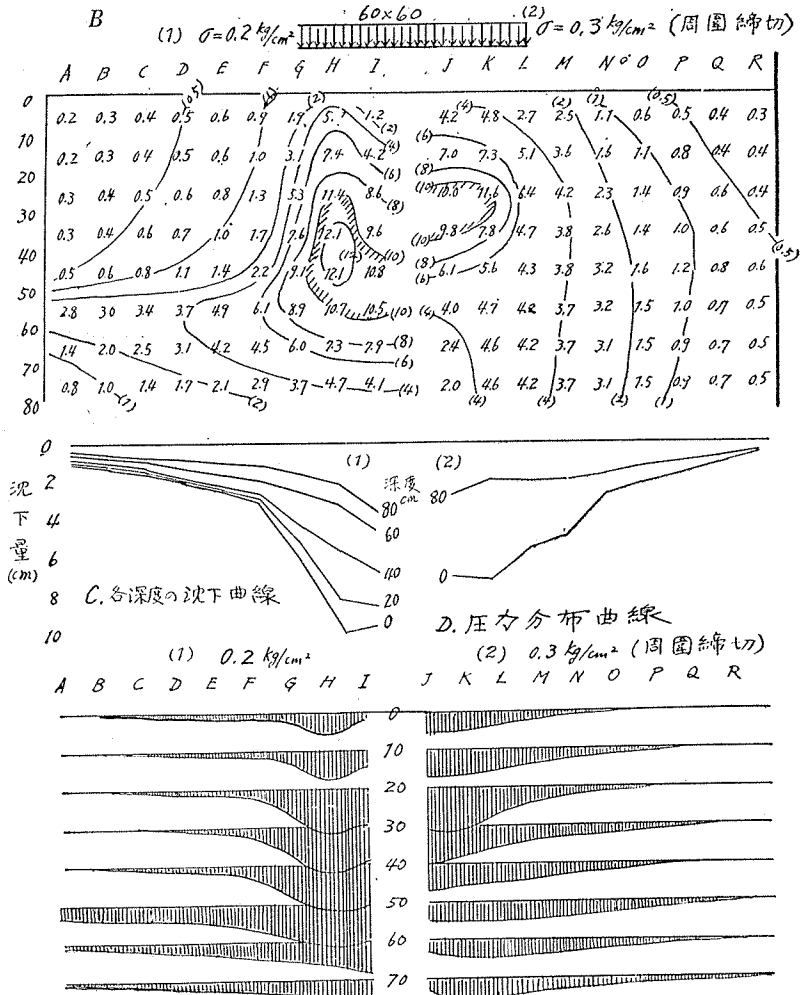
但し r_K = 砂を用いない時の K の値に對する増率

d = 砂厚

D = 載荷板 (正方形) の邊長

α = 砂層内における壓力の分散角度

α の値は多數の實驗結果より $28.5^\circ \sim 33.5^\circ$, 平均 30° となり, 大体砂の摩擦角に一致する値である。 圖-32 は上の式によつて求めた圖表である。



圖—34

泥炭地盤に載荷した場合、泥炭層内部における各點の變位状態を現地に設備した装置により泥炭層の斷面について實驗的に觀測したものの1例は圖-33である。同圖の(2)は特に泥炭周圍を矢板で締切つた場合で、之に對し(1)は何等締切りを設けなかつた場合である。(1)、(2)を比較すると特に締切りを設けた場合では各點の變位量は著しく輕減されていることが認められる。

此の圖に基いて、各點の壓縮率を求むれば壓力の分布状態が推定出来る。圖-34Bは各點の壓縮率を示し、同圖Dは各深さにおける壓力の分布を示している。これによれば載荷板直下の壓力は比較的小さく、却つて更に下に下つた所に最大壓力を示す箇所が現われている。そして締切りを設けない場合は壓力が側方へ廣く延びて傳えられていることが判る。

(7) 結 語

本文は石狩地域の泥炭地帯を對象として泥炭の土質工學的本質を究明し、又泥炭層の斷面構造を判定し、更に進んで泥炭地盤の安定性及び支持力について一應檢討し、以て泥炭地開發に伴なう諸般の計畫及び施工に對處すべき基本理念を把握せんとしたものである。素より著者の現段階においては研究調査の緒についたばかりであり、問題が廣範圍且つ極めて解決困難であるから、むしろ今後の開拓に俟つべき幾多の分野が残されている。

従つて茲に記述したのもその概要に過ぎない。只此の方面に關する資料は著者寡聞にして餘り之を知らず、從來之に關する施策も多くは暗中摸索的であつたようで、之に對して多少とも科學的根據を與え、計畫施工に對する指針の一助ともなれば幸甚である。

本文中泥炭の土質工學性及び泥炭層の斷面構造については、主として幌向・美唄・新篠津泥炭地を採り、支持力の問題に關しては専ら美原、生振泥炭地を選んで、一貫していないのは誠に遺憾であるが、前者は昭和24~25年の調査資料を基に、後者は昭和19年前後の研究資料に依つたためである。

尙、昭和24~25年の調査研究に對しては一部文部省科學研究費の補助を受け、當時の北海道土木部土地改良課及び札幌土木現業所の協力を得たものであることを附記して、感謝の意を表する。