

技術報告資料

第10号

昭和45年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

クイ基礎の解析と汎用電算プログラムについて……………	留 萌 開 建	外 崎	忍 1
水平地盤反力係数K値と土質常数との相関関係……………	土 試	菊 地	理 7
		上 井 偉 誉	
		○森 康 夫	
		永 井 俊 一	
新石狩大橋の基礎工（第3報）			
一とくに場所打コンクリートグイの静的、動的横抵抗に関する実験……………	札 幌 開 建	高 橋 陽 一	15
厚岸大橋基礎鋼管くいの載荷試験について……………	道, 土 木 部	小 山 義 之	23
	釧 路 土 現	○笠 原 正 勲	
	開 発 コ ン サ ル	須 田	
ラルマナイ地区における地すべりについて			
一道々札幌支笏湖線……………	札 幌 土 現	佐 藤 正 義	31
清水台地すべりについて……………	道, 土 木 部	松 田 豊 治	39
盛土基礎としての泥炭性軟地盤の圧密特性について……………	土 試	河 野 文 弘	45
		佐々木 晴 美	
		○四 方 哲 男	
セメント・ベントナイト混入土の透水性について……………	北 大	山 本 茂 治	53
一土の透水抑制に関する研究(Ⅰ)……………	〃	○梅 田 安 治	
電気浸透を利用した粘土の脱水特性に関する実験……………	北 大	○八 畝 時 雄	59
	白 石 基 礎	大 久 保 智	
フオールコーンの貫入量と含水比の関係について……………	函 館 工 専	佐 野 信 房	65
粘土のセン断強さとコーン貫入量に関する実験……………	北 大	○北 郷 繁 71	
	札 幌 土 現	佐 藤 正 義	
	日 本 道 路	川 尻 侑 伸	
	大 阪 府	矢 野 彰	
飽和粘土の強度におよぼすK、圧密の影響について……………	北 大	○三 田 地 利 之 77	
	土 試	能 登 繁 幸	
	北 大	上 田 一 敏	
杭の周面マサツカに関する実験的研究（第2報）……………	北 大	北 郷 繁 83	
	〃	八 畝 時 雄	
	北 電	○谷 藤 和 三	
	前 田 建 設	窪 田 敬 昭	
直接セン断試験の2・3の問題点について……………	函 館 工 専	佐 野 信 房	89
砂の強度特性に関する実験……………	北 見 工 大	○池 浦 勲 93	
	北 大	吉 田 博 之	
	〃	土 岐 祥 介	
砂の動的変形係数について			
一特に剛性率について……………	清 水 建 設	竹 中 久 99	
	北 大	○中 村 耕 次	
	〃	土 岐 祥 介	

乾燥砂の動的弾性係数におよぼす有効径および均等係数の影響について……………北	大	○齋	藤	和	彦	109
	運	省	佐久間	達	男	
	輸	大	土岐	祥	介	
振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について……………北	大	大	北郷	繁	117	
	◇	◇	○土岐	祥	介	
			鈴木	輝	之	

- 昭和43年度土質工学会北海道支部賞選考経過
- 土質工学会北海道支部賞授与規程
- 同 上 支部賞選考要領
- 本書刊行にあたり広告掲載賛助者目次

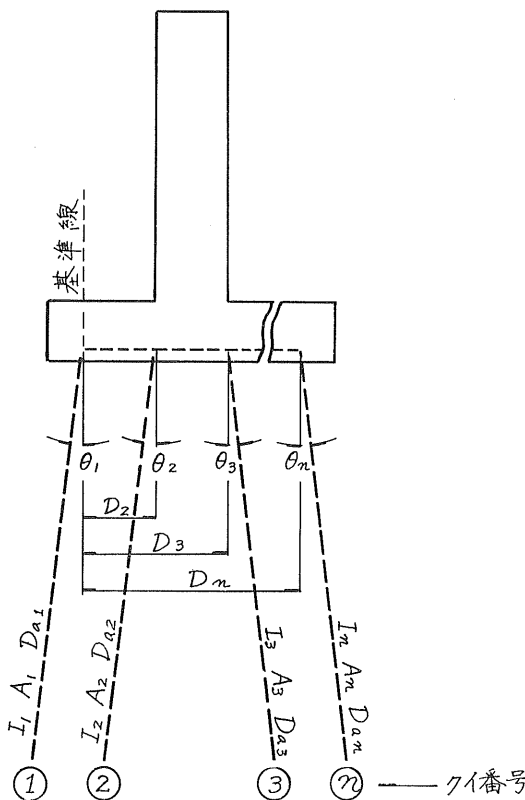
クイ基礎の解析と汎用電算プログラムについて

正員 外崎 忍*

1. ま え が き

クイ基礎の解析には、既に竹下氏の方法が発表されているが、本稿では仮想働の原理を用いて比較的簡単に解析を行なうとともに、弾性方程式の規則性を利用した任意傾斜、任意本数の解析が可能な電算プログラムについて述べる。

2. 骨組ならびに記号



図一

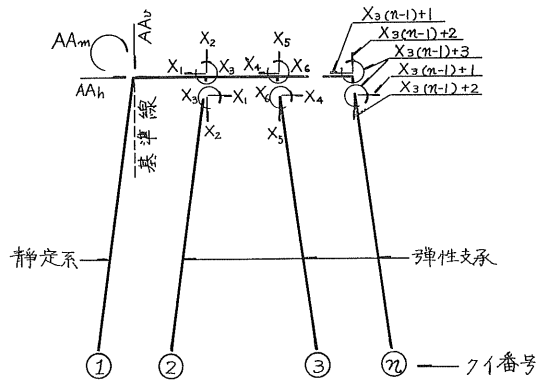
図一に示すように基準線のクイ番号を①とし以下右方え②……①……⑩とする。又基準線より各クイ頭までの距離を $D_1, D_2, \dots, D_i, \dots, D_n$ とする。勿論 $D_1 = 0$ である。

*北海道開発局留萌開発建設部 道第1課長

同様に各クイの断面2次モーメント、断面積、クイ径を夫々 $I_1 A_1 D_{a1}, I_2 A_2 D_{a2}, \dots, I_i A_i D_{ai}, \dots, I_n A_n D_{an}$ とし、傾斜角は $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_i, \dots, \theta_n$ とする。傾斜角の符号は θ_1 のみ時計まわりを正、他は時計反対まわりを正とする。

3. 構造解析

1) 静定系、弾性支承ならびに不静定力



図二

図二に示すように静定系は、①クイとフーチングが剛結されている構造で、且つ②……⑩クイ頭で水平垂直バネ、回転バネで弾性的に支持されているものとする。従って不静定力は n 本のクイに対し $3(n-1)$ 個導入されることになる。又静定系の水平力、垂直力、モーメントは基準線位置について考えるものとし、これを夫々 AA_h, AA_v, AA_m とする。符号は総て矢印方向を正とする。

2) 弾性方程式

弾性方程式は(1)のようになり n 本のクイ数に対し、 $3(n-1)$ 元の連立方程式となる。

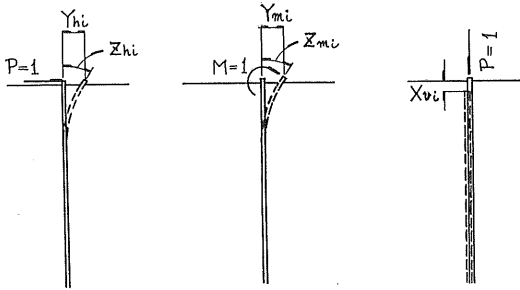
$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1i} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2i} & \dots & a_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{i1} & a_{i2} & \dots & a_{ii} & \dots & a_{in} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{ni} & \dots & a_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \dots \\ X_i \\ \dots \\ X_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{10} \\ a_{20} \\ \dots \\ a_{i0} \\ \dots \\ a_{n0} \end{pmatrix} \dots \dots (1)$$

ただし $a_{11} = a_{11}^{(1)} + a_{11}^{(2)}$, $a_{22} = a_{22}^{(1)} + a_{22}^{(2)}$ …… $a_{nn} = a_{nn}^{(1)} + a_{nn}^{(2)}$ である。

ここで $a_{11}^{(1)}$ は単位 X_1 方向力による②クイの X_1 方向変位, a_{10} は外力 AA_h , AA_v , AA_m による静定系の X_1 方向変位, $a_{11}^{(2)}$ は単位 X_1 方向力による静定系の X_1 方向変位, a_{1i} は単位 X_i 方向力による静定系の X_1 方向変位を示し, 結局 (1) 式の 1 行目は②クイ切口位置の静定系②クイの X_1 方向の変位のつり合い方程式に他ならない。他の行も全く同様な関係を表わし, 一般的に a_{ij} は撓性マトリクスの相対変位, a_{i0} は荷重項と呼ばれているものである。

3) 単グイ変位

(1) 式は傾斜とした単グイの変位の組み合わせに過ぎないので, クイ頭単位水平垂直力, 単位モーメントによる水平垂直変位, 角が基本になる。これまでのクイ設計では, 1937 年 Chang, Y, L が導いた公式を使用する例が多いが, 力～変位の関係が一次的であればどのような公式によってもよい。変位の記号は次のように定める。又 () 内に示したものは Chang, Y, L の公式である。



図—3

Y_{hi} : 単位水平力による①クイの水平変位 $(\frac{1}{2EI_i\beta_i^2})$

Y_{mi} : 単位モーメントによる①クイの水平変位 $(\frac{1}{2EI_i\beta_i^2})$

Z_{hi} : 単位水平力による①クイの撓角 $(\frac{1}{2EI_i\beta_i^2})$

Z_{mi} : 単位モーメントによる①クイ撓角 $(\frac{1}{EI_i\beta_i})$

X_{vi} : 単位押込み力, 引き抜き力による①クイのクイ軸方向変位

但し $\beta_i = \sqrt{\frac{KD_{ai}}{4EI_i}}$

K : 横方向地盤反力係数, D_{ai} : ①クイのクイ径,

I_i : ①クイの断面 2 次モーメント, E : クイ弾性係数

4) 荷重項の計算

荷重項は後述の電算プログラム作成の都合上変位に着目するクイ番号 i を変数とする数式で表わす。

a) a_{10} , a_{40} …… $a_{(3(i-1)+1)0}$ …… $a_{(3(n-1)+1)0}$

AA_h によるクイ番号 2, 3 …… i …… n の変位を夫々 $A_{h(1)}$,

$A_{h(4)}$ …… $A_{h(3(i-1)+1)}$ …… $A_{h(3(n-1)+1)}$ とする。

同様に AA_v による変位を $A_{v(1)}$, $A_{v(4)}$ …… $A_{v(3(i-1)+1)}$ …… $A_{v(3(n-1)+1)}$,

AA_m による変位を $A_{m(1)}$, $A_{m(4)}$ …… $A_{m(3(i-1)+1)}$ …… $A_{m(3(n-1)+1)}$ とする。

$$\left. \begin{aligned} A_{h(1)} &= A_{h(4)} = \dots = A_{h(3(i-1)+1)} = \dots = A_{h(3(n-1)+1)} \\ &= Y_{h1} \cdot AA_h \cdot \cos^2\theta_1 + X_{v1} \cdot AA_h \cdot \sin^2\theta_1 \\ A_{v(1)} &= A_{v(4)} = \dots = A_{v(3(i-1)+1)} = \dots = A_{v(3(n-1)+1)} \\ &= -X_{v1} \cdot AA_v \cdot \sin\theta_1 \cdot \cos\theta_1 + Y_{h1} \cdot AA_v \cdot \sin\theta_1 \cdot \cos\theta_1 \\ A_{m(1)} &= A_{m(4)} = \dots = A_{m(3(i-1)+1)} = \dots = A_{m(3(n-1)+1)} \\ &= Y_{m1} \cdot AA_m \cdot \cos\theta_1 \\ a_{10} &= a_{40} = \dots = a_{(3(i-1)+1)0} = \dots = a_{(3(n-1)+1)0} \\ &= A_{h(1)} + A_{v(1)} + A_{m(1)} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

又単位の AA_h による変位を特に $B_{h(3(i-1)+1)}$ とする。この理由は以降の b), c) にも共通するが, 常時の場合には $AA_h = 0$ となり相対変位 a_{ij} の計算に荷重項で計算したものが利用できなくなるからである。

b) a_{20} , a_{50} …… $a_{(3(i-1)+2)0}$ …… $a_{(3(n-1)+2)0}$

a) と同様に

AA_h による変位を $A_{h(2)}$, $A_{h(5)}$ …… $A_{h(3(i-1)+2)}$ …… $A_{h(3(n-1)+2)}$

AA_v による変位を $A_{v(2)}$, $A_{v(5)}$ …… $A_{v(3(i-1)+2)}$ …… $A_{v(3(n-1)+2)}$

AA_m による変位を $A_{m(2)}$, $A_{m(5)}$ …… $A_{m(3(i-1)+2)}$ …… $A_{m(3(n-1)+2)}$

とする。

$$\left. \begin{aligned} A_{h(3(i-1)+2)} &= Z_{h1} \cdot AA_h \cdot D_i \cdot \cos\theta_1 - X_{v1} \cdot AA_h \cdot \sin\theta_1 \\ &\quad \cdot \cos\theta_1 + Y_{h1} \cdot AA_h \cdot \sin\theta_1 \cdot \cos\theta_1 \\ A_{v(3(i-1)+2)} &= X_{v1} \cdot AA_v \cdot \cos^2\theta_1 + Z_{h1} \cdot AA_v \cdot D_i \cdot \sin\theta_1 \\ &\quad + Y_{h1} \cdot AA_v \cdot \sin^2\theta_1 \\ A_{m(3(i-1)+2)} &= Z_{m1} \cdot AA_m \cdot D_i + Y_{m1} \cdot AA_m \cdot \sin\theta_1 \\ a_{(3(i-1)+2)0} &= A_{h(3(i-1)+2)} + A_{v(3(i-1)+2)} + A_{m(3(i-1)+2)} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

又単位の AA_h による変位を特に $B_{h(3(i-1)+2)}$ とする。

c) a_{30} , a_{60} …… $a_{(3(i-1)+3)0}$ …… $a_{(3(n-1)+3)0}$

a) と同様に

AA_h による変位を $A_{h(3)}$, $A_{h(6)}$ …… $A_{h(3(i-1)+3)}$ …… $A_{h(3(n-1)+3)}$

AA_v による変位を $A_{v(3)}$, $A_{v(6)}$ …… $A_{v(3(i-1)+3)}$ …… $A_{v(3(n-1)+3)}$

AA_m による変位を $A_{m(3)}$, $A_{m(6)}$ …… $A_{m(3(i-1)+3)}$ …… $A_{m(3(n-1)+3)}$

とする。

$$\left. \begin{aligned}
 A_h(3) &= A_h(6) = \dots = A_h(3(i-1)+3) = \dots = A_h(3(n-1)+3) \\
 &= Z_{h1} \cdot AA_h \cdot \cos\theta_1 \\
 A_v(3) &= A_v(6) = \dots = A_v(3(i-1)+3) = \dots = A_v(3(n-1)+3) \\
 &= Z_{h1} \cdot AA_v \cdot \sin\theta_1 \\
 A_m(3) &= A_m(6) = \dots = A_m(3(i-1)+3) = \dots = A_m(3(n-1)+3) \\
 &= Z_{m1} \cdot AA_m \\
 a_{30} &= a_{60} = \dots = a_{3(i-1)+3} = \dots = a_{3(n-1)+3} \\
 &= A_h(3) + A_v(3) + A_m(3)
 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

5) 相対変位の計算

相対変位には単位荷重を加えるクイ番号と変形に着目するクイ番号が同じ場合と異なる場合がある。これより単位荷重を加えるクイ番号を j , 変形に着目するクイ番号を i とし, 荷重項と同様に i, j を変数とする数式で表わす。

a) $a_{11}, a_{44}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(i-1)+1)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(i-1)+1)} = B_{h3(i-1)+1} + Y_{hi} \cdot \cos^2\theta_i$
 $+ X_{vi} \cdot \sin^2\theta_i, \dots \dots \dots (5)$

b) $a_{22}, a_{55}, \dots, a_{3(i-1)+2(3(i-1)+2)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+2(3(i-1)+2)} = A_v(3(i-2)+2)/AA_v + Z_{m1} \cdot$
 $D_i^2 + Y_{m1} \cdot D_i \cdot \sin\theta_1 + X_{vi} \cdot \cos^2\theta_i$
 $+ Y_{hi} \cdot \sin^2\theta_i, \dots \dots \dots (6)$

c) $a_{33}, a_{66}, \dots, a_{3(i-1)+3(3(i-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+3(3(i-1)+3)} = A_m(3(i-1)+3)/AA_m + Z_{mi}, \dots (7)$

d) $a_{12}, a_{45}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(i-1)+2)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(i-1)+2)} = A_v(3(i-1)+1)/AA_v + Y_{m1} \cdot$
 $D_i \cdot \cos\theta_1 + X_{vi} \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i - Y_{hi} \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i, \dots (8)$

e) $a_{13}, a_{46}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(i-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(i-1)+3)} = A_m(3(i-1)+1)/AA_m + Y_{mi} \cdot$
 $\cos\theta_i, \dots \dots \dots (9)$

f) $a_{23}, a_{56}, \dots, a_{3(i-1)+2(3(i-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+2(3(i-1)+3)} = A_m(3(i-1)+2)/AA_m -$
 $Y_{mi} \cdot \sin\theta_i, \dots \dots \dots (10)$

g) $a_{14}, a_{17}, a_{110}, a_{47}, a_{410}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(j-1)+1)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(j-1)+1)} = B_{h3(i-1)+1}, \dots \dots \dots (11)$

h) $a_{15}, a_{18}, a_{111}, a_{48}, a_{411}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(j-1)+2)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(j-1)+2)} = A_v(3(i-1)+1)/AA_v +$
 $Y_{m1} \cdot D_j \cdot \cos\theta_1, \dots \dots \dots (12)$

i) $a_{16}, a_{19}, a_{112}, a_{49}, a_{412}, \dots, a_{3(i-1)+1(3(j-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+1(3(j-1)+3)} = A_m(3(i-1)+1)/AA_m, \dots \dots (13)$

j) $a_{24}, a_{27}, a_{210}, a_{57}, a_{510}, \dots, a_{3(i-1)+2(3(j-1)+1)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+2(3(j-1)+1)} = B_{h3(i-1)+2}, \dots \dots \dots (14)$

k) $a_{25}, a_{28}, a_{211}, a_{58}, a_{511}, \dots, a_{3(i-1)+2(3(j-1)+2)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+2(3(j-1)+2)} = A_v(3(i-1)+2) + Z_{m1} \cdot D_i \cdot$
 $D_j + Y_{m1} \cdot D_j \cdot \sin\theta_1, \dots \dots \dots (15)$

l) $a_{26}, a_{29}, a_{212}, a_{59}, a_{512}, \dots, a_{3(i-1)+2(3(j-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+2(3(j-1)+3)} = A_m(3(i-1)+2)/AA_m, \dots \dots (16)$

m) $a_{34}, a_{37}, a_{310}, a_{67}, a_{610}, \dots, a_{3(i-1)+3(3(j-1)+1)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+3(3(j-1)+1)} = B_{h3(i-1)+3}, \dots \dots \dots (17)$

n) $a_{35}, a_{38}, a_{311}, \dots, a_{68}, a_{611}, \dots, a_{3(i-1)+3(3(j-1)+2)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+3(3(j-1)+2)} = A_v(3(i-1)+3)/AA_v + Z_{m1} \cdot$
 $D_j, \dots \dots \dots (18)$

o) $a_{36}, a_{39}, a_{312}, \dots, a_{69}, a_{612}, \dots, a_{3(i-1)+3(3(j-1)+3)}, \dots$
 $a_{3(i-1)+3(3(j-1)+3)} = A_m(3(i-1)+3)/AA_m, \dots \dots (19)$

6) 各クイ頭の軸力, 曲げモーメント, セン断力
クイ番号 2 …… n の水平力, 垂直力, 曲げモーメントは
(1)式の解である。

水平力 $X_1, X_4, \dots, X_{3(n-1)+1}$
垂直力 $X_2, X_5, \dots, X_{3(n-1)+2}$
モーメント $X_3, X_6, \dots, X_{3(n-1)+3}$

又クイ番号 1 では
水平力 $H = AA_h - (X_1 + X_4, \dots, X_{3(n-1)+1})$
垂直力 $V = AA_v - (X_2 + X_5, \dots, X_{3(n-1)+2})$
モーメント $M = AA_m - (X_3 + X_6, \dots, X_{3(n-1)+3})$
 $- (D_2 X_2 + D_3 X_5 + \dots + D_n \cdot$
 $X_{3(n-1)+2})$

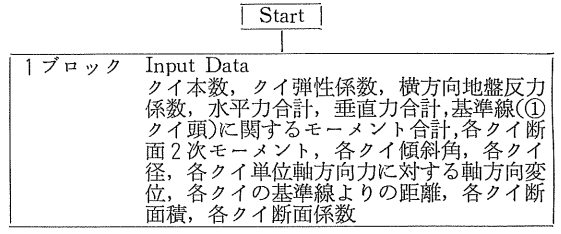
クイ番号 1 のクイ頭軸力, 曲げモーメント, セン断力は,
軸力 $= V \cdot \cos\theta_1 - H \cdot \sin\theta_1$
曲げモーメント $= M$
セン断力 $= V \cdot \sin\theta_1 + H \cdot \cos\theta_1$
クイ番号 i では

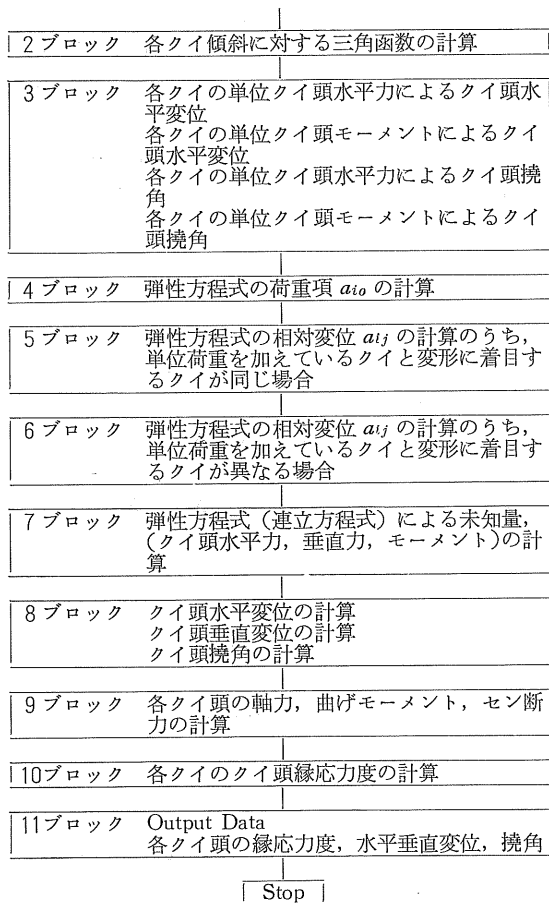
軸力 $= X_{3(i-1)+2} \cdot \cos\theta_i + X_{3(i-1)+1} \cdot \sin\theta_i$
曲げモーメント $= X_{3(i-1)+3}$
セン断力 $= X_{3(i-1)+1} \cdot \cos\theta_i - X_{3(i-1)+2} \cdot \sin\theta_i$

7) 各クイ頭位置の水平垂直変位および撓角
(2), (3), (4)式の a_{io} は静定系の② …… ⑩ クイ頭位置の水平垂直変位及び撓角を表わすからこの中の外力の代りに6)で求めたクイ番号 1 の H, M, V を入れると実荷重に対する変位および撓角が求められる。尚水平変位と撓角はどの位置でも同じである。

4. 電算プログラム

前節までの計算式を用いて任意本数, 任意傾斜のクイ基礎のクイ縁応力度, 水平垂直変位, 撓角を求めるプログラムのフローチャートは図一4のようになる。この中で主要な点は, (1)式の荷重項 a_{io} および相対変位 a_{ij} を自動的に計算させることである。以下この部分 (フローチャート 4, 5, 6 ブロックの) FORTRAN によるプログラムを示す。





図一四

5. あとがき

本解析は橋脚の形が任意な1層多径間ラーメンの構造解析の応用例に過ぎないのであるが、まえがきで述べたように仮想働の原理による弾性方程式は、このような構造では規則性があり、これが電算プログラム作成上非常に好都合であることに着目したのである。

土木建造物のクイ基礎では、クイの本数が何十本にもなるようなことは先づないので、計算式を他のものと比較することはあまり意味のないことであるが、計算機使用上の問題に限って竹下式と比べると、この式の弾性方程式に相当する式の中に零要素が多く、従って係数計算のプログラムが短かく、係数の計算が早い。これに対して本式は、弾性方程式の次数が竹下式より常に3個少ないので小型計算機でデータエリアがプログラムの長さに関係しない機種では有利な場合がある。

6. 参考文献

道路橋下部構造設計指針：日本道路協会

組杭計算法：竹下 淳 土木技術 昭39.8月,9月10月号

```

      K=3*N-2
      N=N-1
      DO20M=1, N
      J=3*(M-1)+1
      AM(J)=YM(1)*AAM*C(1)
      BH(J)=YH(1)*C(1)**2+X(1)*S(1)**2
      AH(J)=BH(J)*AAH
      AV(J)=(YH(1)-X(1))*C(1)*S(1)*AAV
      A(J, K)=AM(J)+AH(J)+AV(J)
      J=3*(M-1)+2
      AM(J)=(ZM(1)*D(M+1)+YM(1)*S(1))*AAM
      BH(J)=ZH(1)*D(M+1)*C(1)+S(1)*C(1)*(YH(1)-X(1))
      AH(J)=BH(J)*AAH
      AV(J)=(X(1)*C(1)**2+ZH(1)*S(1)*D(M+1)
            +YH(1)*S(1)**2)*AAV
      A(J, K)=AM(J)+AH(J)+AV(J)
      J=3*(M-1)+3
      AM(J)=ZM(1)*AAM
      BH(J)=ZH(1)*C(1)
      AH(J)=BH(J)*AAH
      AV(J)=ZH(1)*AAV*S(1)
20  A(J, K)=AM(J)+AH(J)+AV(J)

      DO 30 M=1, N
      I=3*(M-1)+1
      A(I, D)=BH(I)+YH(M+1)*C(M+1)**2+X(M+1)*S(M+1)**2
      I=3*(M-1)+2
      A(I, D)=AV(I)/AAV+ZM(1)*D(M+1)**2+X(M+1)*C(M+1)**2
      A(I, D)=A(I, D)+YH(M+1)*S(M+1)**2+YM(1)*D(M+1)*S(1)
      I=3*(M-1)+3
      A(I, D)=AM(I)/AAM+ZM(M+1)
      I=3*(M-1)+1
      J=3*(M-1)+2
      A(I, J)=AV(I)/AAV+YM(1)*D(M+1)*C(1)+(X(M+1)-YH(M+1))*S(M+1)*C(M+1)
      J=3*(M-1)+3
      A(I, J)=AM(I)/AAM+YM(M+1)*C(M+1)
      I=3*(M-1)+2
30  A(I, J)=AM(I)/AAM-YM(M+1)*S(M+1)

      IF(N-2)300, 100, 100
100  N=N-1
      M=1
      90  L=2
101  I=3*(M-1)+1
      J=3*(M+L-3)+4
      A(I, J)=BH(I)
      J=3*(M+L-3)+5
      II=L+M
      A(I, J)=AV(I)/AAV+YM(1)*D(II)*C(1)
      J=3*(M+L-3)+6
      A(I, J)=AM(I)/AAM
      I=3*(M-1)+2
      A(I, J)=AM(I)/AAM
      J=3*(M+L-3)+5
      A(I, J)=AV(I)/AAV+ZM(1)*D(M+1)*D(II)+YM(1)*D(II)*S(1)
      J=3*(M+L-3)+4
      A(I, J)=BH(I)
      I=3*(M-1)+3
      A(I, J)=BH(I)
      J=3*(M+L-3)+5
      A(I, J)=AV(I)/AAV+ZM(1)*D(II)
      J=3*(M+L-3)+6
      A(I, J)=AM(I)/AAM
      IF(N-L-M+1)200, 102, 102
102  L=L+1
      GO TO 101
200  M=M+1
      IF(N-M)300, 90, 90
300  .....

```


水平地盤反力係数K値と土質常数との相関関係について

正員 菊地 理*
 〃 上井 偉 誉**
 〃 ○森 康 夫***
 〃 永井 俊 一****

まえがき

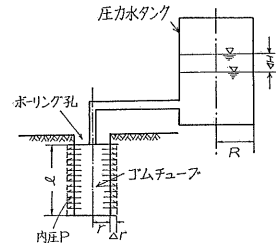
クイ基礎の設計に際し必要となる水平地盤反力係数 K 値を求める方法としては、大別して三方法があげられる。すなわちプレシオメーター法に代表させるようにボーリング孔を利用し、その孔壁に側圧を作用させて求める方法、打込まれた試験グイに対して水平荷重試験を行ない求める方法および標準貫入試験のような他の土質試験調査結果などから推定して求める方法である。これら三方法のうちクイの水平荷重試験から求める方法は、最も妥当な設計 K 値を得ることが出来るが、多くの経費と労力を要すること、設計前に載荷試験を行なうことは實際上困難であることなどにより、一般には他の二方法によって設計 K 値を求めることが多い。

しかし、ボーリング孔を利用して求める方法あるいは他の土質試験調査結果などから推定して求める方法については、最近多くの試験研究を通じ改善されてきてはいるが、 K 値測定方法および測定結果の利用方法、 K 値推定精度などについては今後の調査試験に基づき検討を加え、改善していかなければならない問題点が多い。これらの問題点を解決していくためには、従来あまり明確にされていない K 値と土の一般的性質すなわち土の物理および強度特性などの相関関係を把握し、 K 値の本質を検討していくことが必要と思われる

本報告は、クイの水平抵抗と密接な関係のあることが明らかとなった¹⁾ゴムチューブ法による K 値測定結果と原位置、土質試験および室内土質試験結果との相関関係について検討を加えたものである。

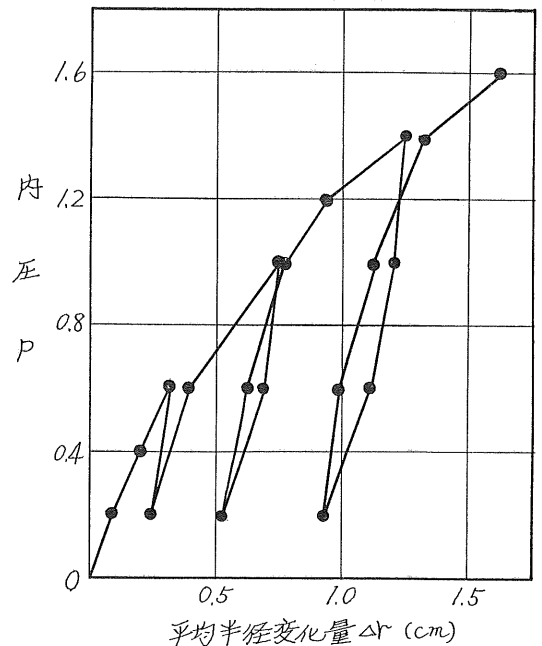
1. ゴムチューブ法による K 値測定方法と実測結果について

本報告で扱う K 値は、土研式ゴムチューブ法によって求めたものである。ゴムチューブ法は、プレシオメーター法、 LLT 法などと同じようにボーリング孔を利用して K 値測



図一1 ゴムチューブ法による K 値測定試験概略図

定を行なう方法であるが、図一1は、その測定方法の概略を示したものである。測定は径11cmのボーリング孔に挿入した径11cm、長さ200cmのゴムチューブに圧力水を送り込み、送水前後のタンク内の圧力水の水頭差 ΔH と圧力 P を測定して行なう。



図二 内圧 P と平均半径変化量 Δr との実測例

*北海道開発局土木試験所 基礎工研究室長
 ** 〃 〃 基礎工研究室 副室長
 *** 〃 〃 〃 主任研究員
 **** 〃 〃 〃 研究員

この場合ボーリング孔に挿入されたゴムチューブは、送り込まれた圧力水によって次式による Δr だけ平均的に半径変化を起こす。

$$\Delta r = -r + \sqrt{r^2 + (R^2/l) \Delta H} \dots \dots \dots (1)$$

- Δr : ゴムチューブの平均半径変化量(cm)
- r : ゴムチューブの半径(cm)
- R : 圧力水のタンクの半径(cm)
- l : ゴムチューブの長さ(cm)

ΔH : 圧力水タンク内の水頭差(cm)

この測定結果得られる P と Δr の関係の実測例を示すと図一2のようになるが、 K 値はこの P と Δr の処女曲線の勾配として求められる。

今回使用する K 値は、上記の方法によって数個所の橋梁架設現場と大曲クイ試験場で行なった測定結果から得たものであり、対象となった現場名、測定深さおよびその地点で実施した種々の土質試験調査項目を表一に示した。

表一 K値測定深さと室内および原位置土質試験一覧表

橋梁名	深さ(m)	N値	q_c	τ_{max}	q_u	e_o	C_c	P	橋梁名	深さ(m)	N値	q_c	τ_{max}	q_u	e_o	C_c	P
尾幌橋	1.50	○	○			○			新浅茅野橋	2.50	○	○					
〃	4.00	○	○			○			〃	4.50	○	○					
〃	6.00	○	○			○			〃	6.50	○	○					
岩見沢大橋	2.00		○			○	○	○	大曲クイ試験場	1.50	○	○	○	○	○	○	○
〃	4.00		○			○	○	○	〃	4.00	○	○	○	○	○	○	○
〃	6.50		○			○	○	○	〃	6.50	○	○	○	○	○	○	○
〃	9.00	○	○			○	○	○	〃	9.00	○	○	○	○	○	○	○
新石狩大橋	2.50	○							富士見橋	1.60		○	○	○	○	○	○
〃	6.20	○							〃	7.30	○	○	○				
〃	8.50	○							浜益橋	3.30	○						
石狩河口橋	1.80								岩見沢跨線	1.60		○					
斜里大橋	2.50	○							〃	4.50		○					
〃	5.00	○							〃	7.10		○		○	○	○	

注 N値：標準貫入試験(回/cm) e : 間隙比
 q_c : コーン指数(kg/cm²) C_c : 圧縮指数
 τ_{max} : 最大ペーセン断抵抗(kg/cm²) P : 上載圧(kg/cm²)
 q_u : 一軸圧縮強度(kg/cm²) 土質試験結果に基づき求めた

