

### viii) ハンマー重量

ハンマー重量 ( $W$ ) が 1.8t に対し、クイ重量 ( $P$ ) が 2.8t/本で、1 のとき  $W/P$  は、0.64、2 本 のとき 0.32、3 本 のときは 0.21 となる。一般にコンクリートグイでは  $W/P=0.4$  以上を必要とするといわれているが、2 本目からはハンマー重量の不足が目立つ。また一打撃ごとの貫入量が 2.5 mm 以上であることが、必要であるとされているのに対し、もしこれだけの貫入量を得ようとする、落下高が大きくなり、したがってハンマーのはね返りも大きく、打撃効率が減少する。

### 参 考 文 献

- 土木工学ポケットブック。  
土木工学ハンドブック。  
土質試験法解説第 2 集：土質工学会編。  
鋼杭工法：石井靖丸，技報堂。  
パイプハイル技術資料：日本鋼管 K.K. 昭和 34 年 7 月。  
遠心力鉄筋コンクリートグイ：コンクリートパンフレット第 48 号，社会法人，日本セメント技術協会。  
杭と井筒の設計と施工：後藤清，工学出版社。  
基礎反力の解法：柴田直光，鹿島建設技術研究所出版部。  
鉄筋コンクリート基礎グイの水平力試験：伊沢信，土木技術，Vol. 15, No. 12。  
最近の遠心力鉄筋コンクリートグイ継手工法について：綾亀一・中田重夫，土木学会誌，Vol. 44, No. 5。  
基礎の設計，施工について：第 24 回土木工事施工研究会記録，日本国有鉄道施設局，昭 31. 11。  
八間堀川橋梁基礎杭試験について：建設省関東地方建設局常総国道工事事務所，昭 33. 11。  
金浦橋基礎杭調査報告：建設省中国地方建設局岡山工事事務所，昭 34. 10。

## 18. 盛土による沈下について

—— 泥炭地における河川築堤の土質工学的調査 ——

特に基盤沈下係数について

土木試験所 高安隆 郎

### 1. ま え が き

泥炭地に盛土をした場合、現在行なわれているような河川築堤の盛高 2~4 m 程度の小規模なものであっても、竣工時までには相当量の堤体圧縮と基盤沈下が生ずるだけでなく、竣工後においてもこれらの変形は無視できない量と長期の経過をたどるのである。

このために所定断面、盛高の築堤を行なおうとする場合、これが基盤の支持力を越えて安定度に危険が生ずることのないような場合であっても、施工中と施工後の変形が大きいため所定のものを得るために必要な断面・盛高を予定することが従来きわめて困難であった。

これを明らかにするためには、実際の築堤について変形のデータを集積し、その環境条件との関係を明らかにするとともに、築堤と基盤の構成材料の変形特性を調べて、それらの相関性を究め、一般法則化することが望

ましい。このために、我々は昭和28年より石狩川流域泥炭地のうち、主として幾春別川新水路築堤、旧豊平川新水路築堤において調査を進めてきた。

調査方法およびこれまでの結果の概要については建設省直轄技術研究会、その他においてすでに何回か報告されている。

本報告は主として、沈下の時間的経過と、本調査における沈下データの取扱方として便宜的に定めた一つの指数“基盤沈下係数”について述べてある。

## 2. 沈下の時間経過

沈下の時間経過は、これまでの実測の範囲では経過時間を対数でとった  $\log t$  方式、または双曲線式で表わされ、いずれの方式も各地のデータを比較的良く表わしている。

### 1) $\log t$ 法

沈下の  $\log t$  による表示は

$$\delta = a + b \log (t/t_0)$$

$\delta$ : 中心沈下量

$a, b$ : 常数

$t$ : 経過時間

で表わされるが、この表わし方で  $t = \infty$  で  $\delta = \infty$  となり、時間経過の大きいところでは実測値から離れるから不合理であり、この式は適用時間の制限をうけることになる。

### 2) 双曲線式

沈下を図18-1のような双曲線式で表わすと  $\log t$  による矛盾を避けることができる。すなわち

$$\delta = \frac{t}{a+bt} + C$$

$\delta$ : 中心沈下量

$C$ : 完了時の沈下量

$t$ : 経過時間

$a, b$ : 常数

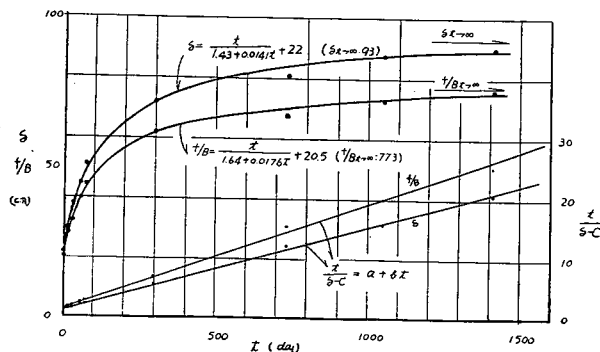


図 18-1 幾春別川新水路築堤  
左岸 1965 m  $\phi$ ,  $f/B$

で表わされ、 $t = \infty$  で最終沈下量  $\delta_{t=\infty} = 1/b + C$  となる。

また、この式の  $t=0$  における接線勾配、すなわち初期沈下速度  $1/a$  は現地の環境条件により予測されるべきものであるが、現在まで得たデータの範囲では決定できなかった。これは  $t=0$  を築堤完了後の第1回観測日にとったこと、かつ完成と観測日の日数が各観測断面ごとに不定であることも決定できなかった原因の一つと思われる。 $a$  を知るには現在の段階では沈下の初期のデータから推定するほかない。

## 3. 基盤沈下係数

築堤基盤の変形特性を調べる一つのよりどころとして、上記の双曲線式より求めた最終沈下量をもとにして便宜的に圧密論における体積減少係数 ( $m_v$ ) と名付けられているものに相当する“基盤沈下係数”なる指数を定めた。基盤沈下係数は、基盤圧縮率/荷重強度で下記の式をもって表わされる。

基盤沈下係数

$$V_i = \frac{\delta^\infty/L}{\Delta P} (t/m^2) (\Delta P = H_0 \tau_0)$$

基盤沈下体積係数

$$V_v = \frac{f_\infty/B/L}{\Delta P} (t/m^2) (\Delta P = F_0/B \cdot \tau_0)$$

(記号)  $\delta^\infty$ : 最終中心沈下量 (m)

$L$ : 泥炭層厚 (m)

$f_\infty$ : 最終沈下面積 (m)

$B$ : 敷幅 (m)

$H_0$ : 築堤完了時実盛高 (m)

$F_0$ : 築堤完了時実盛面積 (m<sup>2</sup>)

$\tau_0$ : 築堤材料の単位体積重量 ( $\approx 1.0$  t/m<sup>3</sup>)

また、この係数は図 18-3 a ( $m_v \sim n$ ) にもみられるように泥炭の  $m_v$  (0.08~0.12) に比し粘土の  $m_v$  ( $\approx 0.01$ ) は非常に小さな値を示すこと、さらに荷重強度の鉛直分布をも考慮すると、この程度の盛土に対しては粘土層の圧縮の影響は無視してさしつかえないと仮定した。