表二 $K = a(\Delta r)^n$ の整理結果

No.	橋梁名	深さ(m)	土質名	K	No.	橋梁名	深さ(m)	土質名	K
1	尾幌橋	1.50	粘土	$0.23(\Delta r)^{-1/1.5}$	14	新浅茅野橋	2.50	粘土	$0.28(\Delta r)^{-1/1.5}$
2	〃	4.00	〃	$0.27(\Delta r)^{-1/1.5}$	15	〃	4.50	〃	$0.48(\Delta r)^{-1/1.8}$
3	〃	6.00	〃	$0.37(\Delta r)^{-1/1.8}$	16	〃	6.50	〃	$0.64(\Delta r)^{-1/2.2}$
4	岩見沢大橋	2.00	粘土交 泥炭	$0.27(\Delta r)^{-1/1.7}$	17	大曲クイ試験場	1.50	腐蝕物 ト	$0.22(\Delta r)^{-1/1.4}$
5	〃	4.00	〃	$0.35(\Delta r)^{-1/1.6}$	18	〃	4.00	〃	$0.45(\Delta r)^{-1/1.6}$
6	〃	6.50	〃	$0.41(\Delta r)^{-1/2.4}$	19	〃	6.50	〃	$0.52(\Delta r)^{-1/1.7}$
7	〃	9.00	粘土	$0.28(\Delta r)^{-1/2.0}$	20	〃	9.00	〃	$0.76(\Delta r)^{-1/2.0}$
8	新石狩大橋	2.50	シルト中砂	$0.77(\Delta r)^{-1/2.0}$	21	富士見橋	1.60	粘土質 土	$0.29(\Delta r)^{-1/1.7}$
9	〃	6.20	粗砂	$0.97(\Delta r)^{-1/1.8}$	22	〃	7.30	〃	$0.61(\Delta r)^{-1/1.5}$
10	〃	8.50	〃	$0.57(\Delta r)^{-1/1.4}$	23	浜益橋	3.30	砂交シルト	$0.58(\Delta r)^{-1/1.0}$
11	石狩河口橋	1.80	粗砂	$0.87(\Delta r)^{-1/2.0}$	24	岩見沢跨線橋	1.60	泥炭	$0.18(\Delta r)^{-1/1.0}$
12	斜里大橋	2.50	泥炭	$0.27(\Delta r)^{-1/1.0}$	25	〃	4.60	粘土	$0.25(\Delta r)^{-1/1.6}$
13	〃	5.00	泥交互層 砂	$0.58(\Delta r)^{-1/2.1}$	26	〃	7.10	〃	$0.30(\Delta r)^{-1/1.7}$

K値は、一般に载荷巾、深さおよび変位の函数として表わされるが、一定の径を有するゴムチューブに必要な深さのK値を測定するため、ゴムチューブ法で測定したK値は変位のみを函数とみなし処理することが出来る。そこで、K値と変位 Δr との関係を

$$K = a(\Delta r)^n \dots \dots \dots (2)$$

K : K値(kg/cm²)

Δr : ゴムチューブの平均半径変化量(cm)

a, n : 常数

とおき、表一に示した現場および測定深さごとにK値測定結果を整理し、(2)式における常数aおよびnを求めると表一2のような結果を得る。

表一2の結果に基づき、常数aおよびnの値と件数の関係をヒストグラムで表わせば図-3のようになる。図-3による

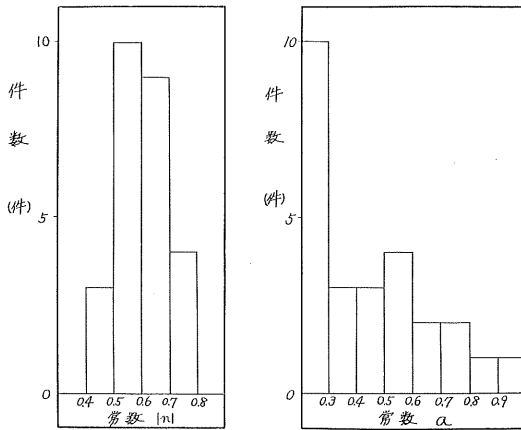


図-3 常数|n|およびaと件数の関係

とnについては、 $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ ($n = -2/3, 0 \sim -1/2, 0$)の範囲に分布するものが全体の75%程度をしめる。 $|n| < 0.4$ および $|n| > 0.7$ の範囲に属するものなかには、試験に際し孔壁が乱れて正確な測定が出来なかったと推察されるものもあり、それらを除くと $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ の範囲に分布するものの全体に対する割合がより高くなるものと思われる。

また、aについては、 $0.2 \leq a \leq 0.3$ の範囲にあるものが全体の40%程度にあたるほかは、 $a = 0.8$ 程度まではほぼ一様に分布している。

以上のことから考えて(2)式における常数nは、ゴムチューブ周辺の土質特性の影響をあまり受けず、 $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ の範囲ではほぼ一定値をとるものと考えられる。しかし、常数aについては、ゴムチューブの周辺の土の物理特性あるいは強度特性によって影響を受け変化することが推察される。

2. K値と土質常数との相関関係について

ゴムチューブ法によって求めたK値とゴムチューブの平

均半径変化量 Δr との間には(2)式が成り立ち、測定結果に基づき常数aとnを求め検討した結果、常数nは、ゴムチューブ周辺の土質特性にあまり左右されずほぼ一定値をとることが、また、常数aは、ゴムチューブ周辺の土の物理および強度特性の影響を受け変化することが推察された。

そこでK値と土の物理特性あるいは強度特性との関係を検討するには、(2)式におけるa、すなわち、 $\Delta r = 1.0$ cmとした時のK値と土の物理特性あるいは強度特性との関係を検討すればよいこととなる。

以下、K値の実測結果にもとづき求めたaの値と、これと同一地点で行なった土質試験調査結果との相関関係について述べる。

(1) 原位置土質試験調査結果との関係

標準貫入試験は、他の基礎地盤調査法と比較して多くの利点を有しており、最も利用率の高い調査法である。N値とK値との関係についても、発表されてはいるが²⁾K値が変位の函数である点について触れておらず今後改善していく必要があるものと思われる。また、N値が零に近い軟弱地盤を対象として、N値とK値の関係を論ずるような場合は、軟弱地盤に対するN値の精度自体に問題があるため信頼度の高いものを期待するのは一般に困難であり、その点からもN値とK値の関係をより明確にしておく必要がある。

図-4は、N値と常数aの関係を示したものであるが、N値に比例してaが増加していく傾向がうかがわれる。しかし、かなりのバラツキがあり測定値の多いN値が3に対応するaの値は、0.3から0.6までの間に分散している。このように大きなバラツキがあるのは、標準貫入試験の方法自体に問題があること、また、今回資料を整理するにあたって、N値は、本打ち30cmに対する打撃数に近い整数値として読み取られた値を使用したことなどによるものと思われる。

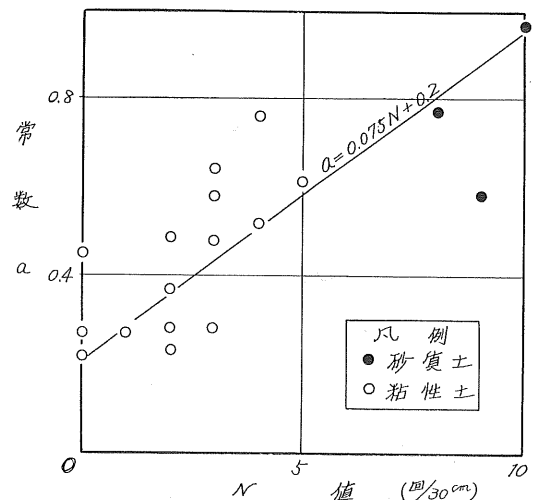


図-4 N値と常数aの関係

る。今後、軟弱地盤を対象として N 値と K 値の関係を検討するためには、より N 値の精度をあげるため抵抗面積の大きいサンプラーを用いて所用の打撃回数を求めるか、ハンマー1打当たりの貫入量を正確に測定して対応させる必要がある。

図-5は、コーン指数 q_c (kg/cm^2 、コーン先端角、底面積はそれぞれ 60° 、 10cm^2)と、常数 a との関係を示したものである。図-5によるとコーン指数は、軟弱地盤の強度特性を N 値より正確に表わすことが出来るため、 N 値と a の関係に比較してややバラツキが小さく、コーン指数に比例して a は増加する傾向がある。ある程度のバラツキがあるのは、コーンの底面積が小さかったこと、また、ここで使用

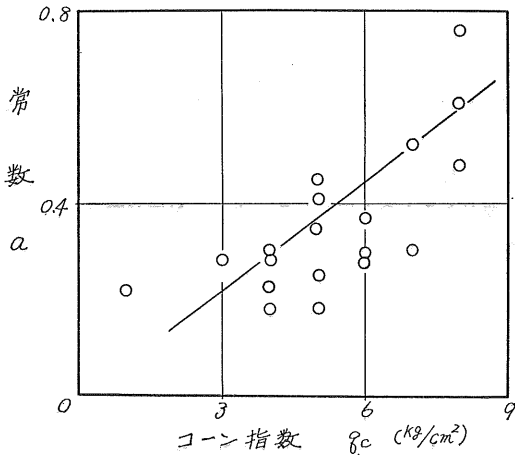


図-5 コーン指数 q_c と常数 a の関係

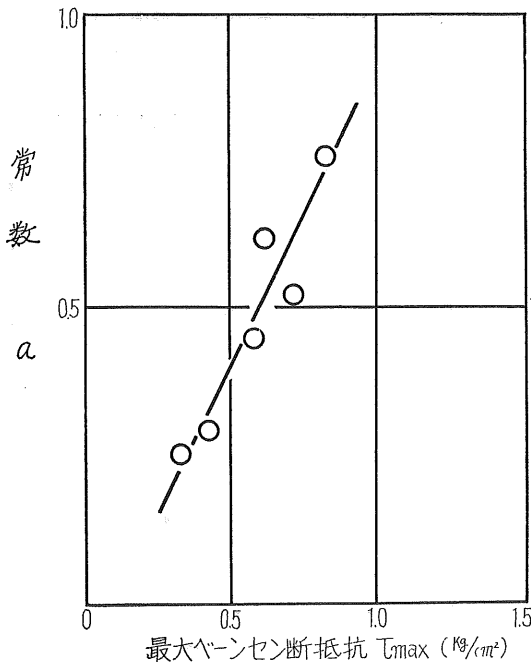


図-6 最大ベーンセン断抵抗 τ_{max} と常数 a との関係

したほとんどのコーン指数の値が、最大挿入力10tonのオランダ式コンペネトロメーターを用いて測定したため、コーン指数が4前後以下では機械誤差が入る可能性があることなどが主な原因として考えられる。

ベーン試験は、他の土質調査試験より粘性土の真の粘着力に近い値を求めることが出来るとの報告もあり、 N 値およびコーン指数に比較してその信頼度もかなり高いものと思われる。

今回、資料数が少なく問題はあるが、常数 a とベーン試験から求まる最大ベーン断抵抗 τ_{max} (kg/cm^2 、ベーン高さ、直径はそれぞれ、 11.0cm 、 5.5cm)との関係を図-6に示した。図-6によればバラツキが小さく、 a は、 τ_{max} に比例して直線的に増加する傾向のあることがわかる。

これら、 N 値、 q_c および τ_{max} と常数 a との関係に共通していることは、 a は、土のせん断強度すなわち粘性土については粘着力に比例して増加することであり、土粒子間のせん断抵抗が圧力水によるゴムチューブの膨張を妨げることによるものと思われる。

一般に弾性体の変形は、その破壊強度ばかりでなく、弾性係数 E によっても左右されるのと同様に、粘性土の粘着力がたとえ極限状態で同じ値をとったとしても、そこに至るまでのヒズミ量に差があるのが普通である。いま、ベーン試験結果から得られるベーンの回転角(θ)とベーンせん断抵抗(τ)との関係から、 τ_{max} の $\frac{1}{2}$ の τ とそれに対応する θ との比、すなわち、変形係数 $E\tau$ をとり常数 a との相関関係について検討した。図-7は、その結果について示したものであるが、点のバラツキが割合小さく、この場合も a は、 $E\tau$ に比例して増加することがわかった。

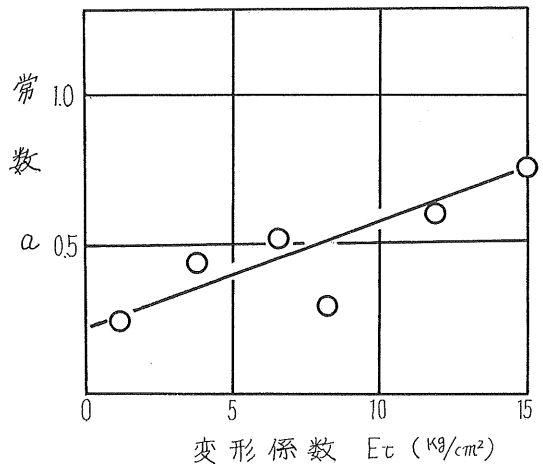


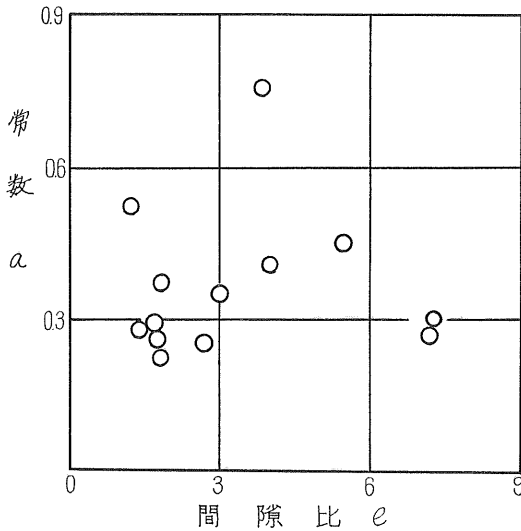
図-7 変形係数 $E\tau$ と常数 a との関係

(2) 室内土質試験結果との関係

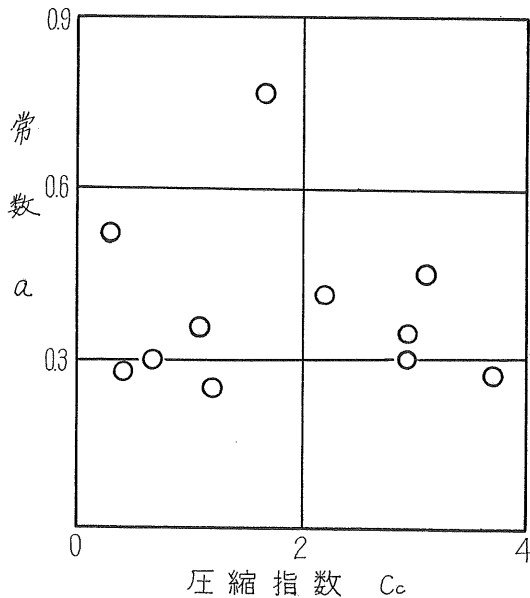
室内土質試験には種々あるが、今回対象とした現場で設計、施工上の必要性から実施された各種試験結果の中から

特に K 値に深い関係のあると思われる間げき比 e 、圧縮指数 C_c 、一軸圧縮強さ q_u をとりあげ、それらと常数 a との相関関係について調べた。

図—8、9は、それぞれ土の間げき比 e および圧縮指数 C_c と常数 a との関係を示したものである。いま仮りに同一試料について e あるいは C_c だけを変化させ、その試料に単位の変位を生じさせるのに必要な荷重強度すなわち K 値を考えると、 e あるいは C_c が増すにつれ小さな荷重強度で単位の変位を生じるはずであり、したがって K 値も減少していくと考えられる。しかし、図から判断してバラツキは大きい e は5付近で、また C_c については2付近で常数 a は



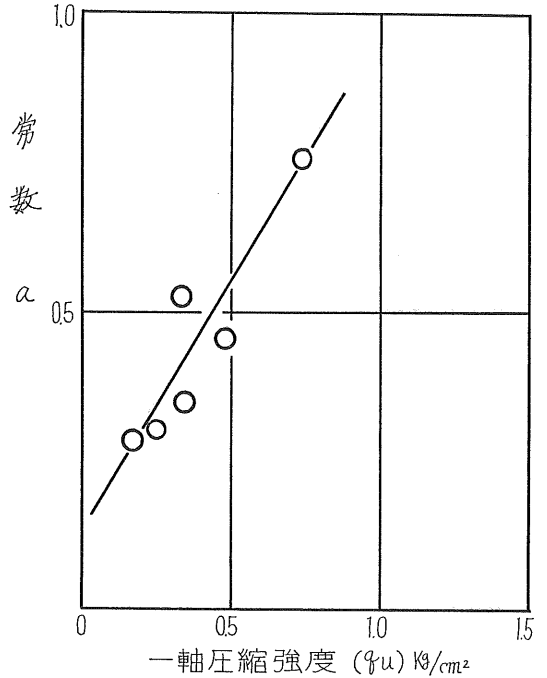
図—8 間隙比 e と常数 a との関係



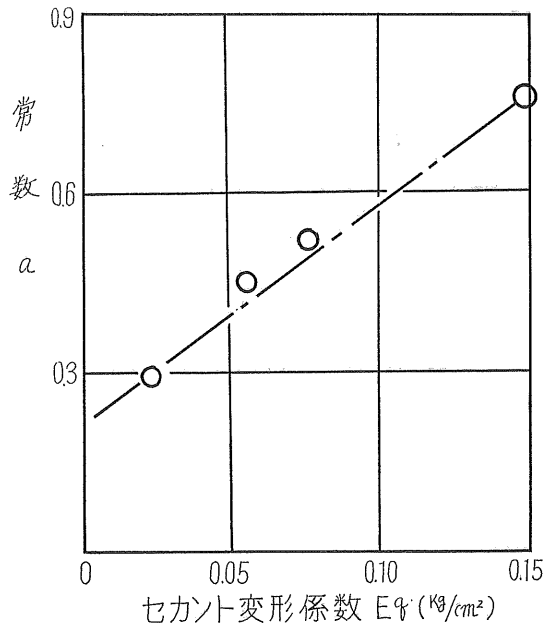
図—9 圧縮指数 C_c と常数 a との関係

最大値をとり、その値の前後では e および C_c の増減にともない a は減少していく傾向がある。この現象の原因については、不明であり今後より検討を進め明らかにしていきたい。

常数 a と一軸圧縮強度 q_u の関係を図—10に、また、 a とセカント変形係数 E_q との関係を図—11に示した。資料数



図—10 一軸圧縮強度 q_u と常数 a の関係



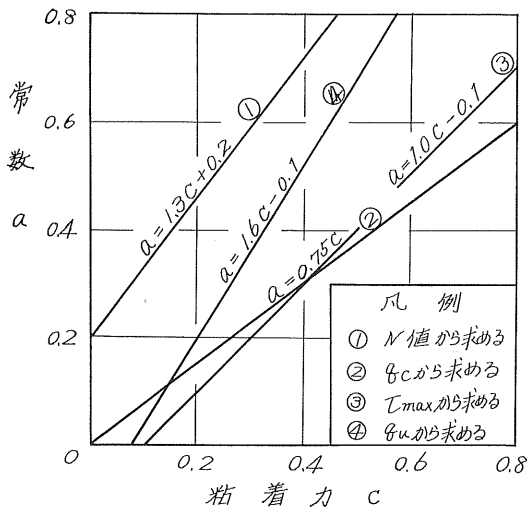
図—11 セカント変形係数 E_q と常数 a の関係

の点で問題はありますが、先に述べた τ_{max} や E_r の場合と同じように、 a は q_u および E_q に比例して直線的に増加していく傾向があり、 a は、粘性土の粘着力とかなり密接な関係のあることがわかる。同時に、 E_r や E_q ともかなり明確な相関関係を持っており、 K 値自体が一種の変形係数と考えられることから、今後 K 値とこれらの土質特性との関係を検討する場合、強度ばかりでなく変位量を考慮に入れた変形係数 E のようなものとの関係についても検討していくことが妥当と思われる。

3. K値と粘着力Cとの関係

以上(2)式における常数 a と地盤の土質常数との関係について述べてきたが、調査対象地盤が粘性土の場合、 N 値、コーン指数 q_c 、最大ペーンセン断抵抗 τ_{max} および一軸圧縮強さ q_u は、それぞれ粘着力 C と密接な関係を持っており、その相関関係も種々発表されている。いま、一般によく使用されている、 $N=1.67C$ 、 $q_c=10C$ 、 $\tau_{max}=C$ 、 $q_u=2C$ （これらのディメンションはすべて kg/cm^2 ）の関係を用いて、前節で求めてきた a と N 、 q_c 、 τ_{max} および q_u との関係の妥当性について検討してみる。

図—4、5、6および10の図中で示したような各々の関係式を前述の式を利用しすべて常数 a と粘着力 C の関係式におきかえ、同一グラフ上に示すと図—12のようになる。同



図—12 粘着力 C と常数 a との関係

図によれば q_c および τ_{max} から求める a と C の関係がほぼ一致しており、従来の実験結果によって $\tau_{max} = q_c/10 = C$ ということが確認されていることと符合する。

また、 τ_{max} から求めた a と C の関係が q_u から求めたものに比較して大きめの a （同一の粘着力 C を規準とする）の値をとる。このことは、普通の調査試験において、土かぶり荷重の有無の関係から、同一地盤を対象としても τ_{max} より

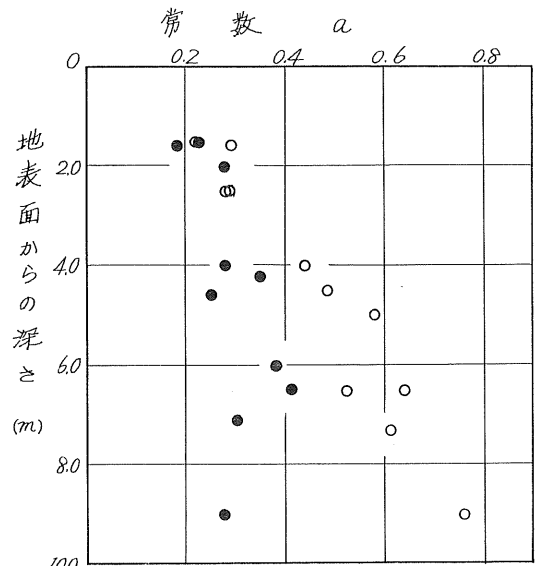
q_u の方がかなり小さめの値を得ることに原因があるものと考えられる。

N 値から求める a と C の関係は、 τ_{max} などのものと比較して勾配ならびに切片ともかなり大きな値となっており、他のものに比較して信頼度の点で劣っているものと思われるが、これは軟弱地盤における標準貫入試験自体の問題でもあろう。

4. K値と地盤深度との関係

K 値は、変位の函数である点を考慮し、各測定深さごとに整理、検討をかさねてきたが、次に K 値は、深さの函数でもあることに留意し、軟弱地盤を対象として K 値、すなわち(2)式における常数 a は、深さ方向にどのような分布をしているか検討してみることとする。

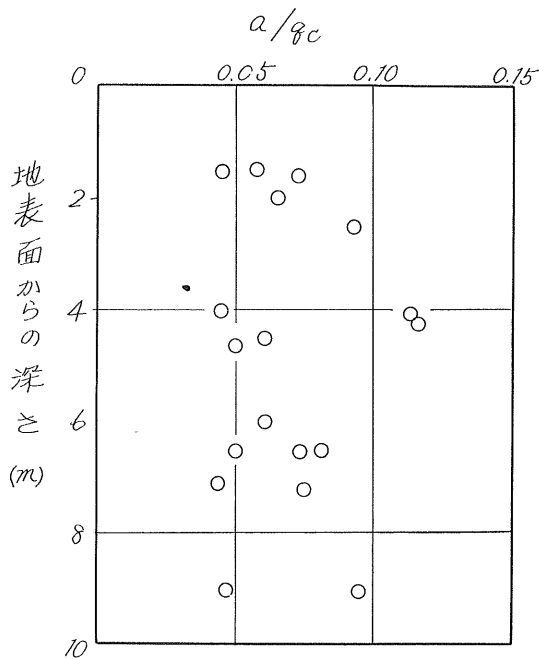
(2)式における常数 a とそれに対応する測定深さとの関係を図示すると図—13のようになる。判然とした点はある



図—13 常数 a と調査深度との関係

るが図を見ても解るように、常数 a の分布に2通りの傾向がある。一つは、常数 a が地表面からの深さに比例して直線的に増加する傾向を持ったものであり、もう一方は、前者と同じく常数 a が深さに比例して直線的に増加はするが、その増加割合が極めて小さく、深さ方向にはほぼ一定値で分布していると看なしうるものである。この分布のちがいは、当然施工されるクイ基礎の安定性に大きな影響を与えるものと思われるが、対象地盤の物理および強度特性の差が原因となって生じたものであろう。

いま一つの試みとして、常数 a から強度特性の影響を除くため、 a をコーン指数 q_c で除したものと調査深さとの関係を示すと図—14のようになる。少々バラツキがあるが



図一14 a/q_c と調査深度との関係

a/q_c の値は、深さに関係なく0.045~0.075の範囲にあり、ほぼ一定値をとるようである。このことは、(2)式における常数 a を土の物理および強度の諸常数の適当な函数で表わせば、 K 値の深さ方向の分布も同時に決めうることを示唆しているものと思われる。

むすび

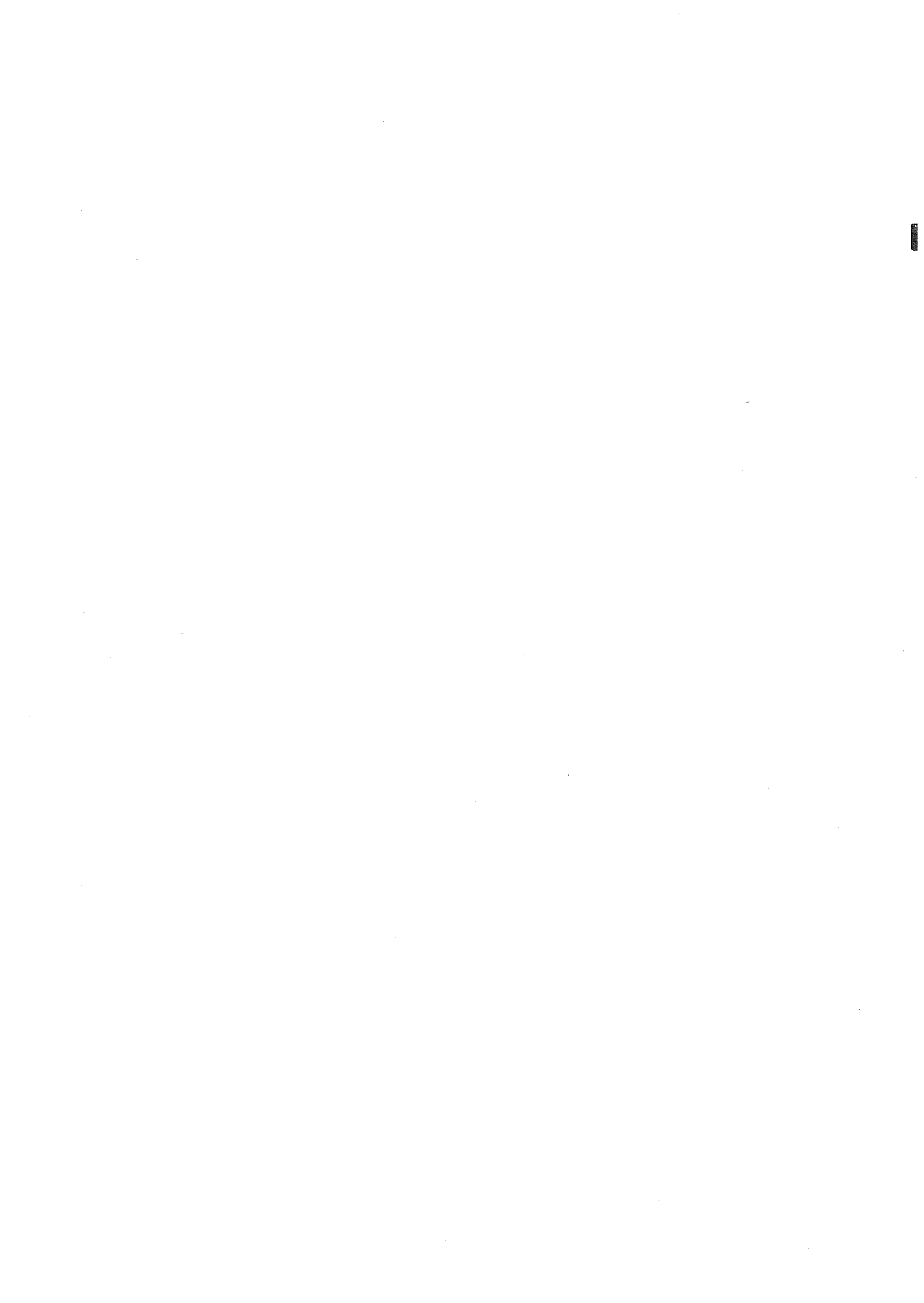
以上、ゴムチューブ法による K 値測定結果とゴムチューブの平均半径変化量との間にある通則性を見出し、ついでその結果を利用し、 K 値と土の物理および強度特性との関係について検討を加えた。

なかには、かなり明確な相関関係を見出すと同時に、今後の調査方法および資料整理の一つの目安となり得たものもある。しかし、資料数が少ないなどなお検討を要する点も多分にあり、今後、資料数を増し今回明らかにすることが出来なかった事柄を究明していくとともに、在来の K 値測定法の持つ問題点について検討し、測定方法の改善を計っていきたい。

なお、本報文は、土木試験所月報 195 号に発表したものに、その後実施した 2 現場の調査結果を付加えるとともに検討内容についても若干手を加えたものである。

参考文献

- 1) 菊地, 森「実測 K 値によるくいの水平変位推定について」第4回土質工学会研究発表会, 昭和44年度発表講演集, 土質工学会
- 2) 福岡, 宇都「ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向 K 値測定について」土と基礎, 特集号—1
- 3) 北川, 佐田, 野並「基礎地盤調査に用いる各種サンディングについて」北海道開発局土木試験所土質研究室 昭和37年2月



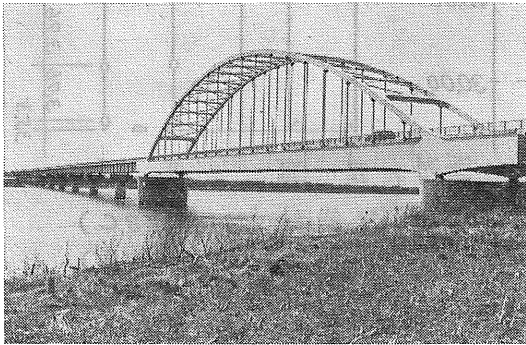
新石狩大橋の基礎工 (第3報)

— とくに、場所打コンクリートグイの静的、動的横抵抗に関する実験 —

正員 高橋 陽一*

まえがき

主要道々札幌沼田線新石狩大橋(真写—1)の右岸側径間部(13P~15P, RA)には次のような理由で場所打コンクリートグイ(リバースサーキュレーション工法, 以下RCDグイと略記)を採用した。



写真—1 新石狩大橋全景

(1) 地盤が高く地下水位が相対的に低く、先端地盤の間

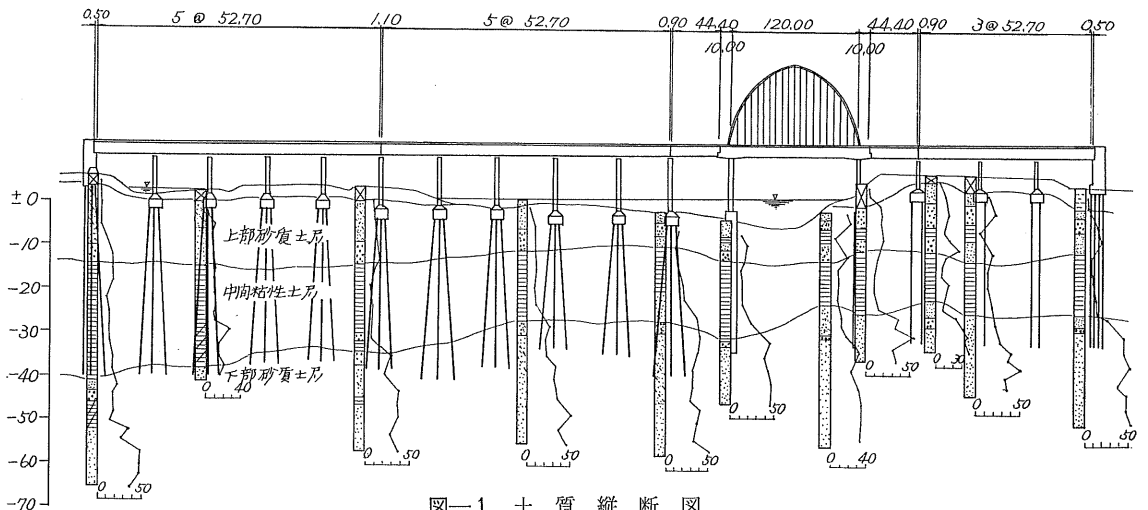
キ水圧は静水圧と同程度であり、水頭差を利用して孔壁面の崩壊を防止するRCD工法に適する。

(2) 打込み式クイの場合には所定のクイ天端までの深さが地表面から約6.0mありヤットコ使用による打撃エネルギー消散のため支持層に十分貫入できない。

(3) クイ頭とフーチングの結合が鋼グイに比べて容易である。

(4) 腐食に対する考慮が不要である。

一方場所打コンクリートグイは、多くの場合斜グイが不可能なので基礎に働らく水平力と転倒モーメントは、1部はクイ頭からあまり深くない部分のクイ側面から周辺の地盤に水平反力として伝えられ、他はクイ頭B・Mと軸方向力に転換される。RCDグイはその施工の特殊性から打込み式のクイ工法に比べてクイと周辺地盤との接合性に欠け、また周辺地盤の力学的性質は、一般に自然状態より低下すると考えられる。本橋では、採用したRCDグイについて鉛直試験、水平試験(単グイ, 2本組グイ)、強制振動試験(単グイ, 2本組グイ, 橋脚完成時)など一連の載荷実験を行なったがここではとくにRCDグイの水平抵抗と振



図—1 土質縦断面図

*札幌開発建設部石狩河口橋建設事業所長

動性状について報告する。

1. 架橋地点の土質と試験のグイ配置

本橋架設地点の土層縦断面図を図-1に示す。載荷試験は13Pにおいて実施したが、この位置の詳細な柱状図を図-2に示す。試験グイの配置を図-3に、またヒズミ計等の取付位置を図-4に示す。使用した鉄筋はすべて異形鉄筋(SD35)であり、現場継手は断続溶接を行なった。応力計算のためのコンクリートのヤング率は、テストピースにヒズミ計(CS-10D)を埋込み圧縮試験によって現場養生28日に対して $E_c=272 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ と定めた。表-1は試験グイの諸元である。写真-2は試験グイのヒズミ計取付状況である。

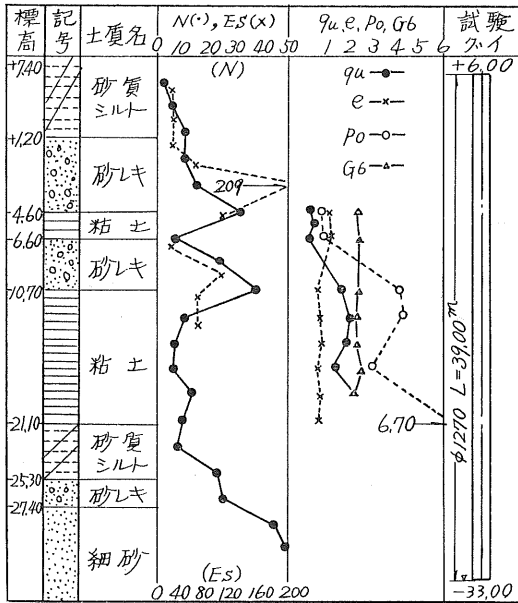


図-2 13P位置土質柱状図

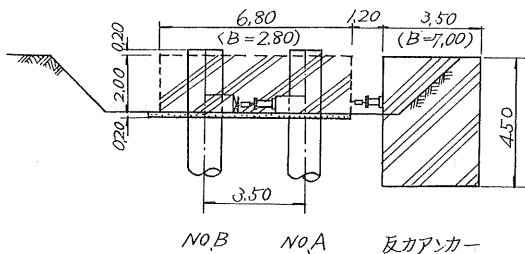
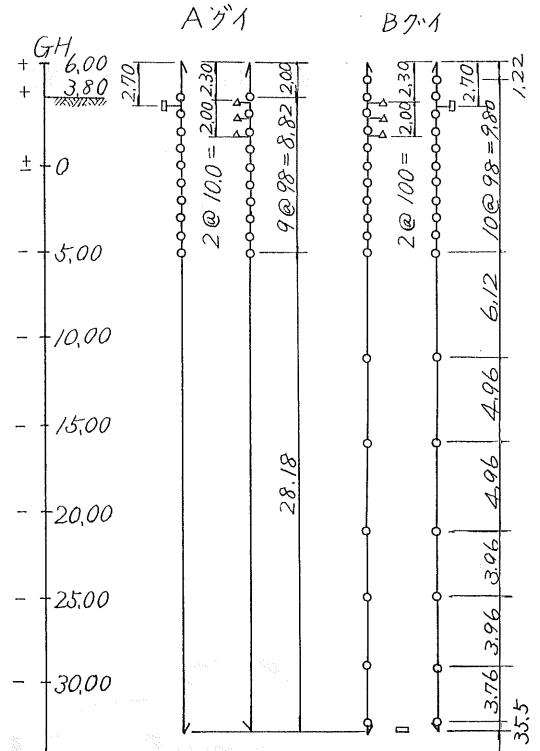


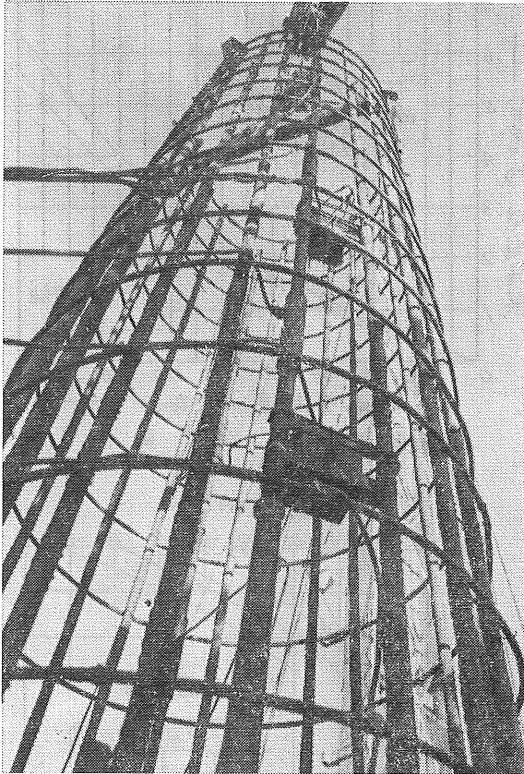
図-3 試験グイの配置



- 系列 = IV III II I
- 鉄筋計 (RF28C)
 - △ 加速度計 (120A1D)
 - 土圧計 (CE4P.16P)
- 図-4 計器取付位置

表-1 試験グイ諸元

直	径	$\phi=1270\text{mm}$	
ク	イ	長	$l=39.00\text{m}$
主	鉄	筋	SD35 D29
ク	イ	頭鉄筋比	1.2%
換	算	断面積	$\bar{A}_c=13,600\text{cm}^2$
換	算	断面二次率	$\bar{I}_c=1.43 \times 10^7\text{cm}^4$



写真—2 ヒズミ計取付状況

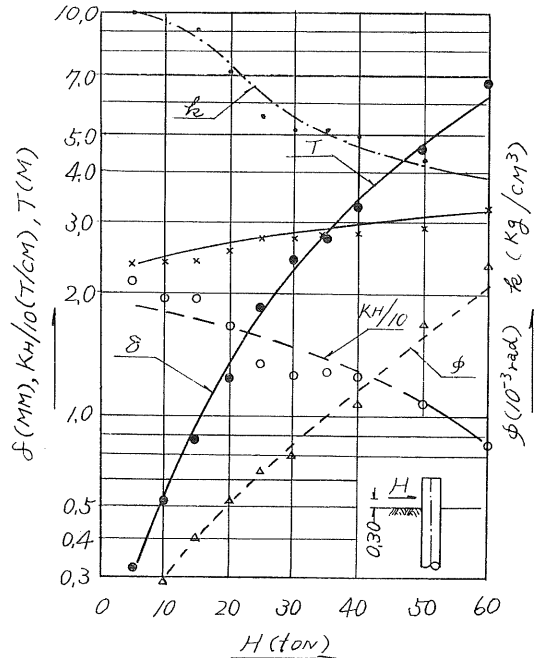
2. 単グイの水平抵抗

橋梁基礎に用いるクイは特別の場合を除き組グイとして用いられることが多いが、組グイの解析に底版の回転を考慮する場合、組グイを構成する個々の単グイの水平方向と軸方向のバネ定数を正しく把握する必要がある。クイが地表面で変位すると地盤は変位の大きさに応じて弾性域、擬似弾性域、塑性域と変化し、この順にみかけの地盤反力係数 K は小さくなる。さらに変位を大きくすると塑性域は微小破壊の連鎖現象によってクイの先端に向かって進行する。したがってクイの水平支持機構は荷重時間、地盤の性質、クイ径などによって変化するものであるがここでは地上突出単グイの水平バネ定数 K_H は次式で表わすことができるものとする。

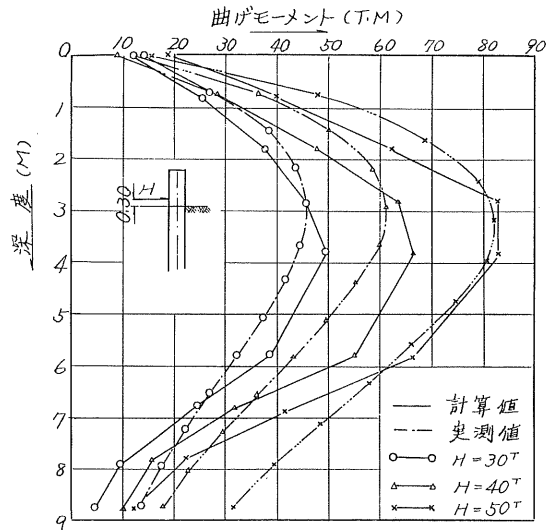
$$K_H = \frac{H}{\delta_g} = \frac{EI}{T^2(\lambda_h T + \lambda_m h_0)} \quad (t/cm) \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 H : クイ頭にかかわる水平力 (t)、 δ_g : 地表面での水平変位 (cm)、 EI : クイの曲げ剛性 ($t \cdot cm^2$)、 K : 水平地盤反力係数 (t/cm^3)、 D : クイ径 (cm) $T = \sqrt[4]{EI/KD}$: 相対剛性係数 (cm)、 λ_h 、 λ_m : 定数で K が深さ方向に一定のとき各々 $\sqrt{2}$ 、 1.0

図—5は単グイの H 、 δ_g 、 T 、 K_H の間の関係を試験結果と(1)式から整理したものである。これによれば、ある δ_g に対応する単グイの T 、 K_H などの近似値を直ちに推定するこ



図—5 単グイの諸数



図—6 単グイ B・M 分布

とができ、任意の許容変位量に対するクイ基礎の設計に適用できる。図—6はクイ地中部の $B \cdot M$ 分布図である。図の中の計算値は T を用いて次式より求めた。

$$M(z) + A_m(z)H_0T + B_m(z)M_0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $z = x/T$: 深度係数 $M(z)$: 深度 z での $B \cdot M$ ($t \cdot m$)、 H_0 : クイ頭に働らく水平力 (t)、 M_0 : 地表面で働らく $B \cdot M$ ($t \cdot m$)、 $A_m(z)$ 、 $B_m(z)$: 深度 z におけるモーメント係数

また図—7は、 $H = 30t$ でのヒズミ測定値から図式微積分によって求めた、せん断力、タワミ角、地盤反力、 $B \cdot M$

およびタワミのクイ地中部分分布図である。²⁾

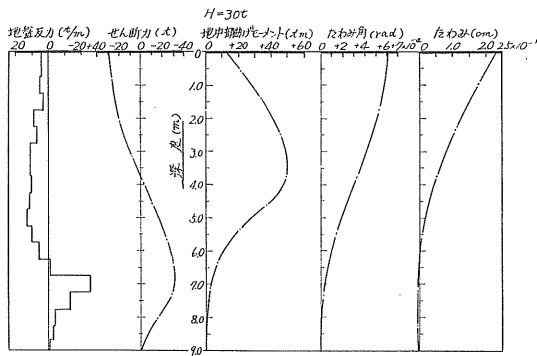


図-7 深度～地盤反力, せん断力, 曲げモーメント
たわみ角, たわみ図

3. 組グイの水平抵抗

底版の回転を考慮した n 本の平行組グイ基礎の解は竹下氏によれば, 表-2 のようになる。⁴⁾ ここで各 case は荷重の種類と載荷位置によって分類される。

表-2 平行組グイの解

	Case A $V=1$	Case A $H=1, E=-\mu_h/\mu_m T$	Case A $M/T=1$
V_i	$\frac{1}{N}$	0	$\frac{1}{N \cdot r} \cdot \frac{\mu_m}{1+j\mu_m} \cdot \frac{X_i}{T}$
H_i	0	$\frac{1}{N}$	0
M_i/T	0	$-\frac{1}{N} \cdot \frac{\mu_h}{\mu_m}$	$\frac{1}{N} \cdot \frac{1}{1+j\mu_m}$
δ/EI	0	$\frac{1}{N} \cdot (\lambda_h - \lambda_m \cdot \frac{\mu_h}{\mu_m})$	$\frac{1}{N} \cdot \frac{\lambda_m}{1+j\mu_m}$
ϕ/EI	0	0	$\frac{1}{N} \cdot \frac{\mu_m}{1+j\mu_m}$

ここに: $j = \frac{1}{nr} \cdot \frac{J}{T}$, $r = \lambda_h \frac{K_V}{K_H}$, $e_0 = \frac{E}{T} = \frac{\mu_h}{\mu_m} = \frac{1}{\sqrt{2}}$,

J : クイ群の重心軸周りの 2 次モーメント (cm^2)

K_V : クイ軸方向バネ定数 (t/cm)

結局, 一般の平行組グイ基礎に対しては, 表-2 を組み合わせることで次式のようになる。

[case B] = [case D] + e_0 [case C].....(3)

上記の各式に導入される K_H, K_V, T などとはすべて単グイの載荷試験結果のうち組グイの変位に対応するものが採用された。図-8 は地表面の水平タワミ量 δ_0 , 図-9 はクイに生じる $B \cdot M$, 図-10 はクイ頭軸力とそれぞれ処女荷重との関係を示したものである。図中の波線はいずれも計算値を示す。

これら静的載荷試験の結果次のことが云える。

- (1) 載荷重の範囲では, 軸方向力 (最大荷重 800 t), 軸直角方向力 (最大荷重, 単グイ 60 t, 組グイ 180 t) とともに予想以上にバネ定数が大きい。³⁾ $K_V = 2,020 \text{t/cm}$, $K_H = 80 \text{t/cm}$
- (2) 地震時設計反力は右岸橋台 (3 径間連続合成桁固定杏)

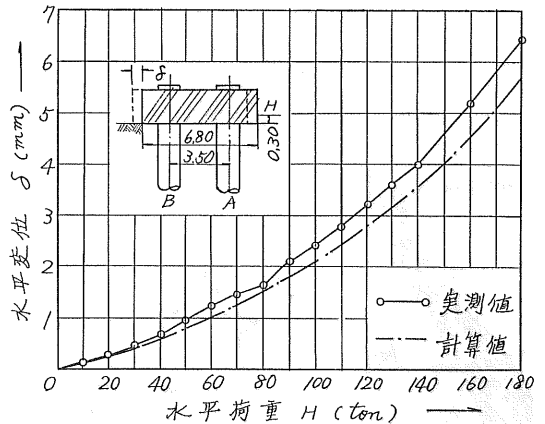


図-8 組グイ水平変位

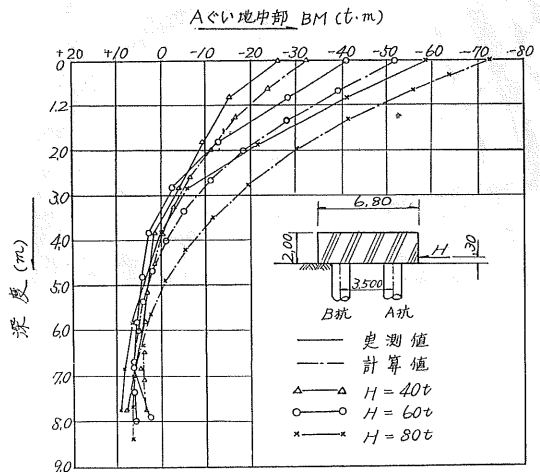


図-9 組グイ地中部 曲げモーメント

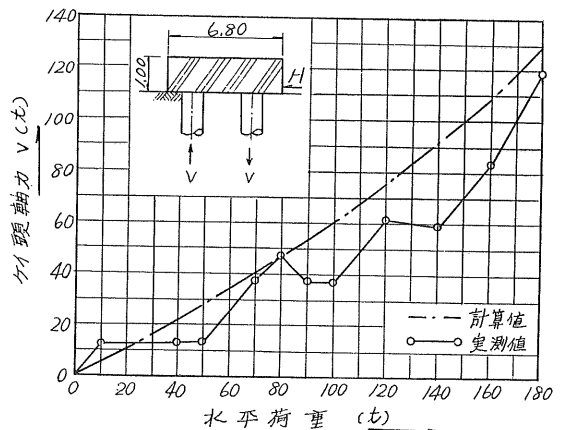


図-10 組グイクイ頭軸力

にて, $T = 433 \text{cm}$ としてクイ 1 本当り $V = 211.0 \text{t}$, $H = 62.6 \text{t}$, $M = -182.3 \text{t} \cdot \text{m}$, $\delta = 1.42 \text{cm}$ であり安全である。

- (3) クイ地中部の摩擦力分布, 曲げモーメント分布, その

他の試験の結果、施工による周辺地盤の攪乱、崩落および水中コンクリートの不確実さは認められない。

(4) 組グイの計算結果は同一タワミに対する単グイの定数を導入すればいく分小さな値を与える傾向にあるがこれは⁵⁾大口径鋼管斜組グイの場合にも同様な傾向があった。

4. 強制振動試験

4-1. 試験の方法

構造物の動的設計を行なう場合、地盤をも含めた構造物全体としての応答性状と減衰常数の評価が重要な要素となる。これらは後述するように、いろいろな factor によって変化するもので、現在のところ直接実験によって求める以外に方法はない。試験に用いたクイは、単グイと2本組グイであるが、いずれも静的試験終了後に振動試験を行なったためにクイ頭に無視できない質量があり、rocking と sway の連成振動となりその後の解析が極めて複雑になったが、初期の目的は達し得たと思う。測定のプロックダイアグラムを図-11に示す。写真-3は組グイ振動試験の状況を示す。

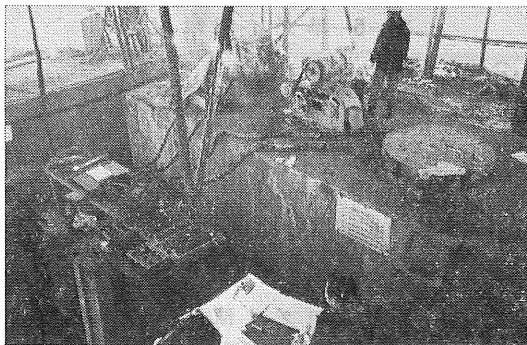
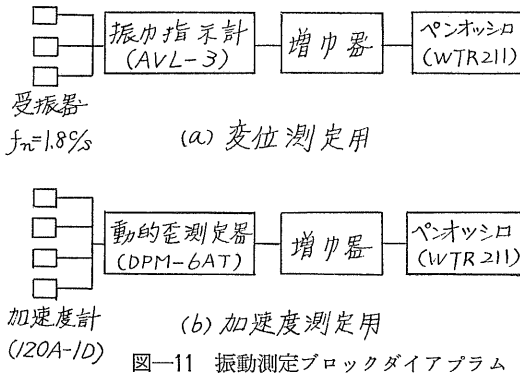


写真-3 組グイ振動試験

4-2. 固有振動数

単グイ、組グイそれぞれの振動数 f と振巾 a との関係の1例を図-12, 13に示す。点A1についての f と a との関係をもとめたのが図-14である。これから各々の系の固有振

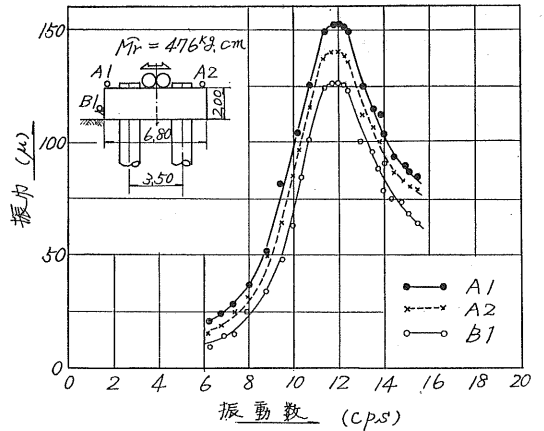


図-12 単グイ強制振動試験

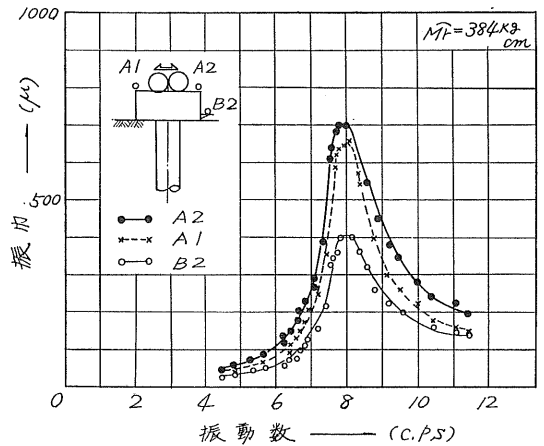


図-13 組グイ強制振動試験

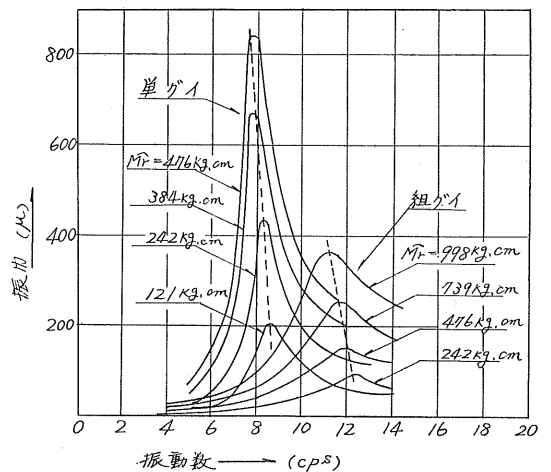


図-14 単グイ組グイの f - a 曲線 (点A1)

動数 f_n は単グイでは約 8 cps, 組グイでは約 12 cps でありいずれも共振時の振動数は加振モーメントの増大にしたが

っていく分低下する傾向にある。

4-3. クイも含めた地盤の等価バネ定数

等価バネ定数は次のような方法によって求めた。
簡単のために、各振動系を1質点減衰系として、

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2ph \frac{dx}{dt} + p^2x = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{ここに、 } p^2 = \frac{k}{m}, 2\varepsilon = \frac{c}{m}, \frac{\varepsilon}{p} = h \dots\dots\dots(4)$$

ただし：m質量(t), k:バネ定数(t/cm), C:粘性摩擦減衰係数, h:減衰定数,

(3)式を Laplace 変換して1次の固有周期を求めれば、

$$T = \frac{2\pi}{p\sqrt{1-h^2}} \text{ (sec)} \dots\dots\dots(5)$$

となる。ただし本橋の場合h²は1に比べて微小であったので結局等価バネ定数は次式のようになる。

$$k = 4\pi^2 m f_n^2 \dots\dots\dots(6)$$

各加振モーメントにおける単グイと組グイの動的バネ定数を微小変位に対応する静的バネ定数と比較して表-3, 4に示す。

図-15は単グイにおける加速度のクイ軸方向分布を示す。

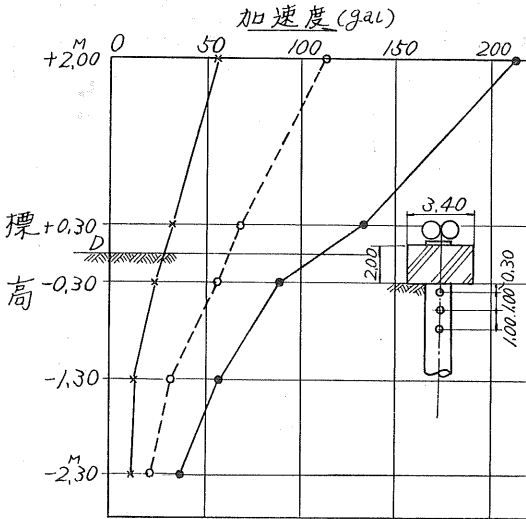


図-15 単グイ加速度分布

表-3 単グイ動的等価バネ定数

\widehat{M}_r kg · cm	等荷水平 バネ定数	共振時 の振巾	共振時の 加振力	動的バネ定数 静的バネ定数
121	135 t/cm	120 μ	0.34 t	0.865
242	126	260	0.64	0.808
384	123	390	1.00	0.788
476	120	540	1.20	0.769

表-4 組グイ動的等価バネ定数

\widehat{M}_r kg · cm	等荷水平 バネ定数	共振時 の振巾	共振時の 加振力	動的バネ定数 静的バネ定数
242	558 t/cm	77 μ	1.48 t	0.779
476	532	126	2.77	0.743
739	506	276	4.08	0.708
998	472	315	5.15	0.659

5. クイも含めた地盤の等価減衰係数

1質点系の共振振動数が $p = \sqrt{k/m}$ に一致するとすれば

$$x_{max} = \frac{\widehat{M}_r \cdot \omega^2}{W \cdot p^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \omega^2/p)^2 + 4h^2\omega^2/p^2}} \dots\dots\dots(7)$$

ここに ω : 円振動数, x_{max} : 共振時最大振巾(cm)

から、

$$h = \frac{\widehat{M}_r}{2W x_{max}} \dots\dots\dots(8)$$

一方、 $x = x_{max}/\sqrt{2}$ になるような振動数 f の範囲を Δf とすれば、

$$A = \frac{\pi \cdot \Delta f}{f_n} \text{ (対数減衰率)} \dots\dots\dots(9)$$

また、 $0 < h \leq 1$ のとき $A = 2h\pi$ であり、(7)式で $\omega = f = p$ とすれば

$$\frac{x_{max}}{x_{sf}} = \frac{1}{2\pi} \frac{\pi}{A}, x_{sf} = \frac{\widehat{M}_r \omega^2}{k \cdot g} = \frac{\widehat{M}_r \omega^2}{p^2 W} \dots\dots\dots(10)$$

より

$$h = \frac{A}{2\pi} = \frac{\Delta f}{2f_n} \dots\dots\dots(11)$$

となる。(8), (11)式に測定値を代入し単グイ, 組グイそれぞれの場合の減衰定数を求めたのが表-5, 6である。いずれの場合も h は \widehat{M}_r に無関係であることがわかる。

表-5 単グイ減衰定数

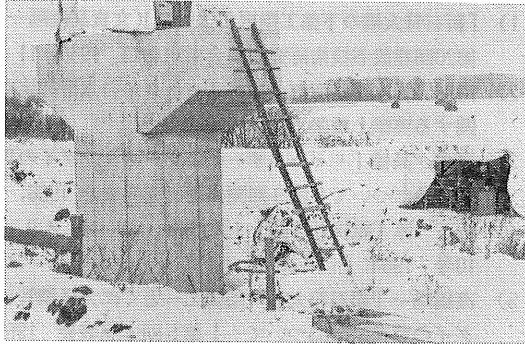
\widehat{M}_r kg · cm	h_w	
	(8) 式	(11) 式
121	0.066	0.074
242	0.064	0.072
384	0.061	0.074
476	0.062	0.073

表-6 組グイ減衰定数

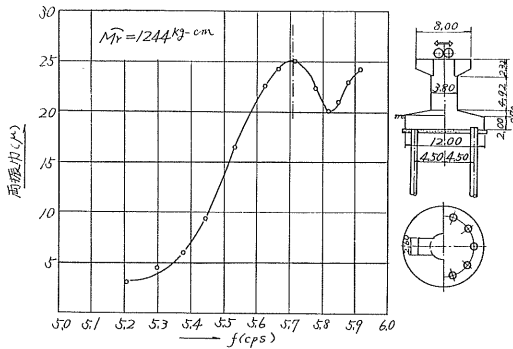
\widehat{M}_r kg · cm	h_w	
	(8) 式	(11) 式
242	0.16	0.15
476	0.17	0.15
739	0.13	0.14
998	0.15	0.13

6. 橋脚振動実験

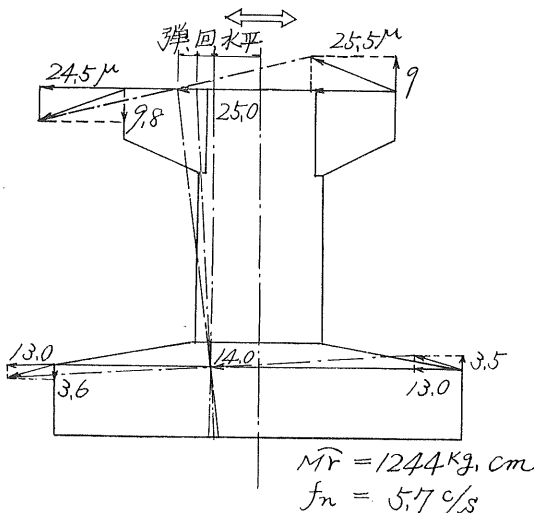
15Pにおいて橋脚完成時に天端に起振機をおき強制振動試験を行なった。写真—4は試験中の状況を示す。図—16に $\widehat{M}_r = 1,244 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ (加振方向は橋軸直角方向)における振動数と振巾の関係を示すが、 $f = 5.7 \text{ cps}$ でひとつの共振点がある。然し、より高い振動数の範囲で別の共振点がある。



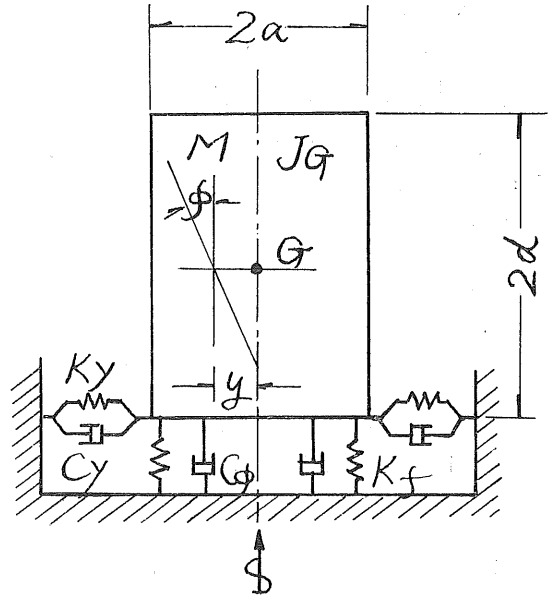
写真—4 橋脚振動試験



図—16 15P 振動数—振巾図



図—17 共振時振動モード



図—18 弾性地盤上の剛体のモデル

るように思われるが、起振機との能力の関係で明らかでない。共振時における振動モードは変位の実測値から図—17に示すように、swayとrockingに柱の弾性変形が加わった連成振動の状態にあるものと思われる。いまクイの存在を半無限弾性地盤のパネ定数の中に含めて図—18に示すようなswayとrockingに関する別々のパネ系の連成振動を考えると運動方程式は次のように表わし得る。

$$M\ddot{u} + C_w(\dot{u} - \dot{\phi}) + K_w(u - \phi)d = F_0 e^{i\omega t} \dots\dots (12)$$

$$J_y \ddot{\phi} + C_\phi \dot{\phi} + K_\phi \phi - C_w(u - \phi)d - K_w(u - \phi)d = F_0 d e^{i\omega t} \dots\dots (13)$$

ここに、 $F_0 e^{i\omega t}$: 起振力 ϕ : 回転角、 u : 基礎重心の x 方向の変位、 K_w : 地盤の x 方向パネ定数、 J_y : 基礎の重心における y 軸まわりの慣性モーメント、 K_ϕ : 地盤の回転剛性、 C_w 、 C_ϕ : 各々基礎の接地面における x 方向および上下方向のリアクタンス

地盤の x 方向のパネ定数 K_w は次式で表わし得る。

$$K_w = \frac{8a\rho V_s^2}{(2-\nu)} \dots\dots (14)$$

(14)式に、 a : 基礎の半径 = 6.0m、 ρ : 土の質量 = $1.8 \times 10^{-1} \text{ tm sec}^{-2}$ 、 V_s : 横波の伝播速度 200 m/s、 ν : ポアソン比 = 0.25 とすると、 $K_w = 1.95 \times 10^3 / \text{m}$ となる。この水平動の固有周期は(6)式より $f_w = 7.0 \text{ cps}$ となる。

また地盤の回転剛性 K_ϕ は、

$$K_\phi = \frac{8a^3 V_s^2}{3(1-\nu)} \dots\dots (15)$$

より $K_\phi = 55.3 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}$ であり、回転の固有振動数は、

$$f_\phi = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K_\phi}{J_y}} = 10.7 \text{ cps} \text{ となる。}$$

いま(12), (13)式において簡単のため地盤の減衰効果を見捨てて連成固有振動数を求めれば,

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} f_m^2 \{ \beta^2 + md^2 + 1 \} \pm \sqrt{(\beta^2 md^2 + 1) - 4\beta^2} \dots (16)$$

ここに, $f_m = 7.0$, $f_\phi = 10.7$, $md^2 = 12K^2 / (3 + 4K^2)$
 K : 巾高比 = 0.52 より, $f_1 = 5.8 cps$ を得る。これは実験結果の 1 次共振振動数 5.7 cps によく一致している。

む す び

以上ローケーシング式 RCD グイ基礎の水平抵抗と振動性状についての実験結果を示した。静的実験の範囲では前述したように, この種基礎の支持性状に何ら支障はないものと思われる。本橋では 50 本の RCD グイを施工したが右岸橋台で 1 部孔壁が崩壊した以外は比較的順調に完了することができた。

一方この報告におけるグイ基礎の応答計算は初等的な取扱いしかできなかったが, 実際には, グイの剛性と底板下の地盤のせん断弾性係数を共に考慮した動的地盤係数 (*Modulus of soil reacton*), 剛体と共に運動する土の附加質量 (*Apparent mass*), 地盤の卓越周期, 底面の大

きさ, 減衰常数, 運動の加速度と振巾などをすべて変数として考慮しなければならない。これは基礎の動的解析の今後に残された問題であると思う。

最後にこの実験と解析は札幌開発建設部青木正夫技官と清水建設株式会社研究所の諸氏の協力のもとに実施されたものでここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 「新石狩大橋の下部工撰択について」(文責高橋陽一) 第 20 回建設省技術研究発表会指定課題 1966, 11
- 2) 高橋, 青木「場所打コンクリートグイの水平抵抗に関する実験」橋梁と基礎 1968, 2
- 3) 青木, 高橋「リバースサーキュレーショングイの現場実験について」第 9 回開発局研究発表会 1966, 2
- 4) 竹下 惇「組杭計算法」土木技術 vol. 19, 8 9 10号 1964
- 5) 高橋陽一「新石狩大橋の基礎工一とくに大径鋼管斜グイの載荷試験について」第 5 回本発表会 1965
- 6) 山原 浩「弾性地盤上の基礎および構造物の振動性状に関する研究」建築学会論文報告集 1965,

厚岸大橋基礎鋼管ぐいの載荷試験について (1)

小 山 義 之*
 ○笠 原 正**
 須 田 勲***

1. ま え が き

架橋位置の土質が軟弱で深い基礎を必要とする場合、種々の構造型式が考えられるが、その決定については出来上がった構造物の安全度・経済性のみならず施工の難易、施工中及び完成後における地域住民への影響等多くの条件を考えなければならない。これらを比較検討の結果、本橋下部構造には、大径鋼管ぐい(φ1,000~1,200mm)を斜ぐいを含む組ぐいとして用いる事を計画し設計に入ったが、その際仮定した種々の条件を確認するため、昭和43年12月より昭和44年2月にわたって載荷試験を行った。このうち本報文においては鉛直載荷試験について報告し、鉛直方向許容支持力の決定及び粘性土中における支持機構について若干の考察を試みた。

2. 工 事 概 要

路線名：一般道々霧多布厚岸線
 橋 長：456.50m
 幅 員：車道7.00m 歩道2@1.50m
 設計荷重：TL-20
 支間割：2@81.90+2@91.00+109.50
 上部構造：ゲルバー型式連続ワーレントラス
 下部構造：
 本町側橋台(A-1)：鋼管直斜組ぐい(φ1,000mm, L=66.50m)
 真竜側橋台(A-2)：同上(φ1200mm, L=62.00mm)
 橋脚(P-1~4)：同上(φ1200mm, L=68.00m)
 図-1は試験箇所A-1の構造概要である。

3. 架橋位置の土質

架橋位置の土質調査は計画中心線上において、4箇所(海上2, 陸上2)行ったが、その内訳を表-1に示す。このあたりの土質状況を示すと、表-2のようであり、粘性土の一般的数値を示している。