しかし下層粘土が土層泥炭にくらべて無視できないほど軟弱な場合、荷重強度の大きい場合には粘土層も考慮しなければならない。

この基盤沈下係数は圧縮層である泥炭層の性質、築堤条件、その他により当然変化する。

このために泥炭層の物理的性質、強度特性、築堤高などの関連性を現在まで得たデータについて検討してみた。

なお、圧密試験は個々の地域について築堤の影響のないと思われる素地より 3 インチシンウォールサンブラーで採取したものについて行なった。

泥炭の圧密試験方法については種々問題があるが、一応一般に行なわれている 24 時間法に基づいた。

### 1) 基盤沈下係数 ( $V_i$ ) ~ 体積減少係数 ( $m_v$ )

圧密試験より得た  $m_v$  と  $V_i$  を比較すると図 18-2 b のように 45° 線近くに分散しており、現地と圧密試験

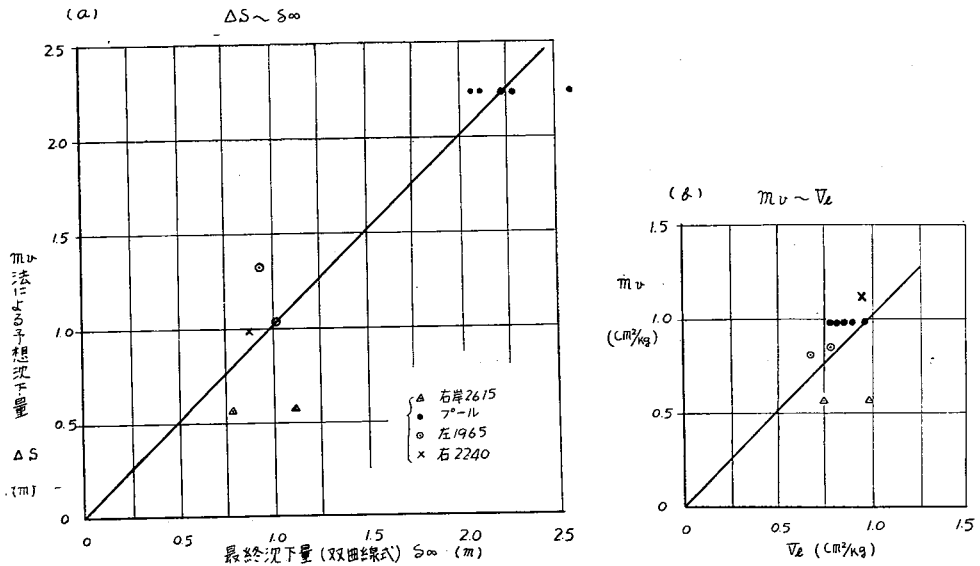


図 18-2 圧密試験と現地 (双曲線式) の比較

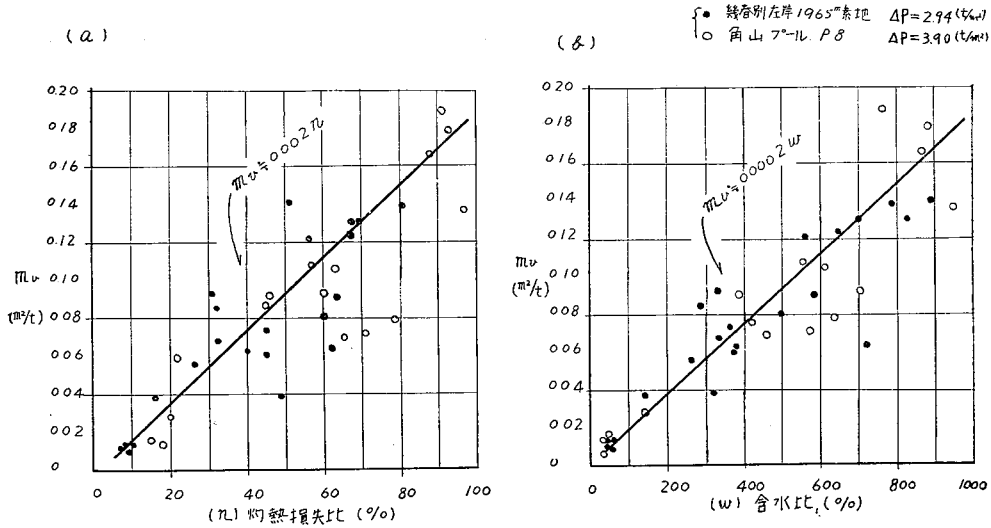


図 18-3 圧密試験における  $m_v$  ~ 灼熱損失比・含水比

の本質的な違いを考慮すると、この程度のばらつきはいたしかたない。

また、 $m_v$  より算出した予想沈下量 ( $S = m_v \cdot \Delta P \cdot L$ ) と双曲線式による最終沈下量 ( $\delta_{t \rightarrow \infty}$ ) を比較すると 図 18-2 a のように割合に良い対比を示している。

2) 基盤沈下係数 ( $V_i$ ) ~ 含水比 ( $w$ ), 灼熱損失比 ( $n$ )

まず圧密試験の  $m_v$  と  $n$ ,  $w$  をそれぞれ比較すると 図 18-3 のようになる。この関係は荷重強度で勾配が変り、ある幅をもって分布するが、この程度の荷重弱度ではあまり影響がないとして適合線を引くとほぼ  $m_v \approx 0.002n$ ,  $m_v \approx 0.0002w$  の各直線に沿って分散している。

基盤沈下係数について泥炭層の平均含水比、灼熱損失比 (圧密試料と同一地点で  $\phi$  1.5 インチピートサンプラーにより地表より 10 cm ずつ連続採取したものの平均) をみると 図 18-4 のようになり、ほぼ  $m_v \sim n \cdot w$  と同じ傾向を示しているが、 $n$ ,  $w$  の増加に伴う  $V_i$  はかなり小さな値を示している。