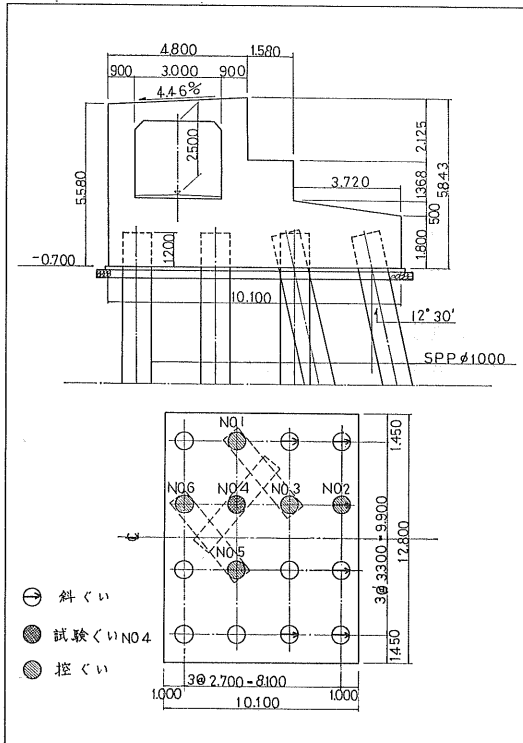


図-1 A-1 構造概要

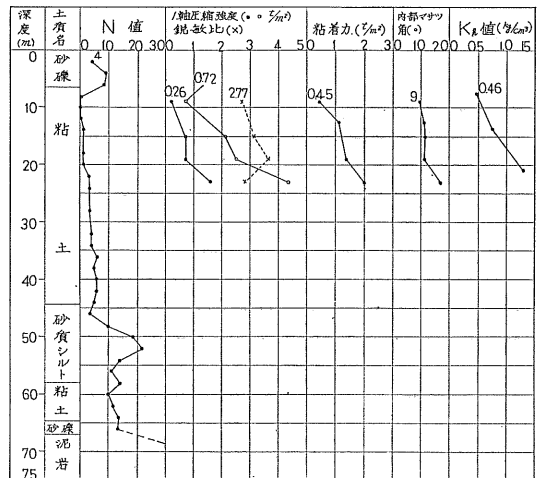


図-2 試験箇所土質柱状図

*北海道土木部道路課
 **鋼路土木現業所厚岸出張所
 ***北海道開発コンサルタント株式会社

表-1 土 質 調 査 内 訳

種 別	名 称	A-1	P-2	P-4	A-2	計	摘 要
原 位 置 試 験	ボーリング	72	70	60	65	267m	孔径116%~66%
	標準貫入試験	32	31	25	29	117回	J I S A 1219
	横方向K値試験	3		4		7回	プレシオメーター法
	腐食度試験	16		19		35点	コロージオンポイント法
	間ゲキ水圧試験	12		9		21点	カールソン水圧計
物 理 試 験	湿潤密度試験	4		4		8個	J I S A 1202 デロリンサンプリング
	液, 塑性限界試験	4		4		8個	J I S A 1205, 1206 同 上
	含水量試験	4		4		8個	J I S A 1203, 同 上
	粒度試験	11	11	11	11	44個	J I S A 1204
力 学 試 験	1軸圧縮試験	4		4		8個	J I S A 1216 デニリンサンプリング
	1面セン断試験	4		4		8個	ヒズミ制御法, 非排水, 同 上

表-2 土 層 分 布

標高 (m)	層厚(m)	土 質	11 値	備 考
地表付近	1.0~3.0	砂 礫	8	貝ガラを多量に含む。礫径30%前後陸上部では埋土と見られる。
EL-43 迄	30	粘 土	0~14	$q_n=0.07\sim0.5\text{kg/cm}^2$ $s_t=28\sim64$ $C=0.045\sim0.21\text{kg/cm}^2$ $\phi=9^\circ\sim16^\circ30'$ メタンガスの噴出あり。
EL-43 ~ 66	23	粘土, シ ルト, 砂 の互層	3~22	海上部では多量の腐食物を含む。 陸上部では基盤上に砂礫層が堆積する。
EL-66 以 下		泥 岩	80 以 上	岩盤線は4ヶ所共水平であり表面は2~3mの範囲で風化されている。

試験個所の土質柱状図を図-2に示す。
尚N値は土の状態, ロッドの長さにより修正したものであり, 間隙水圧はほとんど静水圧に等しい値であった。

試験を計画実施した。くいの配置については図-1参照。このうち本報文においては鉛直載荷試験について報告する。

4. 試験計画

前記の通り設計条件確認のため表-3に示す項目につき

5. 鉛直載荷試験

5-1. 試験杭の長さ及び打込み機械

今回試験に使用するくいは試験ぐい, 控ぐい共, 将来構

表-3 試験項目及び内容

項 目	測 定	目 的
打 込 試 験	打撃応力, 貫入量, リバウンド	動力学公式によるくいの軸方向極限支持力の決定, くいの支持層の決定
鉛 直 載 荷 試 験	くい応力分布, 軸方向押込, 降伏支持力	設計支持力の確認
水平 交 番 載 荷 試 験 (単ぐい)	くい応力分布, 変位, 回転角	横方向許容支持力の確認
同 上 (組ぐい)	同 上	組ぐいとしてのK値の確認
振 動 試 験(単ぐい)	固有振動数, 最大振幅, 減衰常数, 軸方向加速度分布	動的解析資料
同 上 (組ぐい)	同 上	同 上
公 害 調 査	工事個所付近の振動, 騒音	附近住民への影響調査

造物の基礎ぐいとして使用するものであるので、岩盤に支持させるべく、長さ67mを計画した。そこで、これまで打込み得る機械であるが、この長さにおける静力学的極限支持力をマイヤーホープの式により計算すると1,840tとなり、ディーゼルハンマーの打込限界能力をラムストローク240cm、貫入量0.04cm、リバウンド0.8cmとして動力学公式により計算すると、D-22で1,250t、D-40で2,400tとなる。

この程度の打込み例はあるが、ディーゼルハンマーの場合貫入量が1mm以下になるとくい、機械共に損傷する事があるので、2mm前後で100回程度、総打撃回数で3,000回以下が安全であるとの資料もあるので余裕をみて、もう一段階上の機械(D-70)を使用する事も考えられたが、工期、入手の困難さなどからD-40による事にした。

ここで大径鋼管ぐいの場合特に問題となるのは、打撃時におけるくい頭応力と、ほとんど打込み不可能となった時のくい先端応力である。これについて前記資料により検討してみると、D-40使用、ハンマーとくい(肉厚16mm)の断面積比を10、ラムストローク240mmとすればくい頭応力は1,500kg/cm²となり2380kg/cm²(許容応力は打込時70%増し、1,400×1.7)よりは小さい。

又、先端応力については、肉厚9mmとすれば3,940kg/cm²となり打込時の許容応力よりは大きい引張破壊強度の

表-4 ハンマー性能比較表

型 式	D - 22	D - 42
本体総重量	4,920kg	10,220kg
許容最大斜ぐい打角度	45°	45°
ラム重量	2,200kg	4,200kg
打撃回数	45-60回/分	45-60回/分
1打撃の仕事量	6,150kg m	11,000kg m
ラムストローク	2,500mm	2,500mm
燃焼による押圧力	72ton	127ton

4,100kg/cm²(STK-41)よりは小さい。

しかしながらこの計算方法はエネルギー理論が理想的に適用される場合についてであり、実際に打込まれるくいについては周辺摩擦などによる打撃エネルギーの散逸も考えられるので、上記計算通りの事は起り得ないと考え、D-40(施工はKB-42)使用に決定した。表-4にハンマーの性能比較を示す。写真-1は直ぐいの打込状況である。

5-2. 打込結果

上記の通りのくい長及びハンマーにて打込んだが、予定的くい先深さより、15m程浅い位置にて打込不可能となった。打込中特に感じられた事は、くい周面粘着力の回復の早い事であった。打込深さ36m(3ロット)以上になると継手溶接時間(半自動溶接、平均90分)の前後も貫入状況に変化

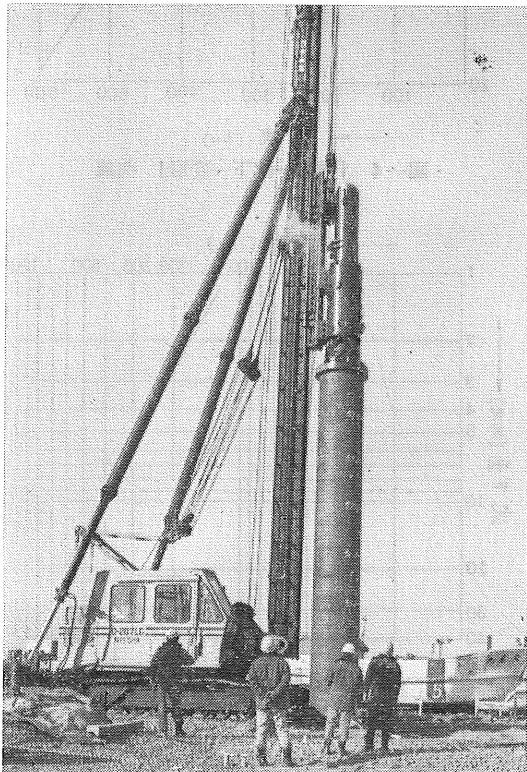


写真-1 直ぐい打込み状況

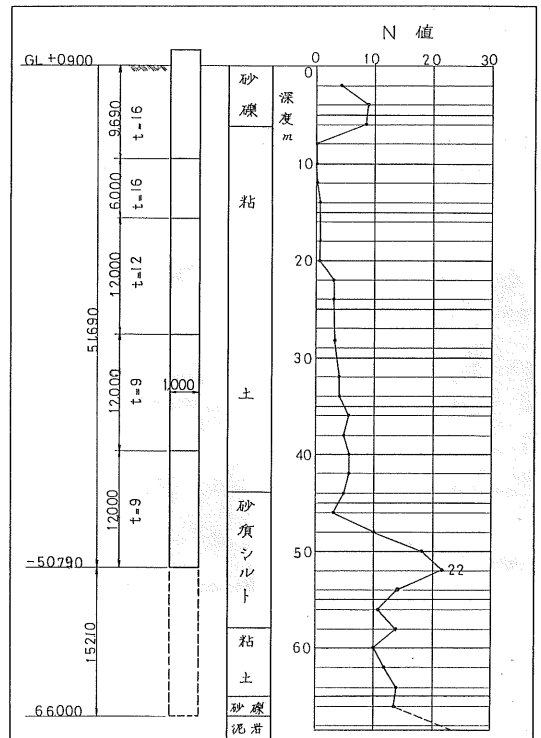


図-3 試験ぐい打込状況

があり、1夜放置すると1打撃当り貫入量は前日打止時の1/3程度となった。これは途中の粘土の鋭敏比の小さい事からも考えられる。試験ぐいの根入状態を図-3に示す。又打止時における貫入量その他は次の通りである。

総打撃数：7,700回

貫入量：0.12cm

リバウンド量：1.4cm

ラムストローク：240cm

管内土の下り：3.70m

5-3. 最大荷重の決定

A-1の設計において仮定したくい1本当りの軸方向押込許容支持力は、平時300t、地震時450tとした。

これを確認するとなれば指針により支持ぐいと考へて、安全率をそれぞれ3、2として900t必要となるが入手可能な載荷装置の都合から最大荷重は600tとした。

くい1本当りの設計押込力は、平時123t、地震時230t(水平震度0.25)となるので、これに対しては上記の安全率は充分である。

5-4. 試験方法

上記の理由から最大荷重は600tとしたが、これを250tジャッキ4台により、100t刻みに6サイクルに分けて繰返し載荷した。打込みより載荷までの経過日数は14日であったが、打込み状況よりみてこの間における地盤の回復は充分であったと思う。沈下量の測定はダイヤルゲージ(精度1/100mm)を試験ぐいに4個、控ぐいに各2個、計12個を独立の形鋼に固定して行い、くい応力はくいの外面に16枚、内面に18枚計34枚のワイヤーストレンゲージにより測定した。この作業は厳寒の時期に行われ、鋼管をジェットヒーターにより予熱しながら貼付けたが、測定不能となったゲージは最終的に3割程度であった。写真-2、3にこの様子を示す。

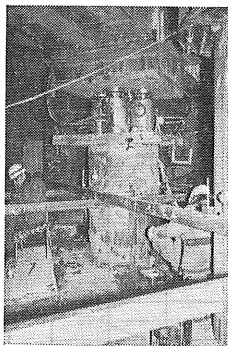


写真-2 鉛直載荷試験

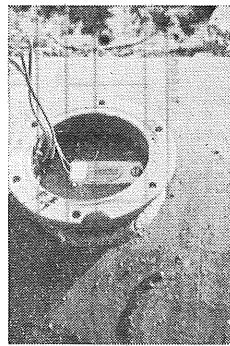


写真-3 ストレンゲージ取付

5.5 許容支持力

荷重沈下変形の関係を図-4に示す。図中の600tにおける理論的弾性変形量37.4mmは、図-3により肉厚、長さ、断面積(コードプロテクターを含む)別に次式により求め加

えたものである。

$$\Delta L = P \cdot L / A \cdot E$$

$$(E : 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$$

次に極限支持力を求めるが、載荷試験、静力学公式、くい打ち公式によりそれぞれ求めて比較検討する。

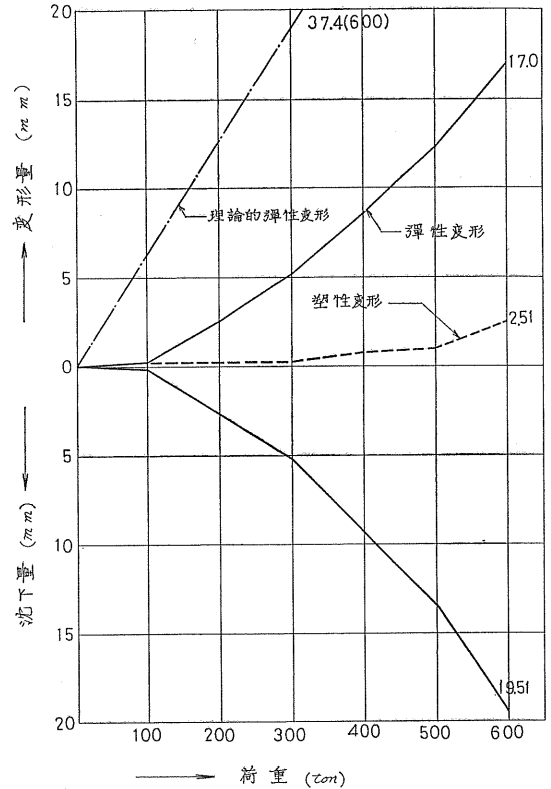


図-4 「荷重-沈下-変形」 曲線

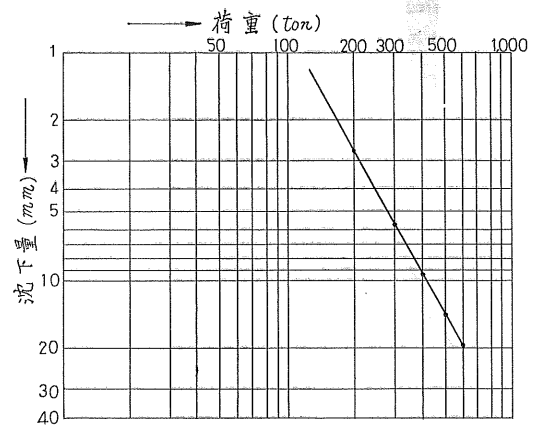


図-5 「log S-log P」 曲線

5-5-1. 載荷試験

この方法により極限支持力を求める事は、一般に装置の関係から困難なので、降伏支持力を求める事が行われる。

その方法の一つとして荷重と沈下量を両対数目盛にとって曲線を検討する方法(log S—log P₂ 曲線)を図-5に示すが降伏荷重は明らかでない。指針により降伏荷重又は試験最大荷重の1.5倍を極限支持力とすれば900 t以上と推定される。従って許容支持力は支持ぐいと考える場合、平時300 t、地震時450 t 摩擦ぐいと考える場合、平時225 t。地震時300 tとなる。地中に打込まれた1本のくいを支持ぐい、摩擦ぐいのどちらと考えるかはむづかしいが、図-4の弾性変形において理論値にくらべ、実測値がかなり低い事からこの荷重段階においては摩擦ぐいと考えるのが正しいであろう。

5-5-2. 静力学公式

くい先端は閉鎖されているものと考えマイヤホーフの式による(指針参照)

$$R_u = 40NA_p + \left(\frac{1}{5}Ns l_s + \frac{1}{2}N_c l_c\right) \cdot U$$

図-3より、 A_p : $3.14 \times 0.5^2 = 0.785\text{m}^2$

N : 18(平均)

\bar{N}_s : 8

\bar{N}_c : 3

l_s : $6+8=14\text{m}$

l_c : 38m

U : $3.14 \times 1.0 = 3.14\text{m}$

以上の値を上式に代入して、

$$\begin{aligned} R_u &= 40 \times 18 \times 0.785 + \left(\frac{1}{5} \times 8 \times 14 + \frac{1}{2} \times 3 \times 38\right) \times 3.14 \\ &= 565 + 250 \\ &= 815\text{ t} \end{aligned}$$

従って許容支持力は支持ぐいと考える場合、平時270 t、地震時410 t 摩擦ぐいと考える場合、平時200 t、地震時270 tとなる。

上記算式において、第1項を先端支持力、第2項を周面摩擦力と考えられ、その分担割合は、70%及び30%となり、支持ぐいとも考えられる。

5-5-3. くい打ち公式

くい打ち公式には多くのものが提案されており、指針によると摩擦ぐいに対しては使用してはならない事になっているが、参考までにヒレーの式により計算する(資料参照)。

$$R_u = \frac{e_f \cdot F}{S + \frac{C}{2}} \cdot \frac{W_H + e^2 W_P}{W_H + W_P}$$

上式に5.2の結果及び次の値を代入する。

e_f : 0.7

e : 0.8

F : $2W_H H$ 又は公称エネルギー

W_H : 4.2 t

W_P : 16.0 t

(1) $F = 2W_H H$ とする場合

$$R_u = \frac{0.7 \times 2 \times 24.2 \times 240}{0.12 + \frac{1}{2} \times 1.4} \times \frac{4.2 + 0.8 \times 16.0}{4.2 + 16.0} = 1,220\text{ t}$$

(2) $F =$ 公称エネルギー(1.100tm)とする場合。

$$R_u = \frac{1.100}{0.12 + \frac{1}{2} \times 1.4} \times \frac{4.2 + 0.8 \times 16.0}{4.2 + 16.0} = 960\text{ t}$$

この種公式を使用する場合は、 e_f (ハンマーの効率)、 e (反撥係数)の決定には充分検討する必要がある。

5-5-4. 許容支持力の推定

以上をまとめると表-5の通りである。

表-5 支持力一覧表

項目	極限支持力 (t)	許容支持力(t)		摘要
		平時	地震時	
載荷試験	900	300 225	450 300	設計押込力 平時:123t/本 地震時:230t/本
静力学公式 (マイヤホーフ)	815	270 200	410 270	
くい打ち公式 (ヒレー)	960	320 240	480 320	

註: 許容支持力、上段: 支持ぐいと考える場合
下段: 摩擦ぐい

これより推定される押込許容支持力は少くとも設計において算出される値を下まわってはいないと考えられる。又くいを短柱と考える時の許容圧縮力は590 tである。

5-6. くい軸方向バネ常数(K_P)

組ぐいの設計において必要とするくい軸方向バネ定数を図-4より求め、図-6に示す。これによると設計押込力(平時123 t、地震時230 t)における値はそれぞれ、1,000 t/cm以上及び700 t/cmとなる。

5-7. 弾性体としてのくいの長さ(L')

図-4において、弾性変形は周りの土の影響を受けないあるくい長さの区間(L')において起るものと考え実際の長さとの比(L'/L)を求めてみると図-7のようになる。但しこの区間はさ程長くないものと考え、くい断面は肉厚12mmと16mmの平均値を用いた。この図より設計押込力における $L', L'/L$ はそれぞれ7.8m、12.7m及び0.16、0.25となる。組ぐいの設計において一般に0.7~0.8と仮定している事はこれよりみて充分安全と思われる。又この場合 L は51.69mによっているが、仮りに当初の予定通り打込まれた場合は66.90mとなり L'/L の値も変わってくるが、 L の如何にかかわらず、弾性体としてのくい長さは設計押込力に対して、7~13mと考えられる。

6. 粘性土中における支持機構について

各荷重におけるくい応力、軸力の深さ方向の分布状態を表-6、図-8に示す。

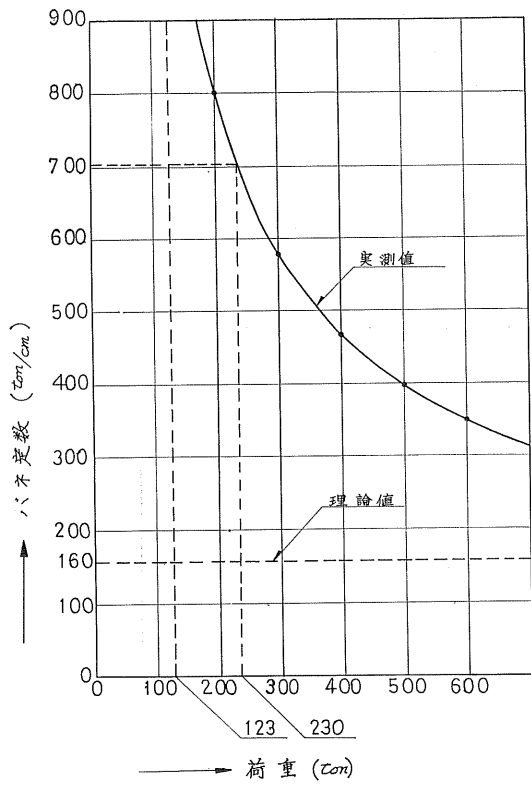


図-6 [P-K_v] 曲線

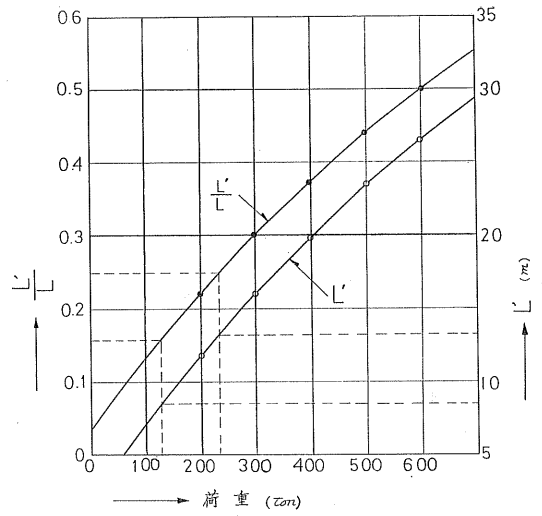


図-7 [P-L'-L'/L] 曲線

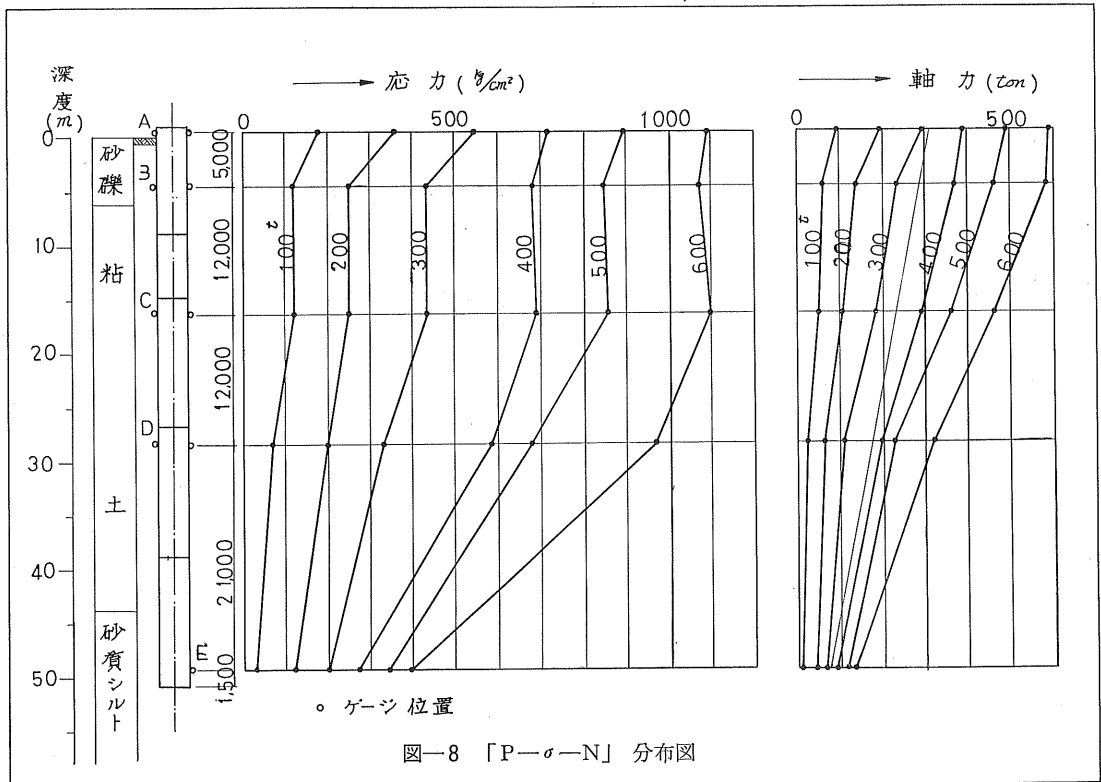


図-8 [P-σ-N] 分布図

表-6 「P-σ-N」分布表

ゲージ	100		200		300		400		500		600	
	σ	N	σ	N	σ	N	σ	N	σ	N	σ	N
A	180	980	360	195	550	298	720	390	900	488	1,090	591
B	120	65	250	136	430	230	680	369	850	461	1,070	580
C	120	50	250	105	435	183	690	290	860	361	1,100	462
D	70	23	200	66	330	108	590	194	680	223	970	318
E	30	10	120	39	200	66	270	89	340	112	400	131

6-1. くい周面摩擦力の分布

くい周面摩擦力を次のように求める (図-9)。

$$P+dP=P+\pi DfdL$$

$$dP=\pi DfdL$$

$$\therefore f = \frac{1}{\pi D} \cdot \frac{dP}{dL}$$

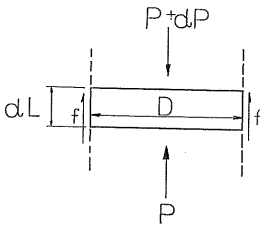


図-9

各ゲージ区間について f を求めると図-10のようになる。これを見ると、押込力の小さいうちは、くい上部において周面摩擦力が働くが、押込力が大きくなるにつれて、くい中央部に移ってくる事が分る。

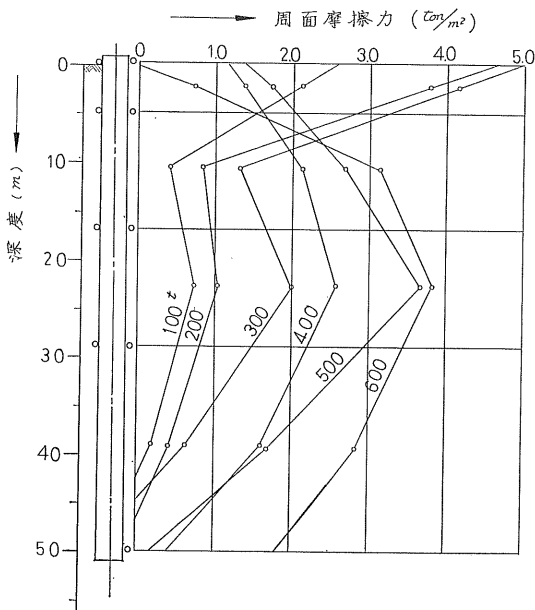


図-10 くい周面摩擦力分布図

6-2. 押込力の分担割合

図-8の軸力分布において先端支持、周面摩擦の分担割合を示すと図-11のようになる。

これによると押込力が 300 t を越えると分担割合はほぼ一定であり、それぞれ 20%、80% となり、静力学公式で算出

される値とは逆となる。

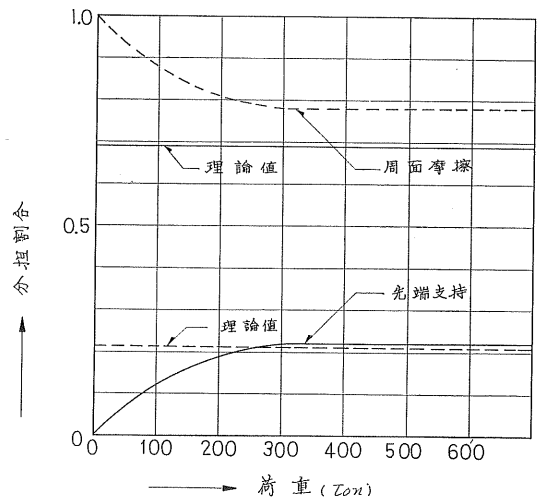


図-11 荷重分担割合

6-3. 先端支持力について

6-2. において考えた先端支持力は、図-8のゲージEにおいて測定された応力に、くい実断面積を乗じて求めたものであるが、実際に厚さわずか 20mm 程度のこの部分で支持されているのか若干の考察を試みる。まずゲージEにおいて測定された軸方向歪は、先端開口部より圧入された土によりくい円周方向のそれを σ_t, ϵ_t 、鋼材のポアソン比を ν とすれば $\epsilon/\epsilon_t = \nu \therefore \epsilon_t = \nu/\epsilon$

$$\sigma/\epsilon = \sigma_t/\epsilon_t \therefore \sigma_t = \sigma/\nu \dots\dots\dots(1)$$

半径 r 、肉厚 t の円管が内圧 P を受けるときの円周応力は、

$$\sigma_t = Pr/t \dots\dots\dots(2)$$

(1), (2)式を等しいとおいて

$$P = \sigma_t \nu r \dots\dots\dots(3)$$

上式に $t : 0.9\text{cm}$

$\nu : 0.3$

$r : 50\text{cm}$

として、各荷重段階における円周応力、内圧を算出し図示すると図-12のようになる。試験施工時この周周応力 (フープテンション) を実測するべくゲージを取付けたが、打

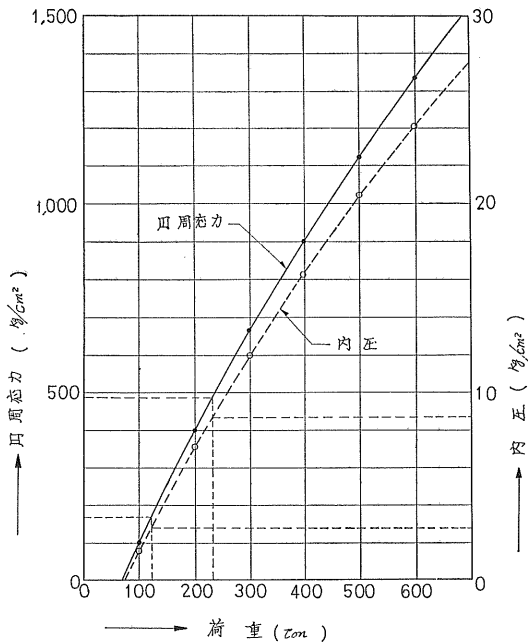


図-12 「P— σ_t —P」曲線

込み完了時には測定不能となっていた。この図よりみると円周応力は設計押込力において平時、地震時それぞれ、170 kg/cm²、最高時においては 1.330 kg/cm²となり大きな応力が生じている。これらの円周応力はくい先端より上方ある長さにわたって次第に少なくなっていくものと思われる。又、この時の先端支持力の算出には土の変形係数等が必要であり、さらに閉鎖効果の検討も必要であろう。

6-4. 長期荷重に対する圧密沈下

以上のように試験くい打込の結果、予定深さより15m程規浅い位置で止り、岩盤迄の間に厚さ約10mの粘土層を残す事になった。仮りにA-1の総てのくい(16本)がこの深さで止った場合、長期荷重に対する圧密沈下の懸念が残る。この算定については、粘土層の圧密常数等が不明確のため確定出来ないが、参考資料によって次の仮定をおいて計算してみた。すなわち橋台1基当りの平時の荷重(上下部の死荷重と活荷重の合計)は1690 t、これが16本のくいをかこむ外側面積に分布し、最終的に荷重はくい先より $\frac{1}{8}$ の点より分散するものとする。

これにより算定の結果最終沈下量は17mmとなった。この

程度の沈下であれば上部構造物に対しても支障ないものと思われる。

7. あとがき

最近くい基礎の設計において水平力に対する抵抗については、理論、試験解析共、かなり進んでいるようであるが、最も初期の問題であるくいの長さを決める方法が明らかでないように思われる。これは軸方向押込力に対する支持機構が明らかでないことによるものであろうが、この意味から上記のような試験解析は重要なことと思われる。

ボーリングを行って設計したにもかかわらず、いざ打込んでみると相当の過不足を生じた例など聞かすが、これなどは公式のみによってくい長を決めたり、又は支持層と考えられるもの(岩盤又はN値の大きな砂利層等)がある場合、この層まで到達させておけば安心である。などの考えから決めた場合でありそこに到る間の土質、打込み機械、打込み方法等をよく検討すべきである。特に鋭敏比の小さい粘性土を打抜こうとする時などは、作業休止の間における粘着力の回復が早く打込不能となる場合もあるので、機械段取、継手溶接の時間を少なくするなど作業計画を考える必要がある。もともと建設工事は一品生産であり、既製くいなどは、打込の結果過不足が生じても他の建設資材と違って転用のきかない場合があるので、このあたりの検討が特に重要と思われる。しかしながら個々の工事についてこのような試験解析によりくい長を決定する事は多くの時間と費用を要するので、いくつかの施工例を比較する事による定性的判断に止るであろう。

終りにこの試験工事を行うにあたり、御指導、御協力いただいた北工学部北郷教授、大成建設株式会社の皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路橋下部構造設計指針「講習会資料」日本道路協会
- 2) 道路橋下部構造設計指針「くい基礎の設計篇」日本道路協会。
- 3) 鋼杭施工法 不動建設株式会社研究室
- 4) 土質調査試験結果の解釈と適用例 土質工学会
- 5) 基礎工学ハンドブック 村山朔郎, 大崎順彦

「ラルマナイ地内における地すべりについて」

— 道道札幌支笏湖線 —

札幌土木現業所 技術係長 今 千 代 士*
〃 技 師 山 科 一 夫**
〃 技 師 〇佐 藤 正 義***

1. は し が き

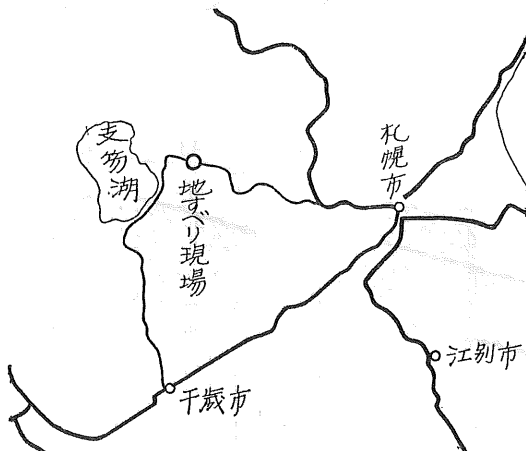
傾斜地において、根切工事を施工する場合、応力平衡の変化、地下水の流れの変化などにより地盤の滑動、崩壊を誘発することがしばしばある。一般に地すべりは外面的特徴も内面的な機構も多種多様であり、運動の状況も多種多様である。しかし、地すべりの発生する所では、地すべりを誘発させる地形的、地質的構造の特質がある筈である。