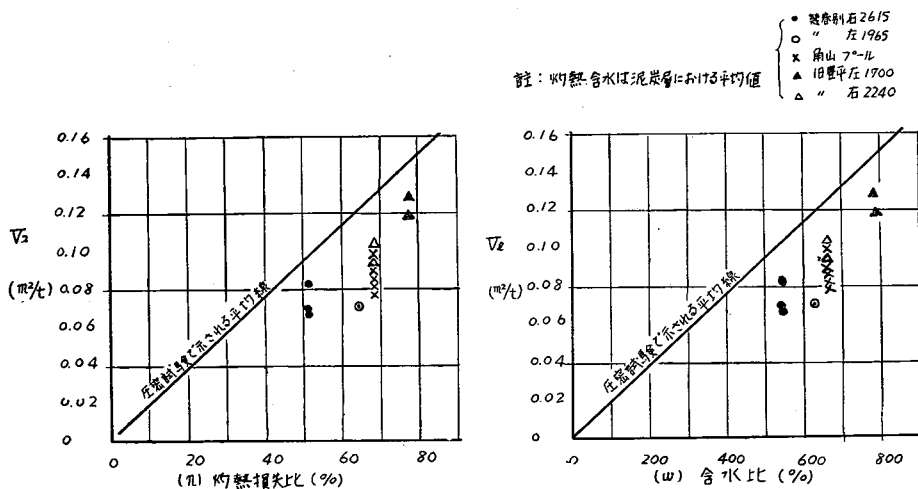


図 18-4 基盤沈下係数 ~ 灼熱損失比・含水比

3) 基盤沈下係数 (V)~貫入指数, ベーンシヤ

V と強度特性の関係を貫入指数についてみると 図 18-5 a のようになり, 指数の変化に乏しく  $V_i \sim \bar{C}_0$  は特別の関係がみられなかった。

ベーンシヤについてはデータが少なく比較することができなかったが, 既発表のように  $S=0.1P$  なる関係が当地にも適用できるので, 貫入指数のときと同様に特別の関係はみられないと思う。

しかし, 幾春別川新水路築堤左岸 1965 m においては強度試験, 圧密試験ともに経年的に良く観測されているので, 盛土の影響による基盤強度の増加と, 体積減少係数 ( $m_v$ ) の関係を調べてみた。

この地には現築堤よりも小規模な旧築堤が存在し, 中心部付近はあらかじめ圧密をうけていた。したがって素地, 盛土前旧中心, 盛土後 300 日経過の中心の 3 点について  $m_v$ ~貫入ベーン (泥炭層平均値) の関係をみると 図 18-5 b のように, 強度指数の増加に伴って  $m_v$  の値が減少することが分る。