ラルマナイ地内で発生した地すべりにおいて、地形的・地質的の特質を調査し、地すべりの原因、機構について検討を行なった。本文はそれらの成果を基にして、二・三の対策を施工した報告である。

2. 工 事 概 要

2-1. 工事場所

道々札幌支笏湖線は昭和38年より本格的に工事施工が始まり、昭和42年に開通した主要路線である。(図一1参照)地すべりは千歳郡恵庭町光竜山ラルマナイ地内で起った。



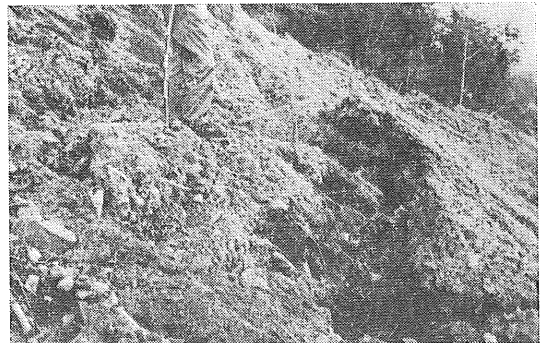
図一.1 地すべり現場の平面図

*札幌土木現業所 技術係長
** 〃 技 師
*** 〃 〃

2-2. 根切工事

昭和42年6月中頃にラルマナイ地内の地すべり地帯における根切工事が始まった。その一帯の地形を図一2に示す。路線のセンターは山の中腹を走っており、根切りは図一3に示すような断面で行なった。すなわち、勾配は1割で高さ12.5m毎に1.0mの小段を設けた。この地帯の根切りが殆んど終ろうとしていた7月27日、測点14K100Mの前後60m(A B地帯)の地帯に、続いて7月20日、測点14K100Mの前後30m(C D地帯)の地帯に突然地すべりが発生した。いずれも根切りの規模の大きな地帯である。地すべりの形状、規模の大きさを図一2に示してある。

地すべり発生後直ちに工事を中止し、地すべりの実態と原因の究明のため調査を開始した。地すべり面積はA B地帯が約3,000㎡、C D地帯は約1,650㎡で、地すべり面の深度は、5～15mである。冠頂部には大きな引張り亀裂が入り(写真一1)、舌部も大部大きくふくらんだ。その後、



写真一1 引つ張り亀裂

大きな地すべりは発生しなかったが、動きは緩慢な崩壊型地すべりとなった。特に翌年の春先の雪溶けのときには顕著に崩れた。

3. 地すべり地帯の地質調査と土質調査

3-1. 地形および地質

ラルマナイ地帯の地質は第三紀金山沢頁岩層といわれるもので、第三紀層のものである。この第三紀層の地すべりは我が国で発生する地すべりの70%という高い割合で起っているものである。これは第三紀層を構成している岩石は固結度も低いし、岩質も弱く、その上地殻変動の最も激しい時代の岩石であるからである。そして更に第三紀層では風化が著しく進んでいるのと、岩種も風化によって容易に粘土に変る頁岩、凝灰岩、泥岩類が主体となっているので、これらの地帯にはいずれも地すべり粘土が広く分布しているためである。

地すべり地帯の地山の平均勾配は 17° ~ 20° の傾斜をなしており、浸食作用は余り著しくはない。基岩は全体として

見ると地表面と大体同傾斜であって、かなり硬い頁岩である。

図-2に示すA, B, C, Dの各測線に沿って、4~5本の垂直ボーリングを基岩に達する深さまで行なった。その柱状図から図-3に示す地質図が推定される。

土の構成は、比較的風化のすすまない大小(10mm~150mm)不規則な頁岩の角礫と、これの風化したものと、および凝灰岩の粘土化したものととの混合した層であって、いわゆる頁岩の角礫破砕混り粘土層あるいは粘土混り角礫破砕帯といわれるものである。そして、これは我が国で最も一般的な地すべり地帯の土の構成である。すなわち、前述した第三紀層の地すべりを起こし易い特質をもった地帯であるといえる。更にこの地帯には、厚さ30~50cmの凝灰岩

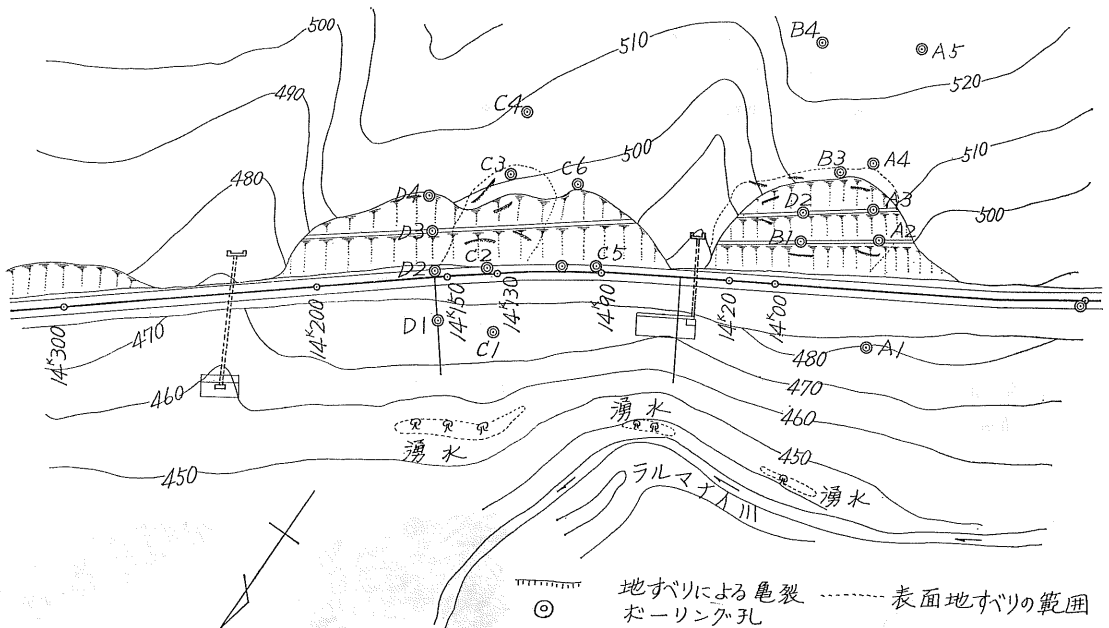


図-2 地すべり地帯平面図

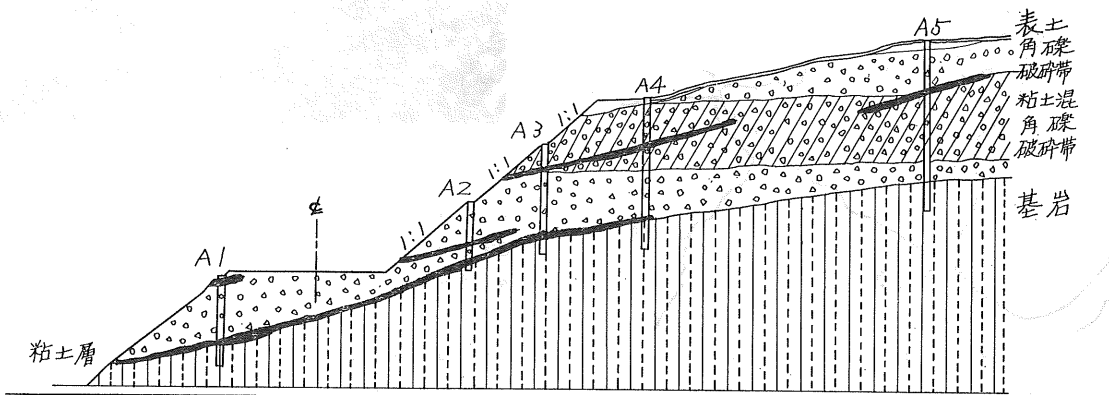


図-3 A 測線の地質図

の粘土化した粘土層が、基岩の直ぐ上や破砕帯層の中に不規則に狭在しており、これは地すべり誘発の大きな原因の一つであると考えられる。直接セン断試験から得たこの粘土層の強度常数は $C=0.2\sim 0.4\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=15^\circ\sim 20^\circ$ であり、かなり固結したもので、不透水性である。また、 $PL=20\sim 30$ 、 $LL=40\sim 70$ と LL は比較的高い値である。粘土混角礫破砕帯の透水性は比較的高く、表層が切り取られて、この破砕帯が表面に露出した所では降雨による地表水が容易に地下に浸透するものと考えられる。

以上の結果から、狭在する粘土層や広く分布する粘土が直接すべり面とならなくとも滑剤として地すべりを誘発したのではないかと考えられる。

3-2. 粘土・頁岩のX線分析および顕微鏡写真

粘土のX線分析によると、粘土鉱物はモンモリロナイトが主体であって、他に白雲母、石英の鉱物を含んでいるものと考えられる。また顕微鏡観察から粘土鉱物（モンモリロナイト）と石英が同じ位の高い割合で含有しているようである。

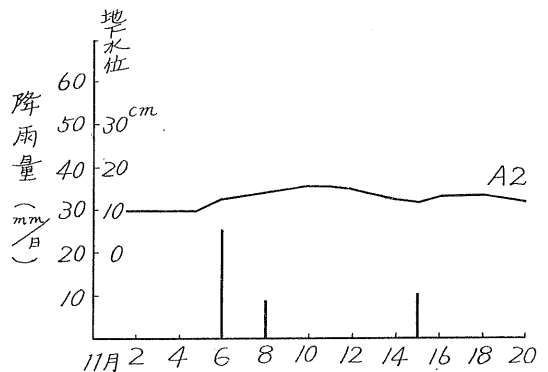
頁岩のX線分析によると、石英、斜長石、白雲母、緑泥石と金属鉱物として黄鉄鉱を含有しているものと考えられる。顕微鏡観察によると石英、黄鉄鉱、白雲母の順での割合で含有しているようである。

つまり、この地帯の粘土は最も膨脹性が高く且つ活性度の高い粘土鉱物であるモンモリロナイトが主成分であることが分った。したがって、この地帯における粘土は吸水膨脹して粘着力が低下し易い粘土であると考えられる。この粘土が大小の頁岩角礫層に分布したり、あるいは薄い層をなして不規則に狭在しているのである。このような地層では、塑性、膨潤性、透水性、強さなどの点において、特異な性質をもっているため地すべりも複雑な要素をもっているものと考えられる。

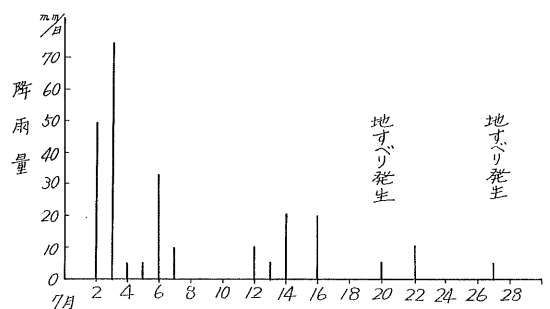
3-3. 水と地すべりの関係

ボーリング調査孔を利用して水位観測を行なった結果、降雨のない時には、地下水は殆んどなく、したがって地下水位は基岩若しくは基岩上よりやや上という極めて低い位置にある。しかし、降雨後孔内水位は緩慢に上昇する。その一例を図一四に示す。降雨と孔内水位上昇との間には約3～4日の時間的遅れがみられる。これは地表水が地下にゆっくりと浸透するために地下水を上昇させるのに時間がかかるからであろうと思われる。

雨が降ると、雨水は地表水として流れ去るものもあるが多くの雨水は地下に浸透するものと考えられる。切り取り工事で表土がはがされたため比較的透水し易い破砕帯が地表に表われたために水が地下に浸透し易くなったと考えられる。水が地下に浸透すると、土の飽和度は高くなり、単位体積重量が大きくなって、セン断応力を大きくさせる。また、地下に浸透した水により地下水位は上昇し、間ゲキ



図一四 地下水位と降雨量との関係



図一五 第1回地すべり発生前の降雨量

水圧は大となる。更に粘性土の含水比は高くなり、セン断強さは低下する。これらの現象が生じて地すべりが発生したのではないかと考えられる。図一五は第一回地すべり発生前後の降雨量を示す。7月に入って雨が続いていたことが分る。

一般に地すべりと降雨とは密接な関係がある。しかし、単に雨量だけでなく雨の強度、継続時間などの要素が大きく影響する。それ故、地すべりの発生は季節と大いに関係がある筈である。小貫によると、地すべりの発生する比率は融雪期のもので70%内外、霜雨期から春の融雪期までのものが20%内外、夏の豪雨期のものが2%内外となっている。すなわち、水の浸透の最も大きい融雪期に地すべりが発生し易いことが分る。また高野も同じようなことを報告しているが、彼は10mm内外の降雨が5日間位降り続いた場合が最も地すべりが発生し易いことを述べている。1日に数10mmも降るような強い雨は地表を流れ去るものが多いので、豪雨もその降雨量のいかんによるよりはむしろ連続降雨のあることの方が地すべりには重要な原因であるようである。

ラルマナイ地帯の地すべりにおいて、第1回目に突然発生した地すべりの原因の大きな一つは、根切りのために応力の平衡を失ったことであると考えられる。しかし、それと同時に前述したように、降雨のためにセン断強さが低下

したことと、広く分布している粘性土が滑剤として作用したこと等も地すべりの原因をなしたものと考えられる。特に第一回目以後の緩慢な、断続的な地すべりや、春先の雪溶け時の顕著な動きなどは後者の原因がより直接的であるように思われる。

孔内地下水位の観測によると、降雨と3～4日位時間的に遅れて地下水位のピークが現われた。これは地下水の流通が悪いために地下水位が上昇するものと考えられるので、横ボーリングを行なってすみやかに排水するのが望ましいものと考えられた。

4. すべり面の機構

地すべりを力学的に解析するためには、すべり面の位置と形状をよく把握しなければならない。すべり面の測定は硬質塩化ビニールパイプにヒズミ計を貼り付けて、ボーリングの行なった孔へパイプを挿入してそのヒズミを測定することにより行なった。その一例を図-6に示す。地下7mと11mの附近の地点の変形量が大きいことが分る。ヒズミ計の測定結果と試錐柱状図からすべり面について次の事項が推定できると考えられる。基岩上の粘土層上に一つのすべり面があり、粘土混り破碎帯内に二つか三つのすべり面がある。基岩上にある礫混り粘土層がすべり面となるのは、地下に浸透する地表水がこの粘土層上に溜まり、そしてその勾配に沿って下方へ流下するため特に強さの低下が著しいからであろう。このような粘土層上におけるすべり面は全国的によく見られるすべり面である。一方破碎帯内のすべり面は、根切り工事により新しくできた傾斜地に発生した円弧すべり面であろうと推定される。

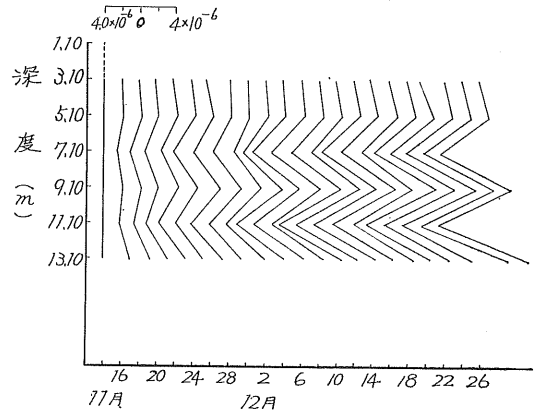


図-6 A3の積算変形量(ヒズミ量変化図)

5. すべり面の安定解析地

5-1. すべりの力学

地すべり現象を土質力学的な見地から説明すると、すべり面における地すべり土のせん断破壊によって引き起こされる現象である。一般にこのようなせん断強さを扱うような工学的な問題に対しては、ある巾をもつけれどもかなり確実な安定解析を行なうことができるのであるが、地すべりの場合には安定解析を行なっても実際と合致しないことが多いようである。それは、地すべりは一般に土質の種類が複雑であり、すべり出す条件は必ずしも一定ではないことやまたすべり面のはっきり分らないなどの理由によるものと考えられる。したがって、詳細な計算を行なったからといって、それが必ずしも真に近いものであるとは限らない

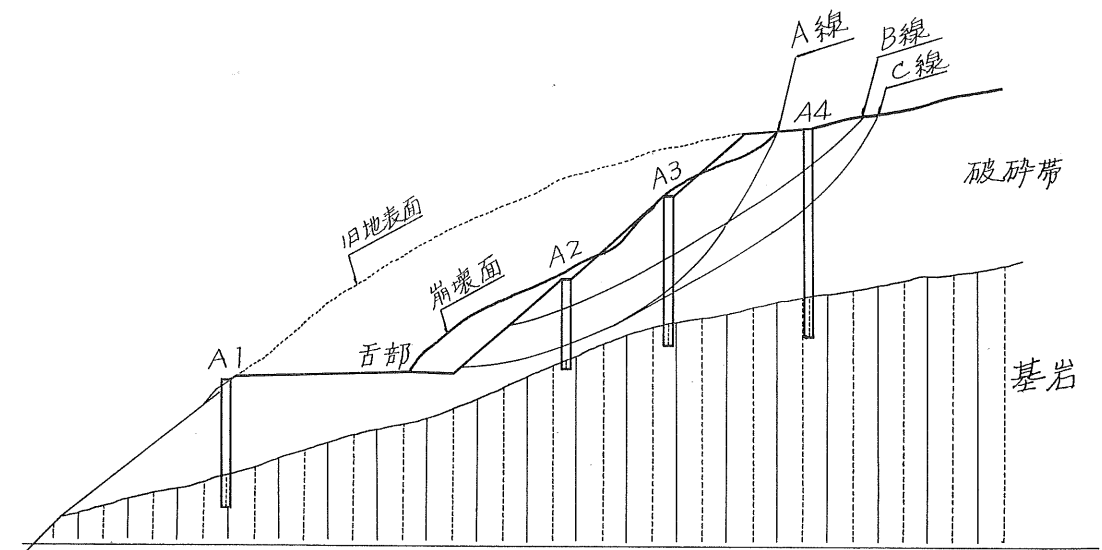


図-7 すべり面の推定

いのであるが、斜面の安定を調べて地すべりの防止対策を計画する上において重要である。

第一回目の地すべりにおいて、亀裂の位置、舌部の形状、地質構造からそのすべり面を図-7のA線のように推定することができる。更に、4.で述べたヒズミ測定結果及び地質構造を考え合せてB、C線のすべり面を推定できると思われる。そして、それらのすべり面に対してスエーデン式分割法により安全率を1.0としてC-φ図を描いてみると図-8のようになる。この図-8と土質試験結果を考慮し

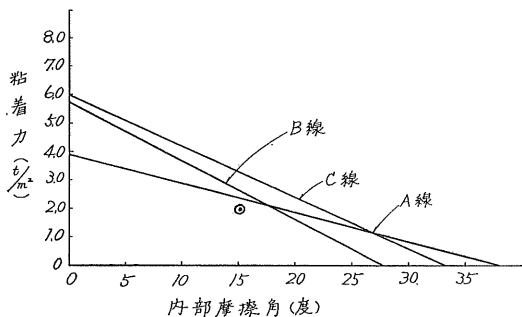


図-8 各すべり面におけるC-φ図

て、このすべり地帯における平均粘着力Cを2.0 t/m²、内部摩擦角φを15°と推定することができる。

6. 対策工法

地すべりは多くの複雑な要素を含んでいるので、一つだけの対策だけで地すべりを防止することはなかなか難しい

と思われる。したがって、二・三の防止工法を同時に施工してその対策を行なうことにした。地すべり防止は施設を作らずに行なうことが望ましいので、セン断応力の減少は工作物を設けしないで、頭部排土を行なうことによりその対策を行なった。また横ボーリング排水工、植生、承水路により水によるセン断強さの減少をできるだけ小さくするような対策を行なった。以下にその詳細を述べる。

6-1. 横ボーリング排水

3-3.で述べたように、降雨により地下水位が上昇するのを横ボーリングで排水することにした。排水管の延長、径、仰角を表-1に示す。排水管は千鳥に10mm間隔に径5mmの孔をあけてストレーナー加工した鉄管を用いている。

表-1 横ボーリング排水管

No.	管径(mm)	仰角(度)	延長(m)
1	50	16.5	20.0
2	〃	11.5	35.0
3	〃	11.5	35.0
4	〃	16.5	50.0
5	〃	16.5	30.0
6	〃	9.5	35.0
7	〃	9.5	35.0
8	〃	16.5	53.0

横ボーリングの位置及び延長を図-9、図-10に示す。仰角は大略不透水層である基岩の傾斜角に合わせて行なった。

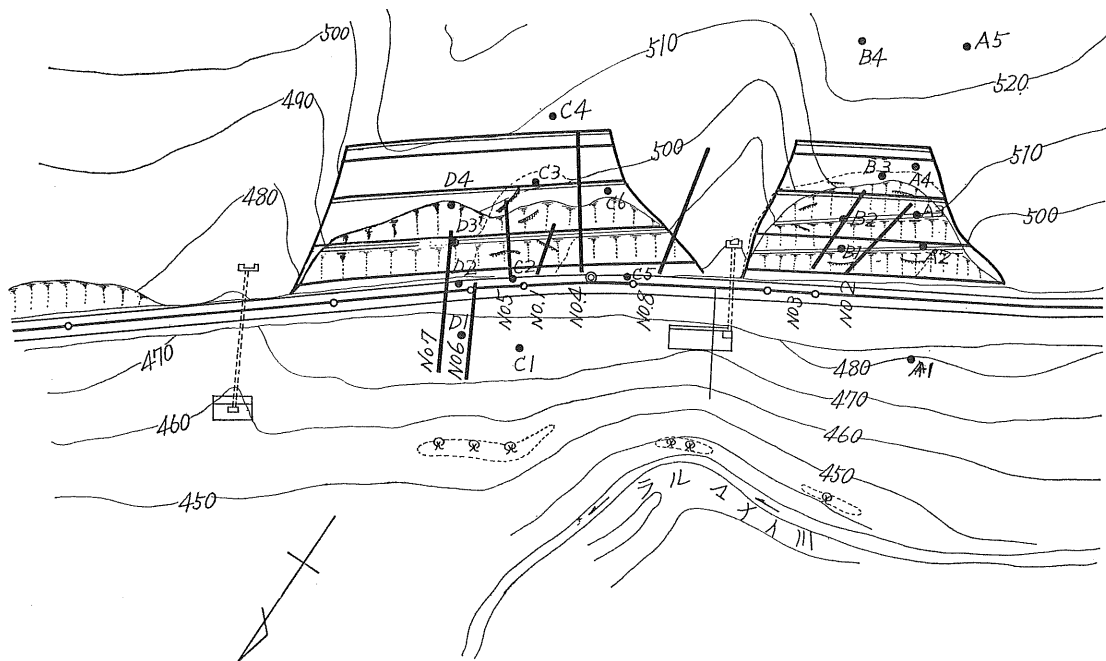


図-9 横ボーリング切取工の平面図

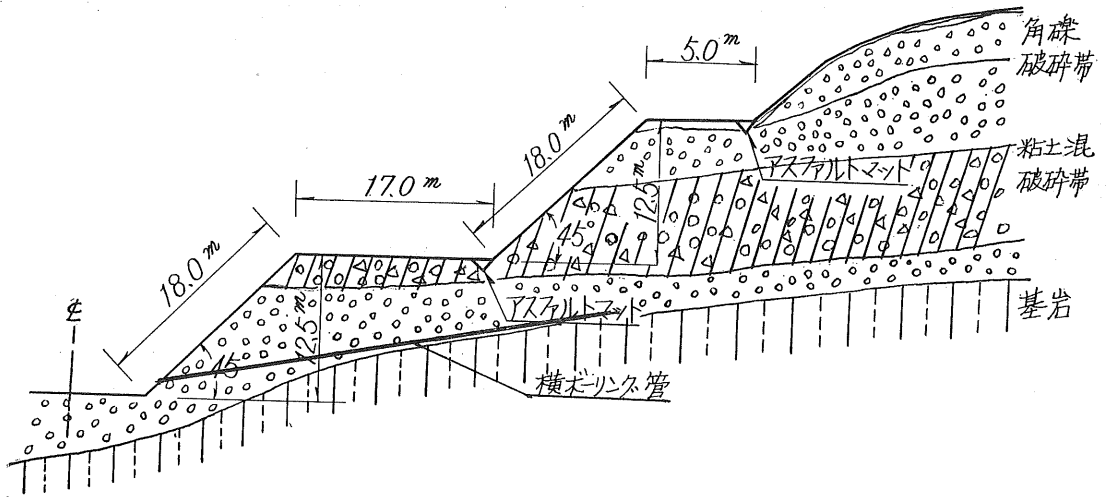


図-10 切り取り工，横ボリング工の断面図

横ボリング施工後，降雨と排水量との関係を調べた。その結果の一例を図-11に示す。図から分かる通り，降雨のない時はあまり排水がなく，降雨後は1日～2日後に排水

考えられる。

6-2. 切り取り工法

せん断応力の主要部分は，地すべりの頭部よりくるもので，この部分を排土して小段を設けることにより安定条件を良くしようとした。小段を設けると，その排土による偶力によるモーメントが常にすべりを防げるように作用する。この地帯の切り取りは比較的容易なため，頭部排土は経済的であり，また理論的にも効果的であるので図-10に示す断面で頭部排土を行なった。

5-1.で述べたように，このすべり地帯における平均粘着力は 2.0 t/cm^2 ，内部摩擦角は 15° と推定されるので斜面の傾斜角を 45° とすると限界高 H_c は，Taylorにより

$$\frac{C}{rH_c} = N = 0.05, \quad H_c = \frac{C}{0.05 \times 1.8} = \frac{2.0}{0.05 \times 1.8} = 22.2 \text{ m}$$

ここに， C =粘着力， N =安定係数， r =土の単位体積重量，斜面高を 12.5 m としたので，斜面高における安定率

$$F_s \text{ は } F_s = \frac{22.2}{12.5} = 1.8 \text{ ここで安全率を大としたのは，この}$$

地帯はモンモリロナイトを主成分とする粘土であるため，水のため強さの低下が 2.0 t/m^2 より更に低下することが予想されたからである。また小段の巾 B は切り取り斜面のすべり面深さ t の $\cot 45^\circ$ ，つまり $t \cot 45^\circ$ より大であることが必要である。すべり面の深さは $5 \text{ m} \sim 15 \text{ m}$ であるから $B \geq 15. \times \cot 45^\circ = 15.0$ であることが必要である。そこで，本切り取り工法において $B = 17.0 \text{ m}$ として施工した。

6-3. 承水路の設置

切り取り後における表面の地層全体は比較的透水性のある粘土混り角礫破砕帯であるため，降雨や融雪水の地下浸透が容易であると思われる。その地下浸透の軽減を計るため図-12に示すようなアスファルトマットによる承水路を

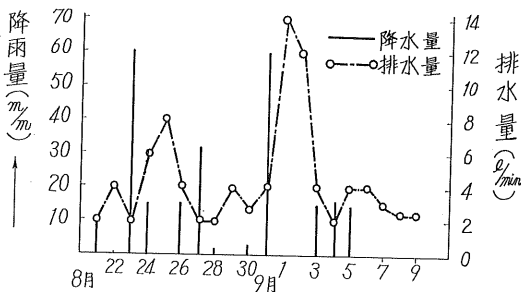


図-11 No. 2号孔の排水状態

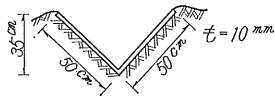
量のピークが現われて，その後急激に排水量が減っていくような排水状態を示している。他の孔からも同様の状態で見られる。排水量は各孔毎に違った値を示しており，なかには，降雨後もあまり排水のない孔もある。図-11に示している排水量の内9月1日における各孔の排水量を表-2に示す。

普段排水がなくても，降雨（融雪水も同じ）の供給のある場合に排水があり，排水施設によって地下水を速やかに排水させる本地帯の場合にも十分目的を達しているものと

表-2 横ボリング孔からの排水量

排水孔	排水量 (l/min)	排水孔	排水量 (l/min)
1	50.0	5	1.0
2	70.0	6	0.5
3	13.5	7	0.2
4	0.6	8	30.0

設置した。これは頭部排土の切り取りによって設けた小段の法先に設置したものである。(図一10参照) 傾斜の急な斜面を流れてくる表面水を小段上に流さず、ここで受け止めて排水しようとするものである。



図一12 承水路の断面

6-4. 植生工法

地すべり地帯に浸透する降雨や融雪水を防止することは地すべり防止工法として重要なことである。このための工法は種々あるが、地すべりには植生を採用し、これにより法面を保護し、水の浸透を防止しようとするものである。

7. 結 語

以上に述べた防止工法を施工した現在、地すべりは大体止まっている。地すべりでは、どの防止工法が最も効果

的であったのかは速断できない。しかし、地すべり地帯のように、ブルドーザーを上げて容易に頭部排土ができる所では切り取り工法が確実に有効な防止工法であるように思われる。それと同時に、水に対する対策も行なわなければならないと考えられる。地すべりの対策で採用した横ボーリング、承水路、植生の三つの工法はそれぞれ有効に働いているように思われる。これが、横ボーリングで水の影響を防ぎ、せん断強さの低下を防ごうとするなら、この地帯には更に何倍もの本数による横ボーリングが必要だと思われる。

最後に、この報文を作製するに当り協力を戴いた北星コンサルタントの石山さん、多田さんに深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 小貫義男著 「土质地質」 森北出版
- 2) 高野秀夫著 「地すべりと防止工法」 地球出版
- 3) 谷口敏雄著 「地すべり調査と対策」 山海堂
- 4) 土質工学会 「土質工学ハンドブック」 技報堂

清水台地すべりについて

— 土 と 地 下 水 —

飯塚 史郎*
 正員 松田 豊治**
 藤井 宏 惇***

§1 はじめに

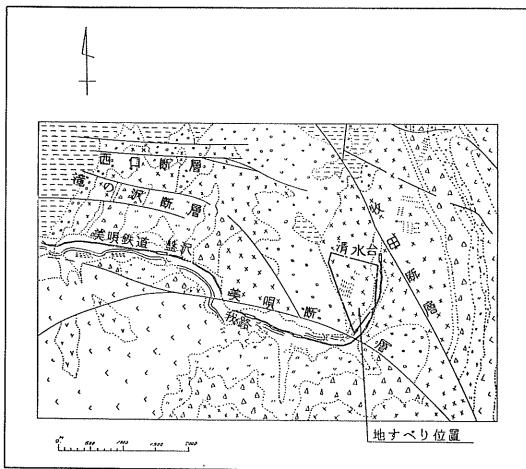
美唄川流域（美唄鉄道の終点常盤台駅を中心に上流へ約3 km，下流へ約3.5 kmの範囲）には大小あわせて16箇所の地すべり地がある。これ等の地すべりは何れも古第三紀層（石狩層群）が分布しているなかで，美唄川によって壮年期的に開折された山腹および谷壁の斜面に岩層が厚く堆積した崖錐層の地すべりである。清水台地すべりはその中でも特に移動量が顕著で，過去3年間に350戸もあった住宅のうち約100戸，住民1500人のうち500人あまりが立ちのくという被害をこうむり，さらには地すべり地塊の舌端部が，美唄川に迫っているため，この地すべりが助長すれば土砂の押出し，流出によって道路及び鉄道の閉鎖等をもたらすばかりでなく，美唄川の流路を制約して，上流の住民，下流の美唄市街に大きな災害を招くおそれが十分あると考

えられる。そのためこの地すべりを防止すべく基本的な調査及び対策施行にふみ切ったのである。すなわち，調査は地すべり活動の最も顕著にあらわれた昭和40年度より開始し，昭和44年度である程度の結論を得て，本年度は一部集水井による排水対策工法を実施している。しかしなお実際に地すべり地塊内を肉眼で観察し，採取した資料によって土質工学的な性質を継続して試験中であり，今後とも対策工法を含めて清水台地すべりに対する総合的な検討を推し進めてみたいと考えている。ここではこの地すべりの調査の結果について現在までの概要と，特に地すべりと地下水に重点を置いて報告する。

§2 地形，地質

清水台附近は標高500～600 mに達する山形を美唄川が壮年期的に開折し，山腹の斜面は谷底から山頂まで連続的な曲線を示さず，斜面上では一般に岩層の移動が起って浸食及び運搬の作用が著しく行なわれている。当地すべり地は常盤台駅より美唄川に沿って約500 m南下した美唄川右岸にあたり，平均18度前後の緩傾斜地であるが，背後の山頂は幾春別層の砂質部が急峻な稜線をつくっている。清水台は巾約500 m奥行700 mの広さを持ち，美唄川に迫る舌端部から最上部の大滑落崖まで三段の起伏が見られ，かつ舌端部に押し出しが見られる馬蹄形を呈したいわゆる典型的な地すべり地形である。

同河川に分布する地層は主として古第三系の石狩層群であるが，清水台地域には幾春別層の上部層が分布している。同層の地層傾斜はいわゆる流れ盤で，南西に8～15度前後である。幾春別層の層厚は160～200 mで，下部には堅硬な砂岩が発達している。また上部には13枚の薄炭層および炭質頁岩が夾有され，凝灰質の砂岩，泥岩の互層からなっている。同層は地域の基岩をなしているが，互層状態の砂岩は薄層ではあるがきわめて堅硬で（菱鉄鉱質），それに反し，泥岩は軟弱であるため，泥岩の風化が先に進むと堅硬な砂岩は板状の礫となって崩壊する現象が生ずる。こ

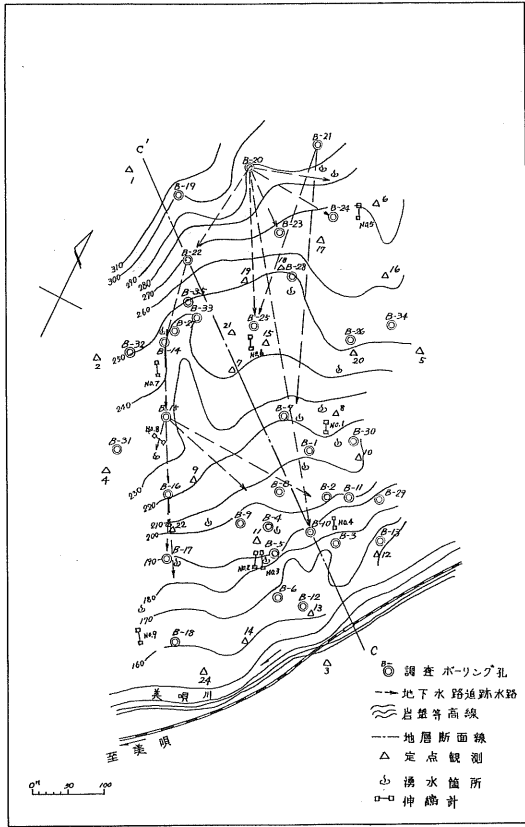


凡 例	
	芦別層
	若鍋層
	平岸層
	夕張層
	幾春別層
	幌加別層
	美唄層
	登川層

図—1 位置および地質図

*北海道土木部砂防災害課

**
 ***明治コンサルタント(株)



図一 2 調査平面図

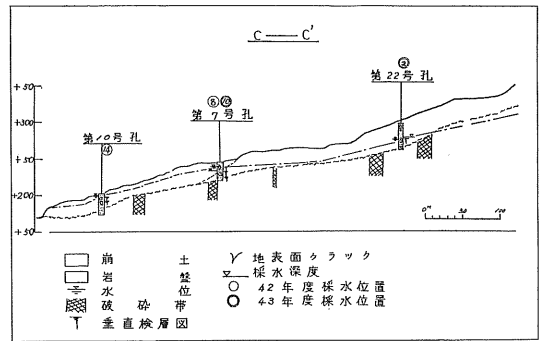
のようにして清水台は幾春別層の基岩の上に、同層の崩壊した約20m前後の厚さを有する岩層が堆積して地すべり地を形成している。

§ 3 調査概要

昭和40年度から昭和44年度までに行なった調査の概要は表一のとおりである。

3-1. ボーリング調査と弾性波探査

ボーリング調査では岩盤と崩土(崖錐層)との境を確認するとともに、崩土の性状も観察した。崩土はいわゆる幾春別層の岩層で、流炭を含む場合もあるが、大部分は硬質砂岩の転石とそれを埋めて砂質の土砂からなっている。転石は普通人頭大かつこぶし大が最も多く、かつ層状の分布



図一 3 調査断面図

表一 調 査 大 要

昭和年度	40	41	42	43	44	計
調査内容						
測 量	0.5km ²	0.05km ²	0.2km ²			0.75km ²
ボーリング	6ヶ所延100m	7ヶ所延185m	5ヶ所延110m	16ヶ所延436m	6ヶ所延163m	40ヶ所延994m
すべり面調査		ストレンゲージ 7孔	ストレンゲージ 5孔	ストレンゲージ 6孔	ストレンゲージ 1孔	ストレンゲージ 19孔
移動量調査		伸縮計4ヶ所	伸縮計5ヶ所	定点観測点24点	定点観測点24点	伸縮計 9ヶ所 定点観測 24点
孔内水位調査		13孔	18孔	28孔	22孔	35孔
弾性波探査		1.9km		2.65km		4.55km
地下水路調査		地下水トレース 塩化ナトリウム	地下水トレース 硫酸マンガ	地下水トレース 硫酸マンガ		3回
地下水垂直検層				5回	2回	7回
揚水試験				2回		2回
土質試験					10点	10点
観 測		8ヶ月	4ヶ月	6ヶ月	9ヶ月	27ヶ月

を示さず、きわめて不規則に堆積している。岩盤までの深度は15m～30m前後であるが、弾性波探査の結果と合わせて見ると、下部で15m前後、中央部で20m前後、さらに上部での西部が27m前後、東部は13m前後となり、上半部から中央部にかけてその西側に凹形がある事が判明した。なお弾性波による各層の弾性波速度は次のとおりである。

表—2 弾性波速度

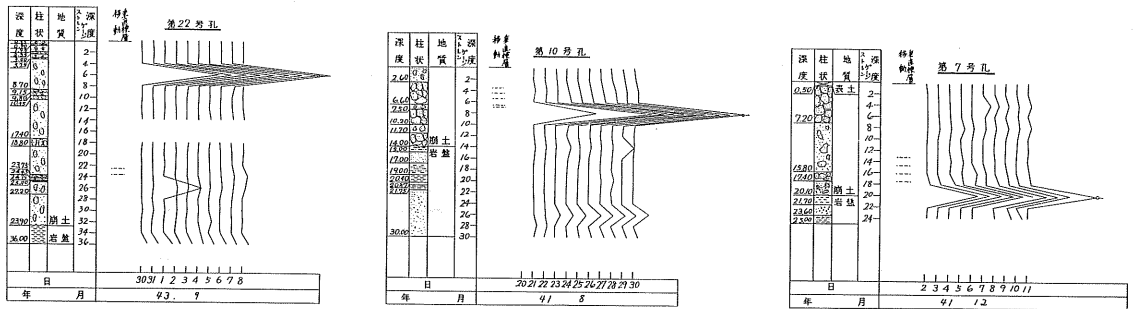
表土層	250～600m/sec	
崩土	上部崖錐層	700～1300M/sec
	下部崖錐層	1600～2100M/sec
岩盤	2300～3200M/sec	

3-2. すべり面調査と移動量調査

(1) すべり面調査

ストレンゲージを7号孔～24号孔と35号孔で合計19孔に埋設してすべり面を調査した。測定結果を大局的にみると、上半部(19号孔～24号孔)は地表から2～6mと非常

に浅いところにすべり面があるが、中央部から下半部は何れも岩盤と崩土との境附近がすべり面となっている事が判明した。これらの顕著なすべり面が記録されたのは、何れも豪雨の直後で、しかも地下水位の上昇に伴って発生している事である。



図—4 ストレンゲージ記録図

(2) 移動量調査

イ 伸縮計による観測

昭和41年8月～42年3月までと、42年6月～42年11月までの間の観測結果は次のとおりである。(坂田式 SR-L3型)

- | | | | |
|-------|------------------------------------|-------|--------------------|
| 1. 地点 | 125 ^μ m | 6. 地点 | 5.7 ^μ m |
| 2. 〃 | 820 ^μ m | 7. 〃 | 3.5 ^μ m |
| 3. 〃 | 200.6 ^μ m | 8. 〃 | 5.8 ^μ m |
| 4. 〃 | 13.8 ^μ m | 9. 〃 | 2.9 ^μ m |
| 5. 〃 | 8.0 ^μ m (いずれも引張りの値である。) | | |

ロ 定点観測

伸縮計による測定を行ってきたが、必ずしも明確な相互移動量を把握したとは云いきれないため、昭和43年度から定点観測に切りかえた。即ち、地すべり地塊内24点にコンクリート杭を埋設し、3箇所不動点から三角網を組んで観測した。なお現在も続行している。観測結果は第3表に示すとおりである。

43年度の観測結果を総合すると、下半部から上半部に、つまり舌端部から滑落崖に向けて動きが大きくなっており、移動の方向は南東から南の方が多く、美唄川の流心に対して略70度下流に向いている。

3-3. 地下水試験

(1) 地下水垂直検層

表—3-1 (上半部) 定点観測

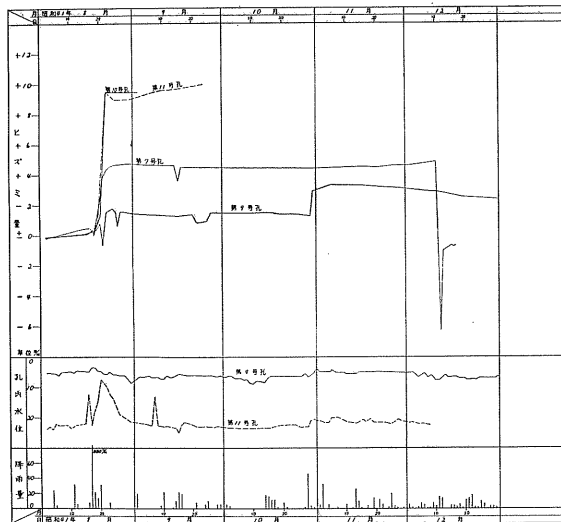
測点	水 平m	方 向	高 低m
6	0.028	南	- 0.053
15	0.041	北	- 0.018
16	0.30	南西	- 0.195
17	0.072	南東	- 0.029
18	0.195	南東	- 0.009
19	0.097	南東	- 0.069
21	0.028	南東	+ 0.039

表—3-2 (中央部) 定点観測

測点	水 平m	方 向	高 低m
4	0.025	南東	- 0.017
5	0.033	東	+ 0.004
7	0.025	南	+ 0.024
8	0.063	南	+ 0.017
9	0.082	南	- 0.005
10	0.022	南東	+ 0.002
20	0.091	南	- 0.037
22	0.043	東	- 0.028

表—3-3 (下半部) 定点観測

測点	水 平m	方 向	高 低m
11	0.011	東	+ 0.005
12	0.022	南東	- 0.060
13	0.004	東	- 0.040
14	0.006	東	- 0.041
23	0.009	西	+ 0.012
24	0.051	東	- 0.045



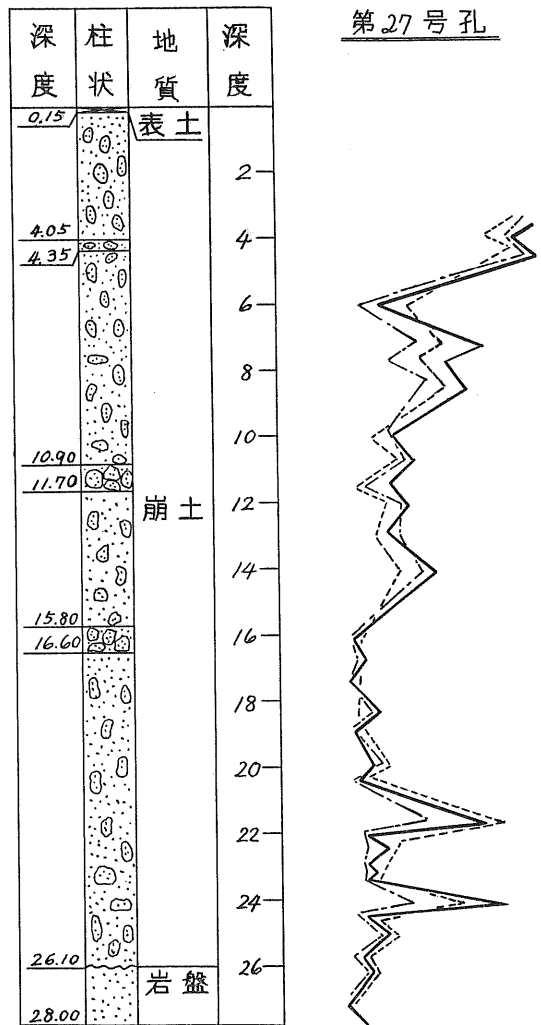
図—5 降雨とひずみの関連図

坂田式Y2-6K型を使用した14孔の地下水検層を行なったが代表的なものを示すと第6図のとおりで、極めて激しい流動性を示している。何れも崩土中に2~3層見られ、他のボーリング孔においても大部分は崩土と岩盤の境附近に顕著な水の動きがみられる。

(2) 地下水トレース 第2図参照

地下水トレースは昭和42年度に中央部15号孔に硫酸マンガ30kgを投入して20箇所10日間採取検出を行ない更に43年度には上半部20号孔に硫酸マンガ90kg、21号孔に塩化ナトリウム360kgをそれぞれ投入して検出した。(第4表参照)

なお、地下水のトレースに当っては先づボーリング調査並びに弾性波探査から得た岩盤地下等高線の凹地形と推定される箇所それぞれ投入したわけであるが、特に地下水中に存在するバックグラウンドの水質分析を綿密に行ない流水範囲、間隙率、流動層厚、地下量等から薬品の必要投入量を決定した。地下水トレースの結果、滑落崖から流下する伏流水は、地すべり塊の西側の山裾をかなり早い流速で流れる大きな水路と、東側の平坦な岩盤上をゆっくり流れる水路に大別される。西側の水路は更に15号孔附近から



図—6 地下水垂直検層

下半部全域に分散している状態である。従って当地域では20号孔から15号孔にかけて主水路が形成されているものと判断出来る。

§4 要 約

今まで述べて来た調査結果から地すべりの状況、機構を推察すると、当地すべりの滑動は水と極めて密接な関係を有している。つまり顕著な滑動は主に崩土中と崩土と岩盤の境附近に発生していて、通常は崩土層の内部摩擦角による抵抗モーメントにより安定に近い状態を保っているが、一度異常降雨があると大量の雨水は地下水となって崩土層中に流入し、地表部では含水量の増大を起こして、土の単位体積重量が増大し、直ちに地塊の滑動モーメントの増加をもたらす。一方深部の地下水位の上昇は間隙水圧を上昇させ内部摩擦角による抵抗モーメントを減少させる。この

表-4 地下水追跡成果表

15号孔投入，硫酸マンガン30kg 42年6月11日午前19時

No.	検出箇所 地点	検出月日時			実績 到達時間	検出濃度			投入孔から の距離	流 速 cm/sec	速 m/H
		月	日	時		P. P.	M.P. M.	自然水濃度 P. P. M.			
1	伸8付近湧水	9	15	12	4日0時間	1.335	0.03	m 49	0.01	0.5	
2	第16号孔	9	12	9	1日0時間	0.293	0.03	105	0.08	4.4	
3	第16号孔湧水	9	19	12	8日0時間	0.068	0.03	132	0.02	0.7	
4	第17号孔	9	13	12	2日3時間	0.130	0.04	194	0.11	3.8	
5	第17号孔湧水	9	11	15	0日6時間	0.060	0.03	220	1.02	36.7	
10	第13号横孔	9	12	9	1日0時間	0.175	0.03	210	0.24	8.8	
12	第1号横孔	9	11	17	0日8時間	0.068	0.03	167	0.58	20.9	

20号孔投入，硫酸マンガン90kg 43年8月2日午前8時

1	上部二次 滑落崖湧水	8	2	8.05	5時間	0.61	—	105	35.0	126.0
2	第22号孔	8	2	8.05	5時間	1.23	0.05	160	53.3	192.0
3	第23号孔	8	2	11	3時間	4.43	0.06	93	0.9	33.2
4	第24号孔	8	2	10	3時間	8.66	0.79	165	2.3	82.5
5	第14号孔	8	3	12	1日4時間	0.42	0.13	255	0.3	9.1
6	採水孔A	8	9	12	7日4時間	0.21	—	216	0.4	14.6
11	第15号孔	8	3	12	1日4時間	0.26	0.07	348	0.3	12.4
13	横孔1号 No.1	8	9	12	5日4時間	0.29	—	446	0.1	3.6

21号孔投入，塩化ナトリウム360kg 43年8月2日午前8時

1	上部二次 滑落崖湧水	8	5	15	3日7時間	5.43	17.3	57	0.02	0.7
2	採水孔A	8	9	12	7日7時間	117.8	20.8	263	0.42	1.5
3	湧水	8	9	12	7日7時間	134.5	44.6	355	0.56	2.0

結果として通常でもやや不安定側にある地塊は急激に滑動を展開するものと考えられる。なお美唄川による末端部の流出がこれ等の作用を助長していることはいうまでもない。以上の事から地すべり対策工法として、まづ水を排除すべきであって、表面排水工、排水ボーリング、集水井による排水を一部実施しており今後排水トンネル等を含め計画を進めていく。

次に問題点として、調査区域の範囲を決める場合、通常地すべりの微更が認められている区域のみに眼をむけがちであるが、むしろその上部あるいは横断方向、隣接部を十分に把握する必要がある。当調査においても、当初下半部のみの調査範囲であったため、不十分であり、だんだん上に広げて調査を行なわなければならなかった。すなわち地

すべりは一つ一つの地すべりゾーンが、別個に移動するという単純なもの是非常に少なく、多くのゾーンの複合で移動していることが多い。そのためボーリング、定点観測、伸縮計等は、当初の踏査及び事前調査を十分に行ない、その位置を定めなければならない。

最近観測計器がいろいろ考え出されてきており、地中のひずみを計測するのにストレングージ（地中ひずみ計）が多用されているようであり研究も進んでいるが、地表の観測が逆におろそかになりがちであって、定点を設けてその移動量、水平、高低、方向等を確実にとらえることも一つの方法であり、大変有効である。当調査においても24点の定点を設けて観測し、地すべりの動きを把握することが出来た。

弾性波の精度については幾多の研究がなされて来ているが、当調査でも一部ボーリングと比較したところ、合致しない点があった。したがって当調査ではボーリングを密にして弾性波探査を補助的手段とした。しかし弾性波は断層や破碎帯を把握することが出来、多くの破碎帯と思われるゾーンを明確にすることが出来たし、またこの資料に基づいて後述の地下水追跡の前提である、岩盤等高線の凹地形を知ることが出来た。

地下水追跡は、地すべり地の地下水流動状況が立体的に推定された時これを確認し、同時にその流速を測定するために行なわれるのであるが、事前に各種の調査、いわゆる地下水垂直検層、弾性波探査等によって予想される流路が推定されることを前提としている。当調査においては前述の弾性波によって平面的な流路の推定をし、さらには地下水垂直検層によって垂直的に把握をし、地下水トレースの予備手段とした。一般的には推定流路以外にも採水孔を設けて、地下水流動速度を比較して地下水脈を見出す方法をとるが、当調査の場合、二種の薬剤をそれぞれ別の投入孔に投入して同時にいくつかの水脈を見出した。試薬は無機薬品である硫酸マンガン、食塩を併用しているが、食塩は硫酸マンガんに比し非常に流速が遅かった。食塩の投入量の算定は、

$$V = c : k, w, d, n, l, \times 10^{-3} \text{kg}$$

c : $0.658 \times \bar{D}$ (mg/l) 但し \bar{D} はバックグラウンドの最大平均値、この場合、 $30 p. p. m.$

k : 薬剤の調査期間内の浸透率 0.6 とする

d : 滞水層の厚さ

n : 間隙率

l : 最長到達距離(m)

w : 地すべりの巾(m)

から、

$$V = 0.658 \times 0.6 \times 100 \times 10 \times 0.3 \times 100 \times 10^{-3} \text{kg} = 356.4 \text{kg}$$

となり、硫酸マンガンの算定は同じく、上式で算定し、

$$\bar{D} \text{ が } 0.3 p. p. m. \text{ であるので、}$$

$$V = 49.8 \text{kg}$$

であり、実際の投入量は食塩 360kg 、硫酸マンガンは 90kg とした。食塩の投入量は非常に多いにもかかわらず、流速

が遅くなっているのは、上式の諸係数たとえば r の値のとり方などに問題があると思われるし、投入方法によっても違いが出てくるのではないかと、今後検討しなければならない問題である。しかしいづれにしても 44 年度施行中の集水井より常時 400 l/min 以上の湧水があり、地下水追跡でしかめた水脈が卓越した水路であることに間違いはないであろう。トレーサーの到達時間については当調査の場合、バックグラウンドの 3 倍の量が検出された最初の時間をもって到達時間としており、またトレーサーが一般に直線的な最短距離をとるわけではなく、透水性の大きな部分を選んだいわゆる水みちを形成するにしても、一応模式的な直線をとるより方法がないので、これを距離として流速を算出している。トレーサーとして他に有色蛍光剤である、フレオレッセンソーダーが多用されているが、地すべり地は色素を吸着する土質が多いので好結果が得られないようである。

§5 む す び

現在清水台地すべりにについては、一応今年度で地下水を主体とした基礎調査を終った段階であり、今後排水トンネル等を計画していくにあたって、これより得られる土の試料、また今年度施行した集水井より得られている試料によって土質試験を行ない、土の定数である c (粘着力)、 ϕ (土の内部摩擦角) を測定して安定解析を行なっていく。また報文は第 1 回として地すべりの概要と、現在まで行なわれて来た調査、を紹介して来たが、第 2 回では土質試験の資料を基にして、土質工学的見地から地すべりを眺め、第 3 回では既往の調査を総括して最終的な対策工法に結ぶつけたいと考えている。

参 考 文 献

1. 辻村太郎 「新考地形学」
2. 北海道開発庁 「岩見沢図幅」
3. 今井半次郎 「石狩炭田における夾炭第 3 紀層 (石炭統) の層位地質学的研究」
4. 谷口敏夫 「地すべり調査と対策」
5. 渡 正亮 「地すべり調査と対策講座 I」

盛土基礎としての泥炭性軟弱地盤の圧密特性について

北海道開発局土木試験所 河野文弘
佐々木晴美
○四方哲雄

まえがき

軟弱地盤上に所定の盛土を築造する際、基礎地盤破壊の危虞がないと判断したときでも、竣工時までに必要な土量確保できる盛土高さ、あるいは、その後の沈下経過など、あらかじめ予想しておくことがむずかしい。

とくに、植物の遺体から構成されている泥炭では、理論的な取扱い方はもとより、沈下の検討に用いる土質工学的な係数の試験方法についても、まだ、確定的なものはない。したがって、目下のところは、技術者が現地の観測資料をながめながら盛土の施工計画を立てているのが現状である。したがって、泥炭に適用される圧密試験方法の検討あるいは、現地の実測沈下曲線の解析など早急に行なう必要があると考えている。ここでは、最終沈下量について若干の考察を加えらるとみる。

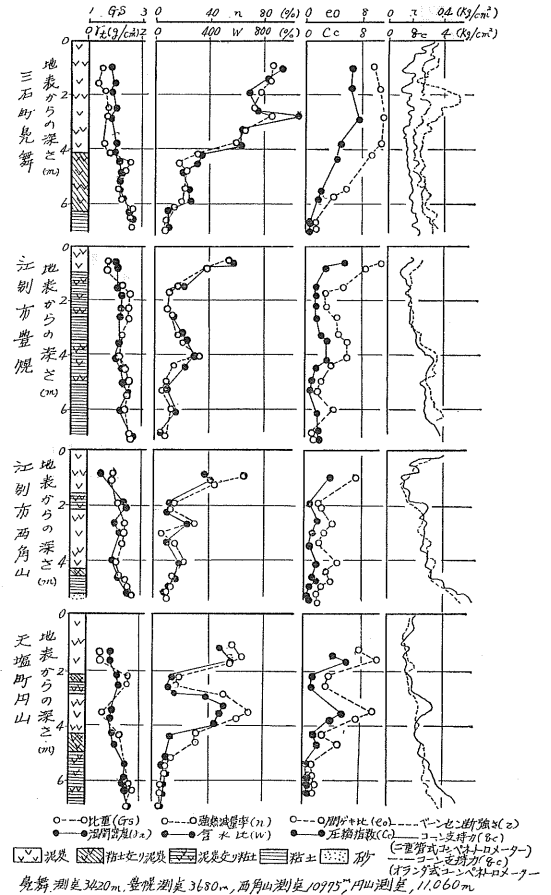
本文は、道内の主な泥炭地に築造し、現在、なお、沈下量を観測している5箇所の試験盛土についてその概要を述べ、まず、標準圧密試験結果から得た最終沈下量と観測値から推定した沈下量との比較を行ない、つぎに、泥炭の長期圧密特性について2~3述べたものである。

1. 試験盛土の基礎地盤

試験盛土は、一般国道12号江別市豊幌地内2箇所、同40号天塩町円山地内1箇所、同235号三石町梟舞地内1箇所、主要道々札幌~沼田線江別市西角山1箇所の計5箇所である。ここで取りあげた盛土は、基礎地盤処理の形跡がなく調査観測資料の豊かな、かつ検討しやすいと判断されるものをあつめた。ここでは、試験盛土付近の様相、基礎地盤を構成する主要土層の厚さ、概略的な泥炭の工学的特性などについて述べることにする。

図一は、試験盛土の築造に先だって行なつた豊幌、円山、梟舞、西角山の土質調査結果である。豊幌、円山、西角山は、石狩川、天塩川、豊平川流域にできた自然堤防の後背低湿地に、また、梟舞は、日高海岸に沿つた砂丘の狭い後背湿地にあたり、典型的な泥炭地である。

同図を全体的にながめると、基礎地盤は、上部に泥炭、粘土交り泥炭、泥炭泥炭交り粘土などから構成された泥炭性土層、下部には粘土層、砂層が表記した順に分布してい



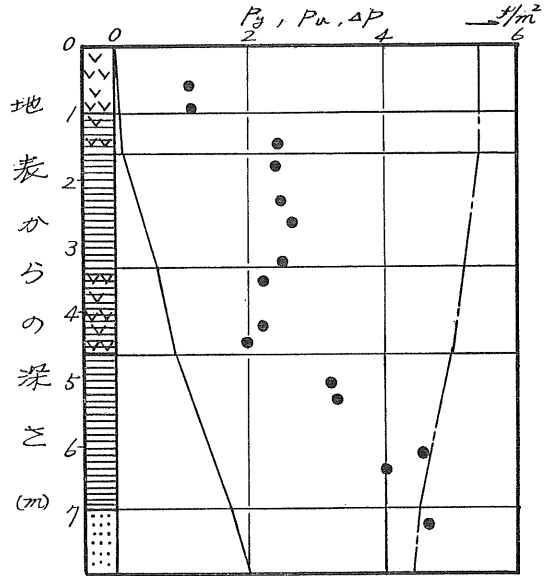
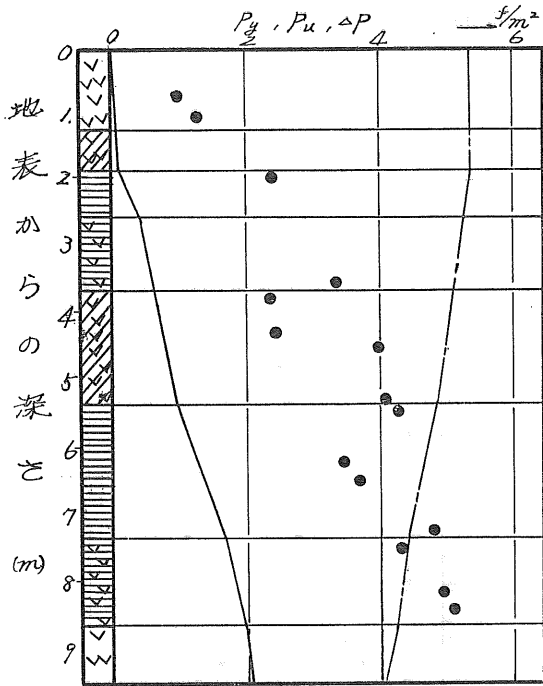
図一 試験盛土の基礎地盤状態

る。豊幌、西角山は、泥炭性土層が地表から約5m、その下の粘土層は約1m~2mぐらい。円山、梟舞は、地表から約7m、粘土層の厚さが約3m~4m程度になる。基礎地盤の圧縮は、相当量上部の泥炭性土層による可能性が考えられ、円山、梟舞の沈下現象は、豊幌、西角山に比べて大きくなるものと推定される。

泥炭の圧縮特性には、地域差が認められる。同図に基づき泥炭の圧縮性を表わす含水比 W 、間ゲキ比 e_0 、圧縮指数 C_c などについてみると、豊幌、西角山では、 $W=200\sim600\%$ 、 $e_0=4\sim12$ 、 $C_c=2\sim5$ 、円山は、 $W=400\sim600\%$ 、 $e_0=$

12号測点 3840 M

12号測点 3680 M



- 圧密降伏応力 P_g
- 有効さかぶり圧 P_v
- - - 鉛直増加応力 ΔP

泥炭
 粘土
 粘土交り泥炭
 泥炭交り粘土
 細砂

図-2 基礎地盤内応力分布 (豊幌)

8~12, $C_c=4\sim 6$, 晃舞では, $W=700\sim 1000\%$, $e_0=10\sim 12$, $C_c=5\sim 8$ になり, 泥炭の圧縮性は, 晃舞のものが最も富み, 円山, 豊幌と西角山の順になるものと想像される。

各試験盛土の泥炭性軟弱基礎地盤は, 現行の標準圧密試験結果によると, 過圧密地盤になる。図-2は, その例であるが, 圧密降伏応力 P_g の深さ分布が原地盤の有効土かぶり圧 P_v よりも約5倍ぐらい大きな様相を示している。この現象は, 泥炭の生成過程から容易に説明できない点もあり, 一般土質とは変った特異性を示唆するものと考えられる。

2. 沈下量の観測

試験盛土は, 表-1に示した設計断面を目標に, 豊幌が33年7月, 円山は36年7月, 西角山が37年10月, 晃舞が41年6月に着手し, 基礎地盤の圧密強化を期待しながら, 図-3のように2~3段階程度に分けて築造する緩速段階施工法によっている。また, 現在は, 盛土開始後, 豊幌が約3700日, 円山は約2600日, 西角山が約2500日, 晃舞は約1100日経過している。

現在のみかけ盛土高は, 表-1に示したように, 西角山が2.5m, その他の箇所では1.6~2.0m程度である。このみかけ盛土に対して沈下量は, 西角山が0.6倍, 豊幌が0.8

~0.9倍, 円山が1.1倍, 晃舞は2.1倍, になっている。

また, 各試験盛土の中心, あるいは, 肩付近の基礎地盤内には, 各土層ごとの圧縮量を観測できるように埋設型の沈下板を土層の境界に設置している。図-4は, その観測成果の一例を示したものである。

3. 沈下量の計算

圧密試験結果の適用性には, 現地に適用されるとき精度が問題になる。しかし, 実際に取り扱っている現地の沈下量には, 沈下の進行に伴って起る載荷重の時間的変化, 側方流動による沈下, さらに, 原地盤の不均一性など種々の要素が含まれているものと考えられる。とくに, 泥炭では一般土質とは異なった多くの複雑な因子を含んでいる。ここでは, これらのことは別にして, まず, 現行の圧密試験より得た結果を用いて最終沈下量を算出した。

一般に層厚 H の土層に鉛直増加圧力 Δp が加わった場合の沈下量 S は, 次式によって求められる。

$$S = \frac{e_0 + e}{1 + e_0} H \dots \dots \dots (1)$$

P_v : 土層中央深さにおける載荷重の有効土かぶり圧

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_v + \Delta P}{P_v} \dots \dots \dots (2)$$

表-1 試験盛土の概要

資料 番号	道路盛土個所		推定圧縮土層厚		設計断面			
	場	測点 (m)	対象土層 (m)	泥炭性土層 (m)	天端長 (m)	敷幅 (m)	盛土高 (m)	ノリ勾配
1	12号, 江別市豊幌	3,680	0~7.9	0~1.6 3.2~4.6	11.0	20.0	1.8	1:2
2	12号, 江別市豊幌	3,840	0~9.5	0~1.8 2.5~5.1 7.1~9.5	11.0	20.0	1.8	1:2
3	40号, 天塩町円山	11,060	0~10.5	0~6.6	9.0	17.8	1.8	1:2
4	235号, 三石町鳧舞	3,420	0~8.0	0~6.2	9.0	17.8	2.6	1:1.7
5	主要道々, 江別市西角山	10,975	0~6.0	0~4.9	11.0	22.6	3.2	1:1.7

盛土材料		盛土着工 年月日	現在の観測値				
土質名	湿潤密度 (t/m ³)		経過日数 (日)	実盛高 (m)	沈下量 (cm)	みかけ盛高 (m)	沈下みかけ盛高
粘土質土 火山灰	1.8	33.7.5	3,690	3.05	151	1.94	0.78
粘土質土 火山灰	1.8	33.7.16	3,385	3.07	146	1.61	0.91
レキ交り土 砂質土	1.8	36.7.24	2,607	3.32	173	1.59	1.09
粘土質土	1.8	41.6.8	1,068	5.04	340	1.64	2.07
粘土質土 火山灰	1.8	39.10.8	2,529	4.02	150	2.52	0.06

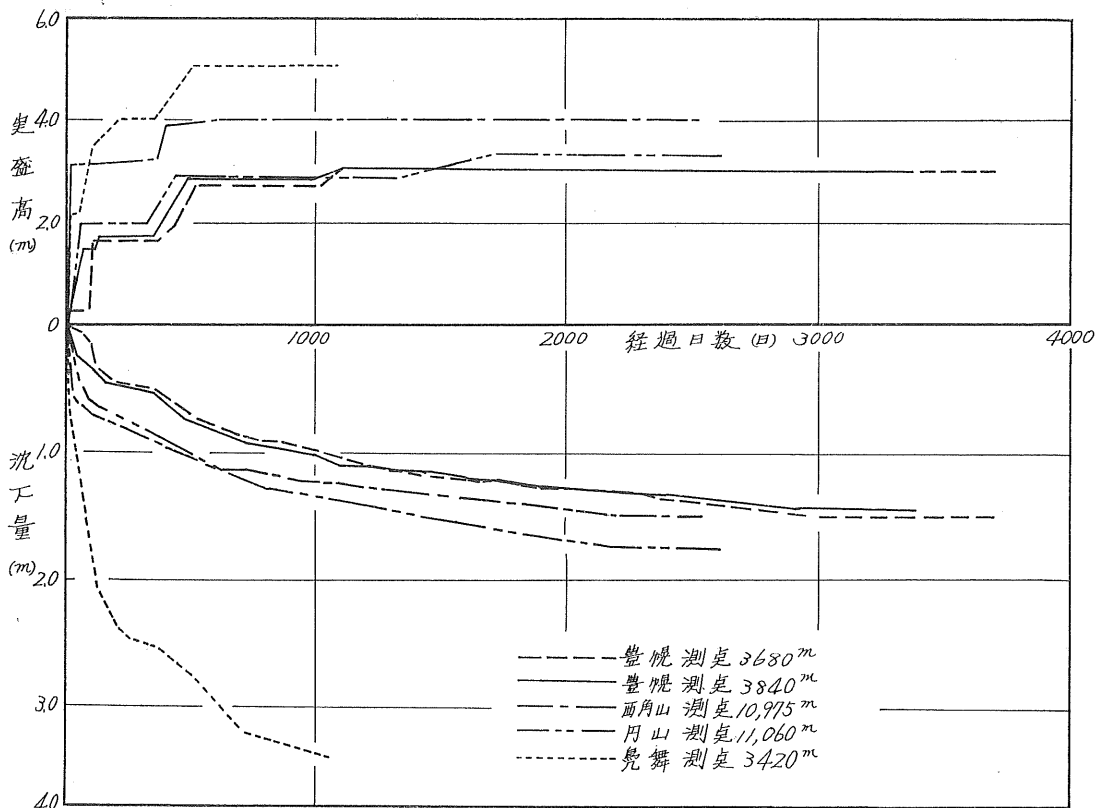
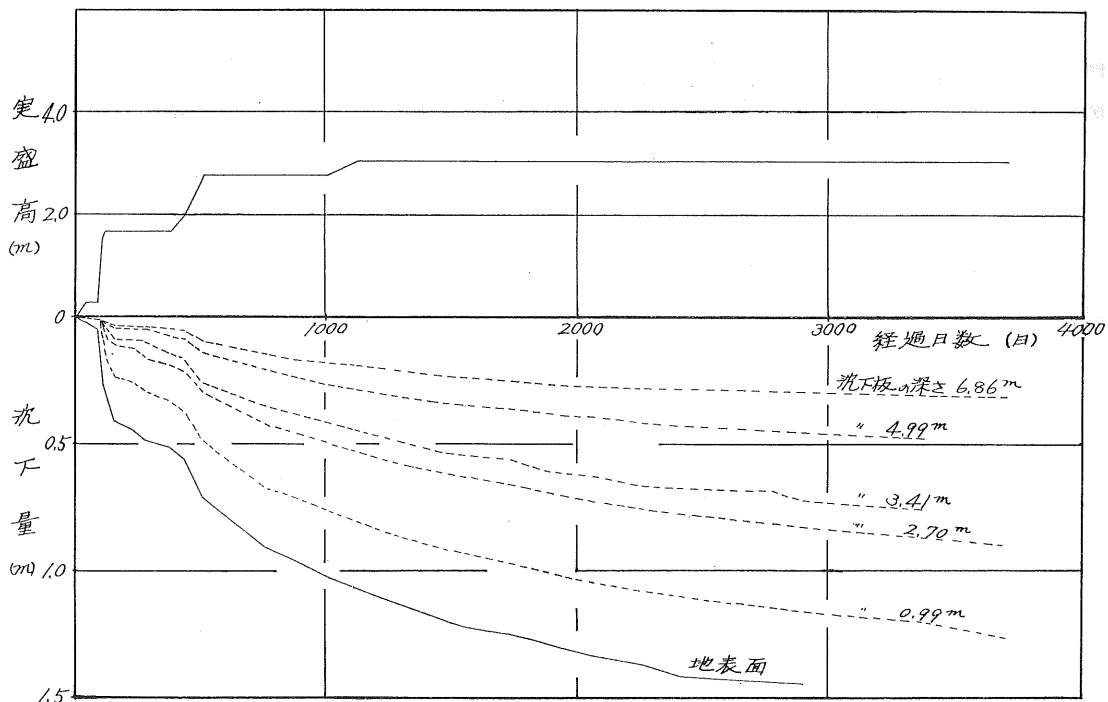