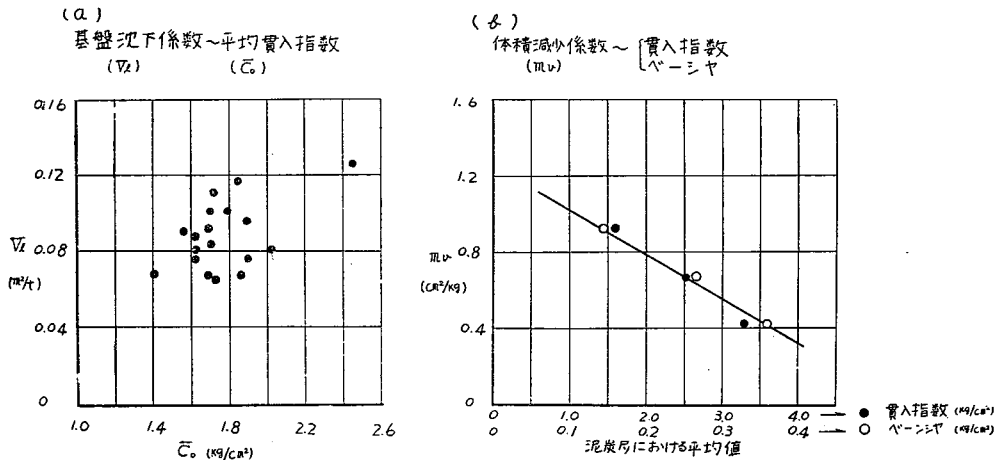


図 18-5

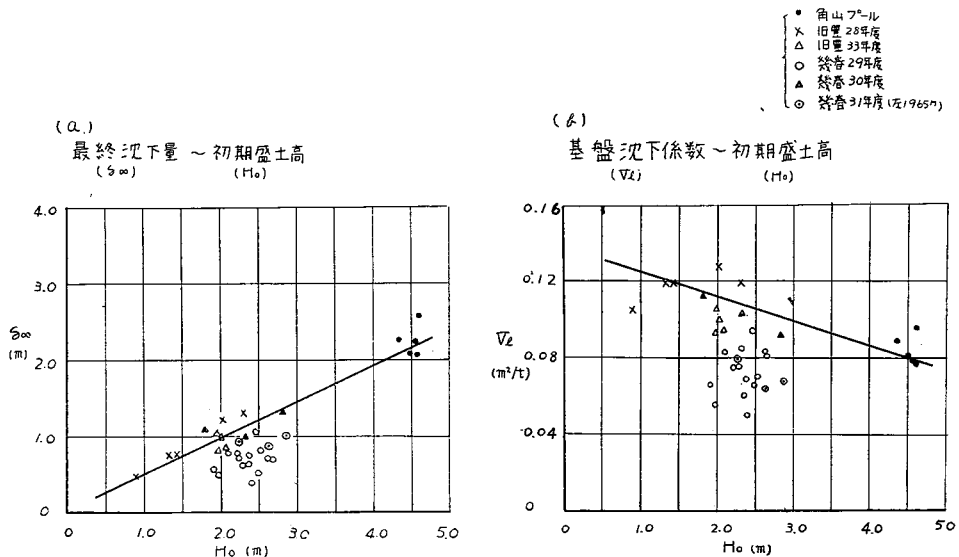


図 18-6

#### 4) 基盤沈下係数 ( $V$ )~盛土高 ( $H_0$ )

$H_0 \sim \delta_{t=\infty}$  は 図 18-6 a のようにほぼ直線関係を有し、完了時実盛高のほぼ 1/2 近く沈下することが分る。

$H_0 \sim V$  は 図 18-6 b のように盛高の増加に伴って多少  $V$  の値が小さくなる傾向が認められる。

### 4. む す び

以上、明確に判断できるだけのデータが得られなかったが、これら現地環境条件について  $V$  の値が定まると、その地域の盛土について、概略沈下量を推定することが可能である。

また室内実験による  $m_v$  値を用いて、沈下量を推定することはほぼ妥当であるとしてよい。

また双曲線式については、現在までのところデータをよく表わしてはいる。

## 19. 泥炭地盤上道路築造の一例について

札幌開発建設部 山 野 耕 二  
長 屋 幸 雄

### §1. ま え が き

北海道は石狩、根釧、北見、天北に広大な泥炭地を有しているが、今後高度に要請される道路の整備に計画の実施に対しては、高速交通許容のための円滑な線形の選定と、ますます制約される用地収用のために、泥炭地盤上道路築造の工学的解明をなして、その要請を実施しなければならない。

しかるに、近年土質工学は革命的進歩を遂げたとはいえ、まだ新しい分野の学問であり、特に軟弱地盤、なかんずく泥炭地盤の処理はその端緒を握っただけであり、未解決の問題はきわめて多く、その解明も困難である。したがって、理論的に不十分な観念でも、技術上の技法として利用し、現場における現象をできるだけ忠実に観測をなして、理論の不備を補い、この資料の集大成によって、泥炭地盤上道路築造工法を確立しなければならない。

ここに昭和 35 年度において、実施した工事の一例を報告するとともに、現場の体験よりの諸事項を述べたいと思う。

### §2. 計画と実施についての留意事項

ここに泥炭地盤の道路築造上に一般的留意事項を列記する。

#### A) 計 画

1. 施行計画は早期に樹立して、充分な施工期間を有するような年度計画のもとで着工すること。
2. 施工実施の計画に基づき、常に現地調査試験をなし、急ぐことなく確実な安全率を有して施工をすること。

#### B) 工 法 の 選 定

1. 施工期限の確立は、改良および舗装の完成時期を確立させ、急速、緩速、または除去の工法を選ぶこと。
2. 道路の等級と舗装型式によって処理工法を選ぶこと。
3. 泥炭地の深さ、性質および道路敷地外用地の状況により工法を選ぶこと。