図-3 試験盛土における実盛高, 沈下量。時間的推移



図一四 基礎地盤内における沈下量の時間的推移例 (豊幌, 測点3680m)

e_0 : 土層の中央深さにおける載荷前の間ゲキ比
 $S = mv \cdot H \cdot \Delta P \dots \dots \dots (3)$
 mv : $Pv + \frac{1}{2} \Delta P$ における体積圧縮係数

ここで、上記の式の選定が問題になる。とくに、泥炭性軟弱地盤では、すでに述べたごとく過圧密地盤の様相を呈するため Pv, e_0 など用いる係数、上記3式の取り扱い方にそれぞれの問題点が含まれている。ここでは、実用性を比較する意図にたち3式とも用いることにした。なお、以後

は、便宜上(1)式を e 法、(2)式を Cc 法、(3)式を mv 法にする。

表一2は、3方法によって求めた計算例を、また、表一3は、同上のような計算例をまとめた試験盛土5箇所全沈下量を示したものである。これらの計算にあたって、まず、対照圧縮層の区分は、基礎地盤を構成する土層、その土層の土質工学的性質など入念な判断によった。つぎに、この対照圧縮層 H の圧密計算に必要な諸係数は、すべて

表一2 沈下量の計算例 (40号, 天塩町円山)

土層番号	地表からの対象深さ (m)	土質名	土層厚 H (m)	水中単重 $(\gamma t - \gamma_0)$	間ゲキ比		有効土かぶり圧 (t/cm^2)	圧密降伏応力 (t/cm^2)	圧縮指数 Cc	平均鉛直増加圧力 $\Delta P (t/cm^2)$	e 法	Cc 法	mv 法
					e_0	Pv					Se (cm)	Sc (cm)	Sm (cm)
A	0 ~ 2.2	泥炭	2.2	0.05	11.17	0.06	0.96	5.41	5.94	86	196	116	
B	2.2 ~ 2.9	粘土交り泥炭 泥炭交り粘土	0.7	0.30	3.71	0.25	1.76	1.41	5.80	15	29	16	
C	2.9 ~ 4.3	泥炭	1.4	0.06	9.40	0.36	1.30	4.55	5.61	48	75	59	
D	4.3 ~ 5.0	粘土交り泥炭	0.7	0.35	4.50	0.56	2.45	1.88	5.41	12	25	13	
E	5.0 ~ 6.6	泥炭交り粘土	1.6	0.58	1.85	1.12	4.74	0.65	5.06	11	27	11	
F	6.6 ~ 7.4	粘土	0.8	0.65	1.31	1.82	11.25	0.46	4.69	2	9	2	
G	7.4 ~ 10.5	微細砂	3.1	0.73	1.07	3.21	9.50	0.23	4.22	6	13	7	
計			-	-	-	-	-	-	-	180	374	224	

$$e \text{法} \dots \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H, Cc \text{法} \dots H \cdot \frac{Cc}{1 + e_0} \log \frac{Pv + \Delta P}{Pv}, mv \text{法} \dots mv \cdot \Delta P \cdot H$$

H の平均値を用いている。例えば、 $e \sim \log P$ 曲線、 $\log mv \sim \log P$ 曲線は、 H ごとに平均的な曲線を描き、そこから諸係数を取り出ししている。さらに、鉛直増加圧力 ΔP は現在の盛土形状、実盛土高さについて求めたものである。

4. 実測沈下量と計算値の比較

現地の時間的な沈下経過については、現在までかなりの研究がなされているが、われわれが数多くの長期に亘って得た泥炭地の例では、双曲線式によって沈下量と時間の関係を表現したものが比較的現地の実状によく合うことが

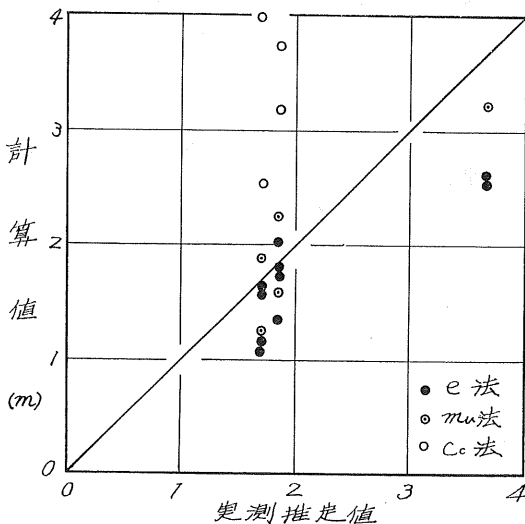
わかっている。したがって、実測値から推定した最終沈下量は、双曲線式によって求め、それを実測推定値とよぶことにする。

表一3は、各試験盛土の実測推定値を示したものである。これによれば、豊幌は184cmと169cm、円山は185cm、覺舞が367cm、西角山は171cmになる。ここで、この実測推定値と3式で求めた各計算値との関係について検討を加えてみる。

図一5は、実測推定値に対して各計算値の関係を示したものであるが、ばらつきがあることがわかるとともに、圧

表一3 沈下の実測値と計算値との比較

資料 番号	道路盛土個所		実測推定値(cm) 双曲線式による 最終沈下量 St	計算値 (cm)			実測推定値と計算値の比較		
	場所	測点 (m)		e 法 Se	Cc 法 Sc	mv 法 Sm	e 法 Se/St	Cc 法 Sc/St	mv 法 Sm/St
1	12号, 江別市豊幌	3,680	184	137	329	162	0.74	1.79	0.88
2	12号, 江別市豊幌	3,840	169	162	403	188	0.96	2.38	1.11
3	40号, 天塩町円山	11,060	185	180	374	224	0.97	2.02	1.21
4	235号, 三石町覺舞	3,420	367	259	735	321	0.71	2.00	0.87
5	主要道々, 江別市西角山	10,975	171	111	253	123	0.65	1.48	0.72
平均			-	-	-	-	0.81	1.93	0.96



図一5 計算値と実測推定値の比較

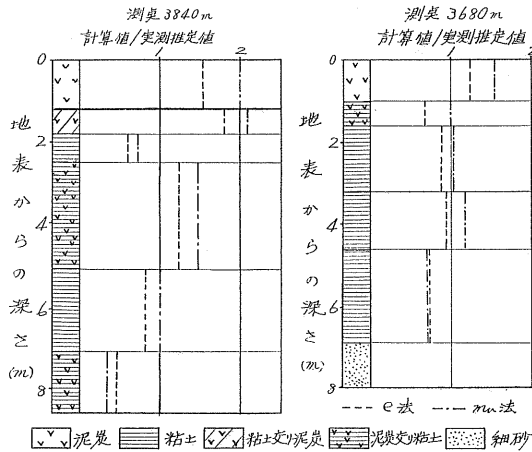
密計算から沈下量を推定することがきわめてむずかしい問題であることを示している。とくに、図中、大幅に45°線より離れているのは、 Cc 法による計算値である。また、 e 法 mv 法によるものは、合致するものもあるが約30%程度合わないものもある。この Cc 法によるものが他の2者に比べ

て大きく異なる原因には、泥炭性軟弱地盤が典型的な正規圧密地盤の様相を示さない点にあり、 Pv や e_0 の値の選定に問題がある。したがって、現在のところ泥炭地の最終沈下量を算出するときには、実用上 Cc 法以外の2式によるものが良策であると考えられる。

ここで、 e 法と mv 法の適用性問題になるが、表一3には実測推定値 St に対する各計算値 Se , Sm の割合を示している。 e 法の Se/St と mv 法の Sm/St の関係をみると、 mv 法の方は、一般的に e 法に比べて大きく、平均値が mv 法の0.96に対して e 法が0.81である。さらに、同表に見られるように、両者の優劣をつけることには、疑問の残る部分もあるが、実用上には mv 法によるのがよいと思われる。

これまで取りあげた沈下の問題は、基礎地盤面の観測沈下量と分割土層の圧縮量を加えて算出した全沈下量の関係であるが、つぎに、各土層の圧縮量についてふれる。

図一6は、すでに述べた方法によって各土層ごとに圧縮量の実測推定値を求め、その値に対する計算値の割合を示した一例である。これによると、地表から約5m程度まで最終圧縮量は、計算値の方が大きく、それより深くなるとその逆になる傾向がうかがわれる。これは、通常の方法で推定する鉛直増加応力 ΔP と実情は異なった条件になって



図一六 基礎地盤内の圧縮量比較例（豊幌）

いるものと考えられ、 ΔP の推定が非常に困難であることを示している。

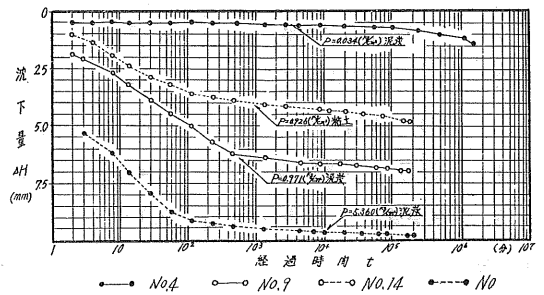
5. 泥炭の長期圧密特性について

粘土の長期圧密試験は、周知の圧密理論では求められない二次圧密の現象を解明する手がかりを得る目的で、すでに多くの研究者によって取り扱われている。その結果、この二次圧密の機構については、その変形挙動をもとに種々の解析が試みられ、例えば、供試体の厚さなどが大きく左右することがわかっている。泥炭では、一次、二次圧密領域

を明確に区分しにくいことが多く、Terzaghiの圧密理論が適用できないといった問題もあり、泥炭の長期の長期圧密特性に関心がありながらも、その成果は現地の沈下観測資料による以外みあたらないようである。ここでは、40年10月から豊幌泥炭について豊幌粘土と対比させながら実施している長期圧密試験について若干考察を加えることにする。

泥炭、粘土の供試体は、いずれも、豊幌地内の泥炭地より採取した資料から得たものであり、泥炭は、1.5~2.0mの範囲で採取した試料で、 $W=204\sim 572\%$ 、 $rt=0.8\sim 1.3\text{ g/cm}^3$ のものである。また、粘土は、採取深さ5.7~5.9m、 $W=76\sim 112\%$ 、 $rt=1.4\sim 1.5\text{ g/cm}^3$ である。

図一七は、泥炭、粘土の長期圧密試験における圧縮量-時間曲線の一例を示したものである。一見してわかるように泥炭でも、一次と二次圧密の現象が認められる。また、



図一七 泥炭、粘土の長期圧密沈下量~log t

表一四 泥炭および粘土の長期圧密試験結果

番号	載荷重 (kg/cm ²)	期間 (年.月.日~年.月.日)	経過 日数 (日)	圧縮量 (mm)	一次圧密		二次圧密		備考
					圧密終了 期間 (分)	圧密比 (%)	勾配 (mm/分)	圧密比 (%)	
No. 1	0.032	40. 10. 23~42. 10. 20	727	0.12	-	-	-	-	泥炭
2	0.034	40. 10. 23~測定中	933	0.70	-	-	-	-	〃
3	0.034	40. 10. 23~42. 8. 24	670	0.76	-	-	-	-	〃
4	0.034	40. 10. 23~測定中	933	2.36	-	-	-	-	〃
5	0.035	40. 10. 23~42. 10. 20	727	0.21	-	-	-	-	〃
6	0.039	40. 10. 23~42. 8. 24	670	1.98	-	-	-	-	〃
7	0.508	42. 10. 30~42. 11. 16	443	4.18	8.4×10	69.7	0.04	30.3	〃
8	0.562	42. 11. 25~測定中	170	5.04	8.2×10	90.7	0.01	9.3	〃
9	0.971	42. 11. 25~測定中	170	7.01	5.8×10 ²	98.0	0.02	2.0	〃
10	1.324	42. 11. 14~測定中	181	9.60	1.8×10	84.4	0.03	15.6	〃
11	2.629	42. 11. 6~測定中	189	9.82	8.0×10	94.4	0.02	5.6	〃
12	2.655	42. 11. 6~測定中	189	10.01	7.3×10	94.0	0.02	6.0	〃
13	5.364	42. 11. 6~測定中	189	12.83	8.4×10	93.0	0.02	7.0	〃
14	0.926	42. 11. 14~測定中	181	3.67	1.4×10 ²	86.2	0.03	13.8	粘土
15	0.926	42. 11. 14~測定中	181	8.31	2.3×10	86.7	0.01	13.3	〃

備考 測定中の資料は昭和43年5月13日現在とする。(1969十勝沖地震前までの資料)

※現在の圧縮量に対する圧密比

同図はもとより表一4からも、載荷重が大きくなるほど上記の現象が顕著に現われる傾向が見られ、一次圧密領域の終了は10～10²分のオーダーで、載荷重0.5kg/cm²以上ではいずれも24時間以内にはいる。

さらに、同図をみながら泥炭と粘土の圧密沈下推移について比較すると、一次圧密領域内における圧縮量の増加率はほぼ等しい。

ただし、ここで述べたことは、供試体に対して1段階荷重を載荷された後10分程度の資料で、かつ試験例の少ないこと、さらに、始めに述べた一次、二次圧密領域の一般傾向とこの長期圧密挙動の異なることなども含めて、今後とも資料数を増しながら泥炭の長期圧密挙動を明らかにしたいと考えている。

あ と が き

泥炭性軟弱地盤の圧密特性に関する一問題として、主に最終沈下量の推定と長期圧密特性について検討を加えた。

試験結果から沈下量を的確に推定することは、非常にむずかしい。おおまかな結論をくだすとすれば、泥炭地盤では *e* 法、*mv* 法を用いて計算するのが適当であろうと思われるが、30%の誤差、あるいはそれ以上の誤差を含んでいる可能性も十分にある。また、泥炭の長期圧密についても、変形挙動の解析までの検討を行っていない。したがって今後は、これらの検討事項を十分に確かめて別の機会に整理したいと考えている。

以上非常に不明確な点も多いと思われるが、この報告が泥炭性軟弱地盤上の盛土施工に際して少しでも役立つならば幸せである。

参 考 文 献

- 1) 宮川勇：軟弱地盤と盛土，土と基礎の設計法（その3）昭和38年
- 2) 赤井浩一：乱さない飽和粘土の長期圧密について，材料，第12巻，第116号，昭和38年1月10日

セメント・ベントナイト混入土の透水性について

— 土の透水抑制に関する研究(1) —

山本 茂
○梅田 安治

I ま え が き

土木構造物は、土の上または中に安定を保つように作られ、またその多くは、その一部に土を材料として使用している。これら土木構造物に関連した土が、保持体として、または材料として、必ずしもその目的に十分適合しているとは云えない場合がある。もし、不適当な土である場合には、その土を置換するとか、他より運搬することによって材料土を求めなければならない。一般的に、これら土の量は膨大なものであり、これを移動運搬することは経済的な土木材料としての土の特性を十分に発揮できないことになる。いま、目的に合致しないため不良土とされている土も、わずかの性質を変化させることによって有用化することも少くない。

とくに、農業土木分野では、面に展開している農地を対象としているため、土に依存するものが多い。また農地の造成、高度利用化が進むにつれて、これら作工物は劣悪な条件下にも施工せねばならぬ状態になりつつある。すなわち、かんがい用フィルダム、用水路、水温上昇施設などと土を材料とする作工物が農業では広く数多く使用されている。これらを新規に施工するときの問題とともに、在来のものの老朽化による漏水の増加などによる多くの危険、施設の利用効果、維持の阻害をまねくと問題化している例が多くある。また水資源の見地からも、水の有効利用のためこれら漏水の減少防止が望まれる。

土の性質を変化させるため、セメント、ベントナイト、石灰、歴青材料、その他高分子系材料を混入する研究が多くなされ、また施工されている。

これら異物質を混入して土の性質を、いかに変えうるか、セメント、ベントナイトおよびこれらの混合物を混入したものについて、透水性を主として物理性、力学性への影響を含めて実験的研究を進めている。ここに透水性の変化について報告する。

II 実験方法

粘土とシルト質ロームの二種を原土として、それにセメ

ント、ベントナイトおよびその混合物を混入して試料を製作した。粘土は上川管内ポンの沢ダム用土、シルト質ロームとしては、網走管内東藻琴第一温水池の底土を使用した。セメントは普通ポルトランドセメント、ベントナイトは一般市販の 200メッシュのものをを用いた。これらの混合率、混入量は表—1 に示した。混入物セメント(C)、ベントナイト(B)の混合比率は乾燥重量によるものであり、混入量は供試土の乾燥重量に対する比率である。これらの試料は乾燥状態で均一になるように混入調整して突き固め試験用ランマーで落下回数を変化させ、モールド内に各種の間ゲキ率が得られるように充填した。その試料に通水飽和後、3日間飽和状態で放置したのちに、150~100cmの水頭で変水位透水試験を行なった。さらに5日後に同じ方法で試験を行ない透水係数に変化のないことを確めた。

表—1 透水試験用試料

試料土	ポンの沢	東藻琴
混入材料	セメント(C) 100%	
	C 75% + B 25%	
	C 50% + B 50%	C 50% + B 50%
	C 25% + B 75%	C 33% + B 67%
ベントナイト(B)100%		
混入率	1% 3% 5%	5% 10%

III 実験結果と考察

これらの透水試験の結果は、原材料となる土のみのものは表—2 に、ポンの沢ダム用土にセメント、ベントナイトを混入した試料については表—3 に示した。また、ポンの沢ダム用土へ3%混入と東藻琴土に混入の結果は、図—1、図—2 に図示した。これらで用いている間ゲキ率は、混入物を除いた土のみについて算出したものである。すなわち混入物が入る以前の土の間ゲキ量を示している。いま実験結果は個々の間ゲキ量が異り比較することができないので、資料を統一化するため、図上で一定の間ゲキに対する透水係数を求めた。すなわちポンの沢ダム用土の一例が図—1

表一 原土のみの透水係数

ポンの沢ダム用土		藻 琴 東	
k (cm/sec)	間ゲキ率 (%)	k (cm/sec)	間ゲキ率 (%)
5.95×10^{-4}	60.3	8.71×10^{-5}	57.6
3.65×10^{-4}	58.1	7.58×10^{-6}	53.7
1.05×10^{-4}	55.2	1.47×10^{-5}	53.1
1.85×10^{-5}	52.7	7.77×10^{-6}	52.4
5.10×10^{-6}	51.3		

であり東藻琴土が図一2である。各試料は、その土性のため透水係数測定の間ゲキ率の範囲が異っているため、ポンの沢ダム用土は55.0%, 56.5%, 58.0%, 東藻琴土は56.5% 58.0%, 59.5%の間ゲキ率相当の試料について、透水係数を求めた。これを表一3, 表一4に示す。

混入物, 混入量の変化による透水性の変化, すなわち透水抑制の効果を比較検討するために, 無次元量となる透水指数Kなるものを次のごとく定義した。

表一3 混入物, 混入量による透水係数の変化
(ポンの沢ダム用土)

混 入 物	混 入 量					
	1/100		3/100		5/100	
	k (cm/sec)	間ゲキ率 (%)	k (cm/sec)	間ゲキ率 (%)	k (cm/sec)	間ゲキ率 (%)
セメント 100%	1.92×10^{-4}	61.9	1.79×10^{-4}	61.2	1.61×10^{-4}	61.1
	8.79×10^{-5}	57.9	4.82×10^{-5}	57.1	9.50×10^{-5}	57.6
	4.71×10^{-5}	54.5	2.82×10^{-5}	56.5	7.48×10^{-5}	55.9
	6.34×10^{-6}	52.1	1.43×10^{-5}	54.0	3.90×10^{-5}	53.7
	—	—	3.86×10^{-6}	52.9	—	—
C75% + B25%	1.48×10^{-4}	59.7	1.45×10^{-4}	62.9	1.80×10^{-4}	61.4
	1.07×10^{-4}	59.0	1.09×10^{-4}	61.2	8.89×10^{-5}	56.2
	9.78×10^{-5}	57.3	3.26×10^{-5}	57.4	4.55×10^{-6}	52.5
	1.87×10^{-5}	53.6	1.67×10^{-5}	55.5	—	—
C50% + B50%	7.99×10^{-4}	58.6	2.65×10^{-5}	57.5	1.70×10^{-4}	61.9
	3.25×10^{-5}	56.3	2.20×10^{-5}	57.2	6.98×10^{-5}	57.7
	8.80×10^{-5}	54.5	1.60×10^{-5}	56.5	3.05×10^{-5}	56.3
	4.70×10^{-6}	53.6	2.35×10^{-6}	53.9	1.02×10^{-6}	54.8
	1.23×10^{-6}	52.9	—	—	—	—
C25% + B75%	5.01×10^{-6}	57.7	3.65×10^{-5}	61.8	7.70×10^{-5}	59.8
	2.20×10^{-6}	56.2	1.11×10^{-5}	56.9	5.09×10^{-5}	58.5
	1.28×10^{-6}	54.5	7.70×10^{-6}	56.3	2.09×10^{-6}	54.7
	—	—	4.93×10^{-6}	55.3	1.61×10^{-6}	54.4
ベントナイト 100%	9.12×10^{-5}	61.2	6.12×10^{-5}	61.8	5.51×10^{-5}	61.5
	5.21×10^{-5}	59.1	4.60×10^{-5}	60.6	3.80×10^{-5}	60.6
	2.90×10^{-5}	58.5	2.39×10^{-5}	58.6	5.80×10^{-6}	57.3
	2.29×10^{-5}	57.3	1.15×10^{-5}	57.4	2.31×10^{-6}	56.9
	1.01×10^{-5}	56.0	3.57×10^{-6}	55.9	—	—
	2.29×10^{-6}	54.8	—	—	—	—

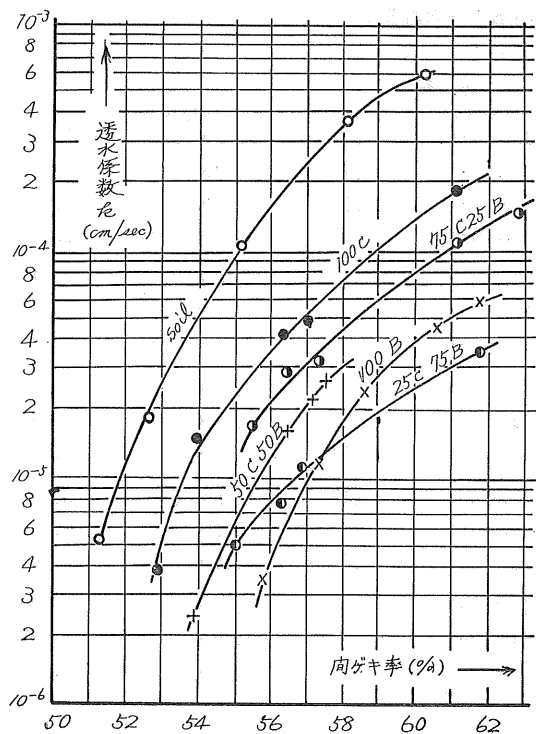


図-1 混入率3%のときの透水係数の変化 (ポンの沢ダム用土)

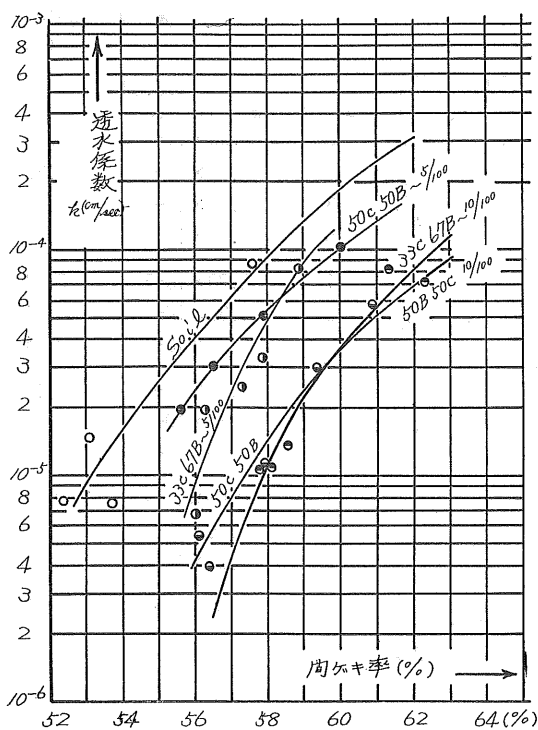


図-2 混入物別の透水係数の変化 (東藻琴第一温水池底用土)

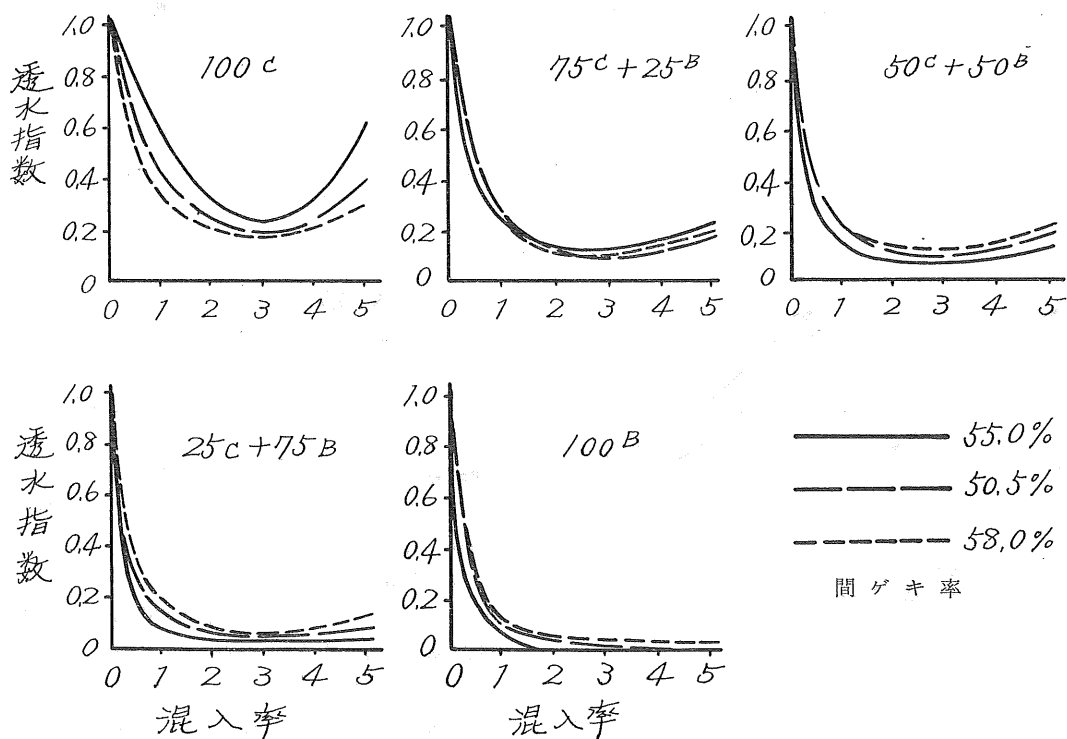


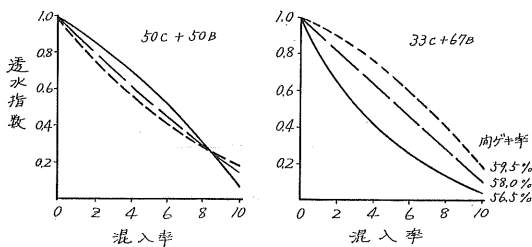
図-3 混入率(%)と透水指数 (ポンの沢ダム用土)

表—4 間ゲキ率別の透水係数と透水指数K
(ポンの沢ダム用土)

間ゲキ率		55.0%		56.5%		58.0%	
混入物	混入率	k (cm/sec)	K	k (cm/sec)	K	k (cm/sec)	K
原土	0	9.50×10^{-5}	1.00	20.0×10^{-5}	1.00	35.00×10^{-5}	1.00
セメント 100%	1	3.45×10^{-5}	0.37	8.00×10^{-5}	0.40	10.90×10^{-5}	0.31
	3	2.05×10^{-5}	0.22	3.85×10^{-5}	0.19	6.80×10^{-5}	0.19
	5	6.10×10^{-5}	0.64	8.30×10^{-5}	0.41	10.50×10^{-5}	0.30
C75% + B25%	1	2.20×10^{-5}	0.23	3.20×10^{-5}	0.26	8.10×10^{-5}	0.23
	3	1.35×10^{-5}	0.14	2.45×10^{-5}	0.112	4.25×10^{-5}	0.12
	5	2.30×10^{-5}	0.24	4.60×10^{-5}	0.23	8.30×10^{-5}	0.24
C50% + B50%	1	1.05×10^{-5}	0.11	3.55×10^{-5}	0.18	6.40×10^{-5}	0.18
	3	0.60×10^{-5}	0.063	1.60×10^{-5}	0.080	3.25×10^{-5}	0.092
	5	1.20×10^{-5}	0.13	3.60×10^{-5}	0.18	7.50×10^{-5}	0.22
C25% + B75%	1	0.65×10^{-5}	0.061	2.60×10^{-5}	0.13	5.65×10^{-5}	0.16
	3	0.40×10^{-5}	0.042	0.98×10^{-5}	0.049	2.10×10^{-5}	0.060
	5	0.36×10^{-5}	0.038	1.70×10^{-5}	0.085	4.20×10^{-5}	0.12
ベントナイト 100%	1	0.34×10^{-5}	0.035	1.42×10^{-5}	0.071	3.35×10^{-5}	0.095
	3			0.64×10^{-5}	0.032	1.75×10^{-5}	0.050
	5					1.10×10^{-5}	0.031

表—5 間ゲキ率別の透水係数と透水指数
(東藻琴第一温水池底土)

間ゲキ率		56.5%		58.0%		59.5%	
混入物	混入率(%)	k (cm/sec)	K	k (cm/sec)	K	k (cm/sec)	K
原土	0	4.5×10^{-5}	1.00	9.1×10^{-5}	1.00	1.6×10^{-4}	1.00
C50% + B50%	5	3.0×10^{-5}	0.61	5.2×10^{-5}	0.57	8.4×10^{-5}	0.53
	10	5.5×10^{-6}	0.11	1.4×10^{-5}	0.15	3.0×10^{-5}	0.19
C33% + B67%	5	1.5×10^{-5}	0.31	4.8×10^{-5}	0.53	1.1×10^{-4}	0.69
	10	2.7×10^{-6}	0.055	1.1×10^{-5}	0.12	2.8×10^{-5}	0.18



図—4 混入率と透水指数
(東藻琴第一温水池底土)

$$K = k/k_0$$

ここに k_0 = 土のみの試料のある間ゲキ量における透水係数

k = 同じ間ゲキ量の土に混入物の入ったときの透水係数

実験結果より求めた透水指数は表—4、表—5に示すときのものである。これらの傾向をみるために、各試料ごと混入物別に図示したものが図—3、図—4である。

これらの結果によると、

- (1) ポンの沢ダム用土の方が混入物の効果が著しいが、これは粘土の含有量が多いためと考えられる。
- (2) セメントのみを混入したときは、間ゲキ率の大きい方が透水指数が小さくなる傾向がある。すなわち透水抑制効果が良好である。

(3) ベントナイトのみを混入したときは、間ゲキ率の小さい方が透水指数が少くなる傾向がある。すなわちベントナイトは土の間ゲキ率が小さい方が透水抑制効果は著しい。

(4) 前記(2)(3)の性向は、セメントとベントナイトの混合物を混入したときにも、セメント75%・ベントナイト25%の混合率付近を境として、それぞれの透水抑制効果を示している。

(5) 前記(2)(3)の性向には、他の資料などと比較すると、粘土分の存在が著しく影響している。すなわち粘土分の多少がセメントの効果に影響するものと考えられる。

(6) ポンの沢ダム用土にセメントを混入したとき、透水

指数が最小になる混入量があり、さらに混入量を増加すると透水指数は増加する傾向を示している。これは混入したセメントが硬化収縮することによって周辺の土に極めて微小であるが、クラックのごときものを生ずるためと考えられる。

以上、セメント、ベントナイトを混入した土の透水係数の変化について実験を行ない透水指数というものを定義づけて、それらの透水抑制効果について検討し、特性の一部を明らかにした。粘土含有量との関係、抑制効果持続の問題など未解の部分も多い。これらについては今後の研究にまちたい。

「電気浸透を利用した粘土の脱水に関する実験」

正員〇八 鍬 時 雄*
大久保 智**

1. ま え が き

1-1. 実験の目的

本実験は次の目的のために行なった。

1) 室内土質試験供試体のための均質飽和粘土試料を短時間にしかも大量に作製する方法、装置を開発すること。その一つとして電気浸透に圧密を併用した脱水方法を試験する。

2) 前項の脱水方法でつくった粘土試料の物理的性質が実験前後で変化するかどうか調べる。今回は液性限界を測定して、その変化を検討する。

3) 作製試料の含水比の分布が一様になっているかどうかを調べる。

4) その他電気浸透に関する基礎的事項を把握する。

1-2. 室内土質試験用粘性土試料について

粘性土の物理化学的性質に基づく強度特性、変形特性および各種定数等は図-1に示す順序で試験、測定、解析、修正

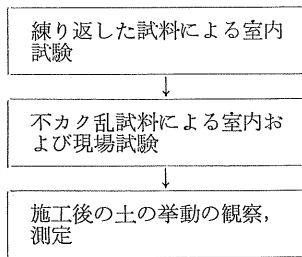


図-1 土質試験の順序

が行なわれて、はじめて実際の設計に適用されるものと思われる。複雑な諸要素を含む粘性土の特性を調べるにあたっては、まず不確定な要素をできるだけ取り除いた均質な試料を用いるべきである。したがって粘性土の特性は最初練り返した試料によって調べられたものであり、現在でも基礎的な研究はまず練り返した均質な試料を用いたものが多い。土を練り返した場合、均質な試料を得られること、圧密履歴をコントロールでき、かつ把握できることなど、後の解析に非常に都合のよい利点がある。一方、不カク乱試料を用いた土質試験はきわめて不確実な結果に終り、得

られた資料をいかに処理、解析し、どのように理解すべきなのか困惑することがしばしば起こる。きわめて深い位置でしかも運のよい場合とか、海底下の土以外はその不均一性は免れないことが多い。早い話が同じ深さでも1メートル横にずれた位置での土の性質は同じとはいえない。したがって最初室内試験を行なおうと思えばまず練り返した試料によらざるを得ない。しかし練り返し試料の結果を直接原位置の土に適用することはできない。順次実際問題に適用できるように修正されるべきではある。

さて、練り返し試料で作製した室内実験用供試体（以下実験用供試体は直接セン断試験、一軸、三軸圧縮試験等の強度試験に供するものを念頭におく。）でしばしば圧密セン断試験を行なう。三軸圧縮試験を例にとると直径5cm、高さ12cmの標準寸法供試体では透水係数が 10^{-7} cm/sec程度の粘土試料の圧密終了時間は等方圧密で6～7時間普通1日以上、異方圧密の場合になると、3日以上も必要な場合も生じることがある。筆者らは供試体それ自身の物性にさほどの変化を起こさないで作成時間を短縮できる方法はないかと考えたのが、この実験を行なう発端であった。今回粘性土の脱水工法の一つとして施工に使われている電気浸透法を採用することによって、急速脱水の可能性を検討したのでこの実験である。

1-3. 供試体作製に電気浸透を利用すること

土の脱水方法はいろいろ考えられるが、実験室で粘性土試料の脱水を行なう場合、次のような方法が一般的であろう。

1) 圧密法 2) 電気浸透法 3) 熱浸透法

これらを全部併用した脱水方法も考えられるが、今回は1)と2)を併用した装置を用いることにした。

電気浸透を土質工学、基礎工学の分野で紹介したのは、L. キャサグラントといわれる。その後土中の排水工法の一つとして開発され、施工に応用されるにいたった。

本実験で用いた電気浸透法は従来行なわれてきた電気浸透実験と本質的に変わるところはなく、これを供試体作製に応用し、その適用の可能性を調べようとするものである。

2. 実 験

*北大工学部土木教室 助手

**白石基礎（株）

2-1. 粘土試料

本実験に使用した試料は表-1に示す諸性質を持つ粘土であって、札幌市苗穂豊平川右岸から採取したものである。化学的分析はしていないが、きわめて酸化しやすいことが観察された。また、有機物・ゴミ等が含まれていたが、これらは手で除ける範囲で取り除いた。試料は含水比がほぼ液性限界 (LL) になるように蒸留水で調節し、よく練り返した後約20kgの単位で密閉容器に入れ湿潤室で養生した。養生後各容器内の土の含水比を測定したところ、全部 LL より低く最大7%も低いものもあった。これらの含水比を再調節しないで実験を行なったことは、後に結果の整理で困難な問題が生じることになった。

表-1 試料土

LL	PL	比重	統一分類法による類
87%	42%	2.73	CH

2-2. 実験装置

本実験で用いた電気浸透一圧密装置は三軸セルを改造したもので図-2、写真-1に示すようである。試料にはピストンを介して空気圧で載荷する。ピストンの下には陽極盤として鉛銀盤を置いた。下盤上に置いたポーラス真チュー盤は陰極盤と排水盤の両方の役目をする。今回は片面排水とし、下盤からだけ排水させることにした。下盤からの排水量の測定は最初ビュレットによったが、通電中発生するガス抜きがうまくいかず、結局メスシリンダーで測定することになった。排水に伴う試料の沈下量はピストン・ロッドの先端の沈下量をダイヤル・ゲージで測定した。このピストン・ロッドは真チュー棒にアクリル・パイプをかぶせて周面を絶縁したもので、その先端には陽極端子が接続される。このピストン・ロッド先端に入った直流はピストン、

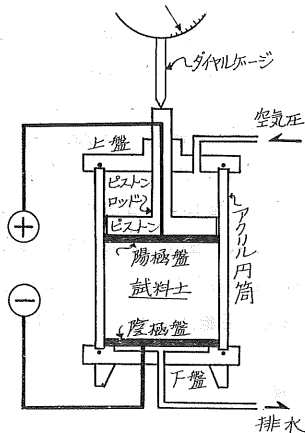


図-2 電気浸透一圧密装置

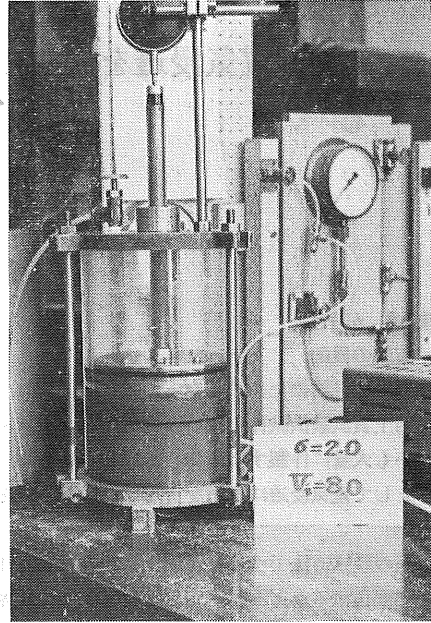


写真-1 装置の全景

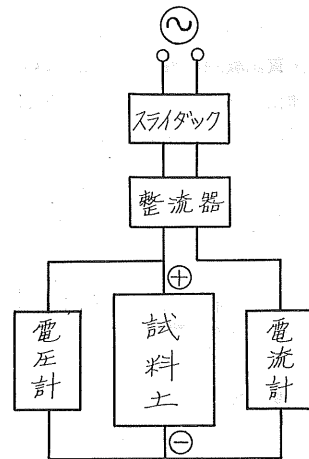


図-3 電圧、電流の測定

陽極盤を介して粘土試料中を流れ、陰極盤、下盤を通して陰極に接続される。この間試料中を流れる電流 (I)、および電圧は図-3に示す回路によって測定した。電流はシリコン整流器で整流した半波直流を用いた。

2-3. 実験操作および測定

はじめ下盤にアクリル円筒を取り付け粘土試料を高さ約8cmになるように密に詰め、単位体積重量およびその時の含水比を測定する。つぎに鉛銀電極盤を試料上に載せピストン、上盤を設置する。所定の空気圧 P (kg/cm^2) および電圧 V を加え (P, V は実験中一定) 下盤の排水バルブを開くと同時に測定を開始する。測定事項は各時間ごとの沈下量

(d), 排水量, 電流 (I) である。実験は原則として普通の圧密試験の場合と同じように沈下量—時間曲線を描いて二次圧密に相当する部分が充分現われるまで継続した。実験終了後, 試料を取り出し含水比が変化しないように手早く試料を水平に4段に分割して含水比を測定し, 残りの試料で各段ごとに LL の測定を行なった。なお含水比については中心部と周辺部の2箇所測定し, その違いを調べた。

2-4. 実験結果

実験ケースは表-2に示す各垂直荷重 (空気圧, P kg/cm²) と電圧の組み合わせで29個行なった。($P=0.5$ kg/cm², $V=0$ ボルトは行っていない。) その結果は表-3に一括して表示した。初期試料高 H_0 は直接測定が困難であったので, 土の初期含水比 w_0 と初期試料重量から飽和度 $S = 100\%$ と

表-2 実験条件

垂直荷重 P (kg/cm ²)	0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0
電圧 V (ボルト)	0, 8, 16, 32, 64

して換算したものである。沈下量 d_f は沈下量—時間曲線より A. キャサグラントの方法に従って求めた圧密度100%に相当する沈下量である。 d_f は脱水度100%沈下量と仮に呼ぶことにする。 t_f は同じ曲線上で d_f 沈下量に達する時間をとったものである。図-4 は実験終了時の試料の含水比 w_f と初期含水比 w_0 の比 w_f/w_0 の上下方向の分布を示した。図-5 に実験終了後の液性限界 (LL) の上下方向 (上から1~4と示す。) の分布を $P = 1$ kg/cm² について示した

表-3 実験結果

垂直荷重 (P kg/cm ²)	電圧 V (ボルト)	初期試料高 H_0 (cm)	初期電圧傾度 i_0 (ボルト/cm)	初期含水比 w_0 (%)	脱水度 100% の時の沈下量 d_f (cm)	d_f に到達する時間 t_f (分)	d_f/H (%)
0.5	4	7.99	0.50	84.4	1.22	1850	15.3
	8	8.15	0.98	86.1	1.50	1050	18.3
	16	8.03	1.99	84.6	1.61	540	20.0
	32	8.14	3.93	81.5	1.71	280	20.9
	64	7.85	8.15	83.2	1.73	135	22.0
1.0	0	8.05	0.	85.8	1.31	1900	16.3
	4	8.21	0.49	81.8	1.48	1275	18.0
	8	7.70	1.04	83.8	1.63	850	21.2
	16	8.26	1.94	84.7	1.95	580	23.6
	32	7.72	4.14	81.7	1.90	275	24.7
64	8.43	7.59	86.2	1.96	108	23.3	
2.0	0	8.24	0.	85.0	1.61	1600	19.5
	4	8.43	0.48	83.5	1.80	1275	21.4
	8	7.81	1.02	86.3	1.95	840	24.9
	16	7.81	2.05	86.3	2.02	630	25.9
	32	7.99	4.01	83.4	2.17	265	27.1
64	7.80	8.21	83.4	2.27	125	29.1	
3.0	0	8.88	0.	86.6	1.81	1250	20.4
	4	7.82	0.51	81.9	1.87	910	23.5
	8	7.85	1.02	83.4	1.93	840	24.5
	16	8.01	2.00	86.4	2.21	500	27.1
	32	7.84	4.08	80.4	2.25	270	28.7
64	7.80	8.21	81.2	2.27	130	29.1	
4.0	0	8.28	0.	82.3	1.96	1140	23.6
	4	7.92	0.51	84.1	2.00	800	25.3
	8	7.98	1.00	84.6	2.16	730	27.1
	16	7.81	2.01	84.1	2.31	620	29.6
	32	7.82	4.09	82.0	2.36	265	30.2
64	7.77	8.24	79.8	2.34	105	30.1	

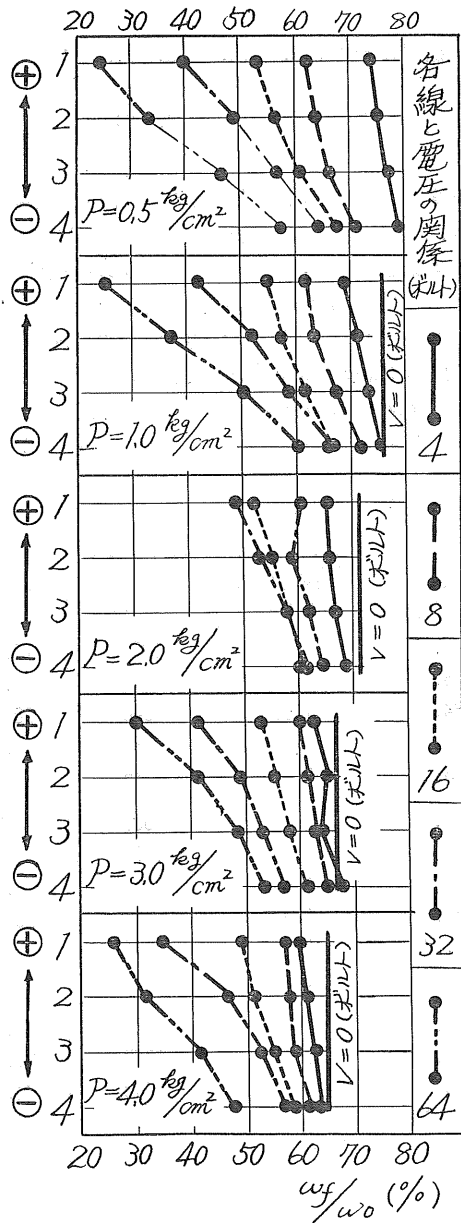


図-4 含水比の分布

ものである。

3. 実験結果に対する検討

3-1. i_0 と t_f の関係

本実験の目的の一つは短時間内に供試体を作製することにあるから初期電圧傾度 i_0 と脱水度100%到達時間 t_f の関係はきわめて重要である。表-3中の値から i_0 と t_f の関係を両対数紙上にプロットしたものが図-6である。この図から判断してどの垂直荷重 P の場合でも $i_0 = 2 \sim 8$ ボルト

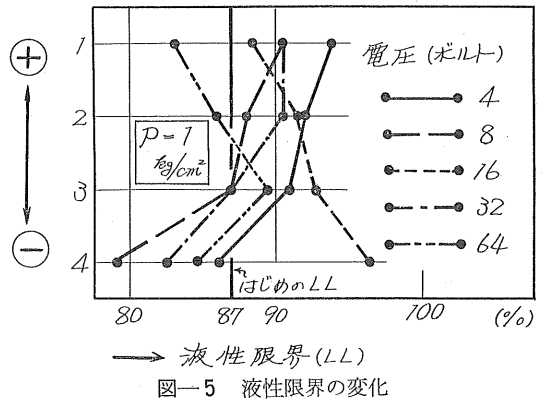


図-5 液性限界の変化

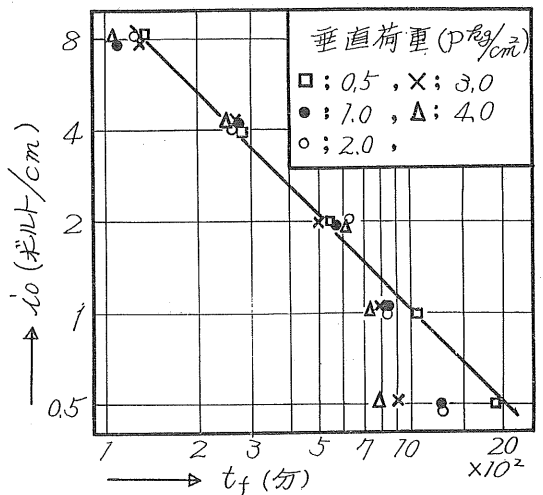


図-6 初期電圧傾度 (i_0) と100%脱水時間 (t_f) の関係

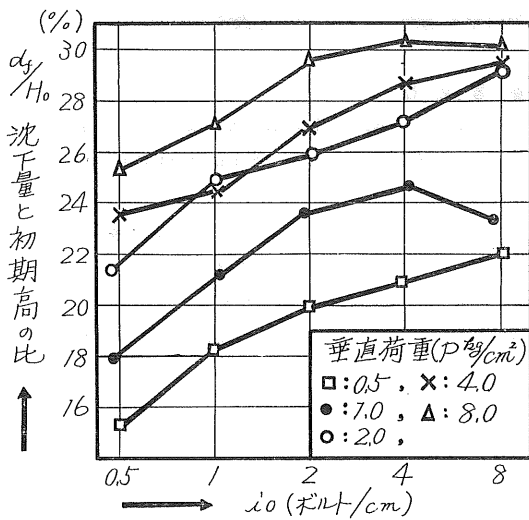
/cmの間ではほぼ直線とみてよいと思われる。さらに垂直荷重の一番小さな $P = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合 $i_0 = 0.5 \sim 8$ ボルト/cmの範囲で直線関係を示した。垂直荷重が大きくなると荷重による圧密の影響が大になり $i_0 - t_f$ 関係は直線からはずれるものと考えられる。そこで $P = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の時、 $i_0 - t_f$ の関係はおおよそ次式で与えられる。

$$t_f = 10^3 / i_0 \text{ (分)} \dots\dots\dots (1)$$

t_f は垂直荷重の影響の少ないとき、つまり P の小さいときはおおよそ(1)式で与えられる。荷重が 1 kg/cm^2 以上になると明らかにその影響を受け(1)式で示される時間よりも短かい時間となり、荷重が大になるに従って t_f は小さくなる傾向があるが定量的にははっきりしない。

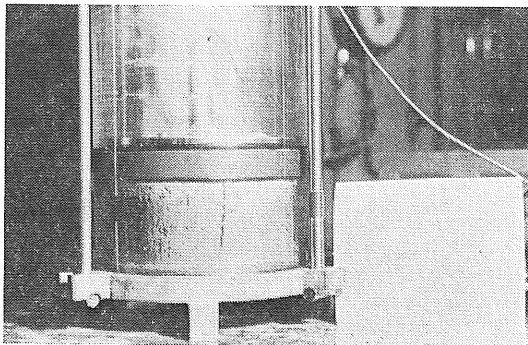
3-2. d_f/H_0 と i_0 の関係

d_f/H_0 と i_0 の関係を片対数で図-7に示した。荷重が大になるほど、また電圧傾度が大になるほど d_f/H_0 が大になる傾向は当然であるが直線関係にないのは疑問の残るところである。この点について少し詳しく考えることにする。



図一七 d_f/H_0 と i_0 の関係

d_f の時の含水比と i_0 の関係のかわりに沈下量 d_f をとって比較したのは脱水量測定が、ガス発生のため精度がきわめて悪いものになって脱水量から平均含水比を換算できなかったためである。実験中、試料が完全に飽和状態を保つならば排水量と沈下量は1対1の関係にあるが、ガスが残留すること、試料が収縮しアクリル円筒と試料の間に隙間ができること、 $i_0=4, 8$ ボルト/cmでは明らかに熱発生の影響を受け、特に8ボルト/cmではひび割れが生じることなどの理由により沈下量と排水量が1対1の対応にならない。そこで便宜上、沈下量 d_f を用いることにした。また初期含水比 w_0 にバラツキがあったことも沈下量の比較に不確定な要因を与えることになったと思われる。なお、ひび割れの様子は写真一2に示す。L.キャサグランド³⁾は給水なしの電気浸透実験では、ひび割れが生じるため、排水量は理論式通りではないことを指摘している。急速な脱水のため土全体の収縮がそれに順応しないこと、電場が不均一になるため浸透現象に場所的な差が生じることなどによって、ひび割れが生じるものと思われる。予備実験として垂直荷重を 0.03 kg/cm^2 とした時はきわめて早い時期に、ひび割れ発



写真一2 ひび割れの様子

生をみた。我々はこの点を考慮して垂直荷重は圧密効果をねらうと同時にひび割れを防止する役目も果たすものと考えた。実際、電圧傾度が低い段階ではこの効果もあったと思われるが $i_0=8$ ボルト/cmにもなると熱発生のためのひび割れが生じたものと思われる。図一7をみると8ボルト/cmの沈下量は不確定なものであることがわかる。実験後の含水比分布に対する検討でも述べるように、本実験の目的の場合には電圧傾度8ボルト/cmという大きい電圧傾度は適当でないと考ええる。

3-3. 含水比の分布

図一4は w_f/w_0 の上下方向の分布を示す。1, 2の例外を除くと上から下に w_f/w_0 は大きくなる傾向が明らかである。さらに電圧傾度が大きくなるに従って上下の差が大きくなっている。その傾向はどの垂直荷重に対しても同じようである。ただ 2 kg/cm^2 の場合上下方向の差が少ないが、その理由はよくわからない。なお水平方向には含水比のパラツキは認められなかった。いずれにしても本実験の操作では上下方向の含水比のパラツキは避けられない。また w_f/w_0 が48%以下というのは実験終了時含水比 w_f が42%以下、つまり塑性限界 PL 以下になっていることを示すが4ボルト/cm, 8ボルト/cmでは PL 以下の含水比になっているのが目立つ。普通実験室で粘土の強度を考える場合 PL くらいの含水比までで充分であって、これ以下の含水比の試料は問題にならない。熱発生、ひび割れのことも考え合わせて試料作製には $i_0=4$ ボルト/cmくらいが電圧傾度の上限であると思われる。なお含水比の上下方向のパラツキに対する対策は現在検討中である。電流の向きを実験途中で逆方向に換えることなども一つの方法と考え、実験を進めている。

3-4. 実験前後の液性限界 (LL) の変化

電気浸透前の LL は5人の測定値の平均値87%であった。もし実験後の値が元の値とおそろしく違うことになると、試料自身の物理的性質が変化したことを示すから、供試体作製という意味がなくなってしまう。図一5の LL は同一測定者が測定したので個人誤差はないはずである。図から言えることは、試料の最下段(陰極側)で多少小さめに、それより上方では多少大きめになっているが電気浸透の結果 LL に実質的な変化を与えたとは断言できない。

4. む す び

粘性土供試体作製のための基礎的な電気浸透実験の結果をまとめると、

(1)初期電圧傾度(i_0)と脱水度100%到達時間 t_f の間には両対数紙上で直線関係があり、垂直荷重が 0.5 kg/cm^2 の場合、 $t_f=10^3/i_0$ (分)となり、その他の垂直荷重の場合でも i_0 が2ボルト/cm以上になるとほぼこの関係に近似できると考えられる。

(2) 電圧傾度が大になると含水比分布の上下方向の差が大きくなり、熱発生にもなってひび割れが生じる。したがって試料作製のためには $i_0 = 4$ ボルト/cm以下が適当と思われる。

(3) 電気浸透による LL の変化は顕著でない。

今回得られた基礎資料をもとに、さらに装置、実験操作に改良を加えて実験中である。

本実験を遂行するにあたって、終始指導をいただいた北大工学部北郷繁教授に心から感謝の意を表す。また実験装置に関して貴重な助言をいただいた北大工学部電気工学

科福田昭治講師に深甚の謝意を表すものである。

参 考 文 献

(1) Hvorslev, M.J.; Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Shear Strength Conference, Colorado, A.S.C.E. 1960, *p.p.* 169~273

(2) 三瀬 貞：電気浸透による土の脱水機構について、土木学会論文集第64号, 1959, *p.p.* 73~78

(3) Casagrande, L.; Electro-Osmosis in Soils, Geotechnique, Vol. 1 No. 3 1949, *p.p.* 159~177

フォールコーンの貫入量と含水比との関係について

正 員 佐 野 侑 房

1. ま え が き

液性限界を測定する方法としてコーン貫入試験が日本国内においても見直され、各所で研究が行なわれている。筆者も研究中でありその一部を発表してきた。次の段階として前回の過程において出現した新たな諸問題を検討すべく行なった実験結果をここに報告する。ただし今回は種々の項目についておおよその見当をつけるべく予備実験的性格を多分にもつものであることを付け加えておく。

主たる項目は次のとおりである。

1. $w \sim \log p$ 曲線の直線の直線性
2. 容器の寸法
3. コーンの重量

2. 試料と実験方法

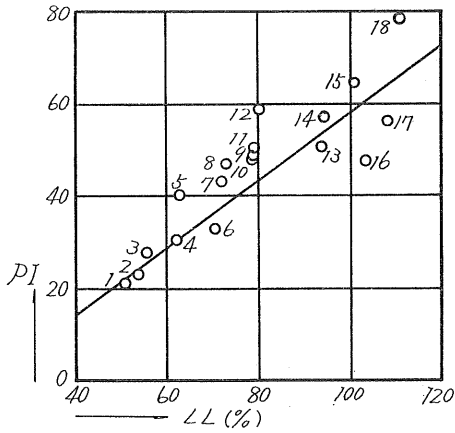
i) 試 料

表—1, 図—1に示す自然採取土18種を用いた。全て0.42mmフルイ通過分のみを試料として採用し、その作成方法は文献1)における湿式法と同一である。

含水比は液性指数 I_L が0.0, 0.1, 0.2, ……0.8, 0.9の10段階、カサグラnde法のサラの落下回数 N が10, 20, 30, 40の4段階の計14段階の含水比になるように調製し、径100mm, 高さ120mmの缶に入れ最小2週間の養生を行なった。考察の都合上、14段階を3区間に分けた(表—2)。たとえば区間I+IIは含水比の幅が $I_L = 0$ から0.9までにわたることを示す。

表—1 試料土の性状と採取地

試料 No.	LL (%)	PI (%)	I_r	G_s	活性度	三角座標による分類	採取者	採取地
1	51.0	21.8	7.3	2,638	1.36	粘土質ローム	札幌開建	
2	53.8	23.6	7.3	2,632	1.12	粘 土	札幌土現	
3	55.4	28.1	8.3	2,559	1.36	シルト質粘土	留萌開建C	天塩郡幌延町宮園1丁目
4	62.0	30.9	11.6	2,683	0.90	粘 土	函館開建D	上磯郡木古内町(内)
5	62.8	40.7	12.3	2,609	1.25	〃	函館開建A	国道227号線(中山峠)
6	70.7	32.3	6.8	2,618	0.92	〃	函館開建C	上磯郡知内町
7	72.1	43.5	13.6	2,592	1.09	〃	室蘭開建	勇払郡鷓川町
8	73.1	47.3	15.6	2,580	0.94	〃	稚内開建A	稚内市字目梨
9	79.0	49.2	14.3	2,617	0.84	〃	石狩川開建	夕張郡長沼町地内
10	79.2	48.1	14.6	2,652	2.19	〃	函館開建E	上磯郡木古内町(外)
11	79.3	50.5	11.6	2,075	3.88	シルト質粘土	函館土現B	松山郡上ノ国村
12	80.1	59.0	17.9	2,582	1.24	粘 土	網走土現	紋別市南ヶ丘町1丁目
13	93.4	50.8	12.6	2,493	5.35	シルト質粘土ローム	函館土現A	瀬棚郡今金町字八東
14	94.3	57.5	15.0	2,571	1.80	粘 土	旭川開建	国道239号士別市地内
15	100.8	64.9	17.3	2,447	1.27	〃	留萌開建A	
16	103.3	48.0	17.6	2,296	0.96	〃	稚内開建B	稚内市汐見
17	108.2	56.8	10.0	2,356	1.12	〃	留萌開建B	
18	110.9	78.9	12.5	2,109	1.13	〃	函館開建B	国道227号線(中山峠)



図一 塑性図

表一 区間のとりかた

区 間	含水比の範囲
I	$I_L = 0 \sim 0.4$
II	$I_L = 0.5 \sim 0.9$
III	$N = 10 \sim 40$

i) 実験方法

コーン貫入測定器は今回あらたに試作したものであるが文献1)に示すものと全く同じ装置である。コーン先端角 90° 、上部直径30mm、落下重量100grであり、付属品をとりつげると200grとすることができる。試料容器は直径70mm、深さは30mmと25mmの2種類である。容器深さとコーン重量の組み合わせにより表一3のように4つの場合に分けられる。

表一 3

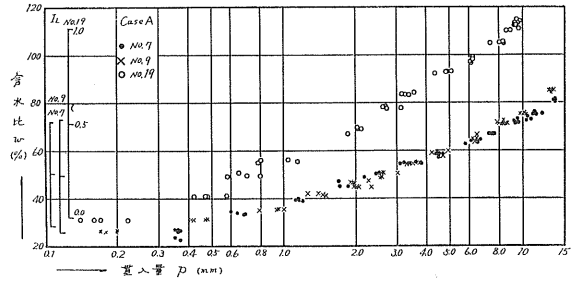
	コーンの重量(gr)	容器の深さ(mm)
Case A	100	30
Case B	200	30
Case C	100	25
Case D	200	25

貫入試験は文献1)の V_1 (自由落下)の場合と同様、試料表面からコーンを自由落下させ30秒後の貫入量を測定した。

3. 試験結果とその考察

i) $w \sim \log p$ の直線性(全塑性域について)

代表例としてNo. 7, 9, 19を図一2に示す。どの試料



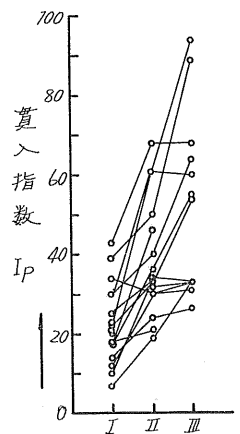
図一 2 $w \sim \log p$ (全塑性域について)

についても下に凸の曲線、つまり I_L が高くなるにつれてその傾きは大きくなる傾向にある。

表一 4 $w \sim \log p$ の傾き I_p (Case A)

区間	I	II	III	I + II	I + II + III
1	6.8	19.4	33.4	15.4	18.5
2	17.6	21.2	—	18.0	—
3	14.4	24.1	26.1	18.3	19.9
4	17.8	34.3	32.5	24.9	27.1
5	19.5	31.8	33.0	26.2	29.4
6	11.7	29.8	20.0	19.5	—
7	34.1	30.2	31.1	33.0	32.9
8	17.2	35.7	55.4	25.2	31.9
9	24.6	33.3	—	33.5	—
10	29.6	40.3	63.7	36.0	40.1
11	10.4	34.3	—	21.5	—
12	22.3	33.2	—	27.7	—
13	18.4	46.2	—	—	—
14	38.7	49.6	88.5	39.6	42.7
15	21.1	33.0	53.7	25.0	—
16	43.4	67.5	68.2	43.1	46.6
17	23.1	60.8	59.8	52.9	52.2
18	30.2	58.9	93.7	44.6	49.2

貫入指数 I_p ($w \sim \log p$ 直線の傾き)を計算してみると表一4、図一3が得られた。ここにおいて区間Iにおける I_p とは $I_L = 0$ から $I_L = 0.4$ までの20組の測定値($w \sim \log p$)について直線をあてはめた場合の最小自乗法によって求めた傾きを示し、区間I + IIは $I_L = 0$ から $I_L = 0.9$ まで40の組の測定値に対して求めた傾きを示す。空欄は $I_L = 0.9$ の含水比のとき貫入量が11mm以上となり、それより高含水比の区間IIIでは貫入量が大きくてこの大きさの容器では側壁等の影響



図一 3 $w \sim \log p$ 直線性 (Case A)

により正確な貫入量が得られないとして測定を行なわなかったものである。

区間Ⅲにおける I_p を1として他区間における I_p の比を求め図-4である。これによると大きく2グループに分けられる。1つは区間Ⅱ、区間Ⅲとはほぼ似通った傾きをもつが、区間Ⅰ、Ⅱでは差があるもの、いま1つは区間Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ共に差があるものである。いずれにしても塑性域全体については $w \sim \log p$ は直線ではなく下に凸であり、LL附近にも変曲点が存在するようである。このことは文献3)、4)の結果と同一である。北郷らは文献3)において半対数表示より両対数表示の方がよりよいと述べているが、筆者も半対数、両対数の両方式で計算処理してみたところ、区間Ⅰ+Ⅱの場合前者では $\sigma = 0.4 \sim 6.6$ (2種のみ14)、後者では $\sigma = 0.01 \sim 0.07$ で後者の方がかなり直線性がよいという結果が得られている。しかしながら依然としてある程度は下に凸である。

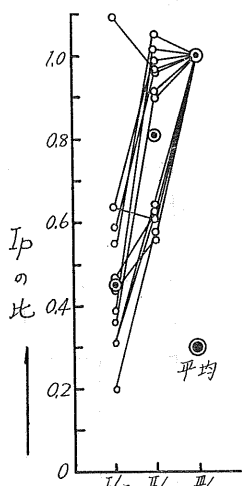


図-4 $w \sim \log p$ 直線性 (Case A)

ii) $w \sim \log p$ の直線性 (LL附近)

LLを測定するためにコーン貫入試験を用いる上からは含水比は狭い範囲で変化すれば十分である。それゆえLLをはさむ狭い範囲内での直線性を検討してみる必要がある。

直線からのズレを分散 σ でみると1.0~2.3の間にありほぼ直線とみなすことができ、これまでの実験結果と一致する。もちろん両対数表示の場合はそれより小さい分散を示し良好の直線性をもつ。

iii) 容器の直径について

容器の直径については文献1)、2)で既に述べたが、同一のデータについて他の検討を加えてみた。容器は表-5に示す5種である。

これまでではLLを求める規準貫入量 \bar{p} について直径の影響を考えてきたが、その \bar{p} を求めるに際して \bar{p} より大きい貫入量を利用しているから厳密なものではなかった。そこで同一の含水比について直径が貫入量に与える影響をみるため、 $p_{B \sim E} / p_A$ を計算し図示すると図-5(1)~

表-5 文献1)の容器の直径(mm)、深さ30mm

A	70
B	60
C	53
D	40
E	30

(4)となる。ただし含水比が $\pm 1.0\%$ 以上の差のあるものは

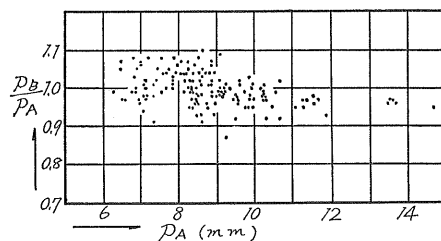


図-5(1) 貫入量と容器直径

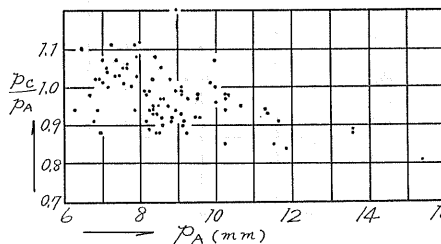


図-5(2) 貫入量と容器直径

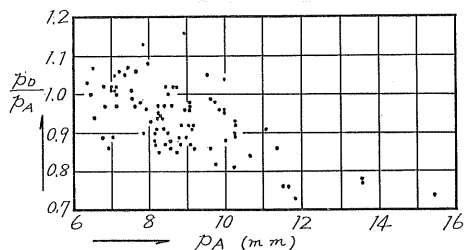


図-5(3) 貫入量と容器直径

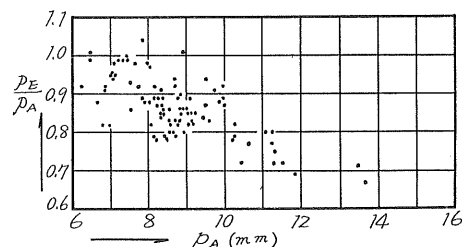


図-5(4) 貫入量と容器直径

除外した。側壁により貫入が拘束されると、この比の値は1.0以下となるはずである。

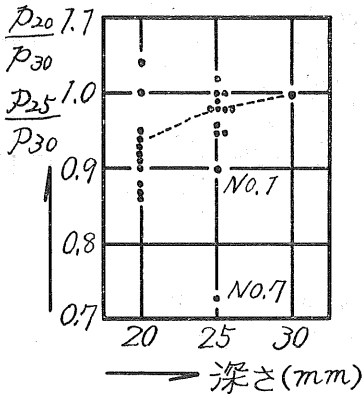
容器Dでは1.0附近のデータ不足であり、容器Eでは1.0附近のデータがほとんど無く両者については再検討の余地もあるが、容器Bでは10mm、容器Cでは9mm、容器Dでは7.5mm以上の貫入量をもつ場合は側方拘束がみうけられる。したがって、コーンによる土の破壊機構の上から筆者は塑性域の表面の水平方向の拡がりは $6P$ (P は貫入量)であると推論²⁾しているが、容器Dについて5mmほどくいちがうが、容器B、Cについては合致の結果が得られる。

iv) 容器の深さについて

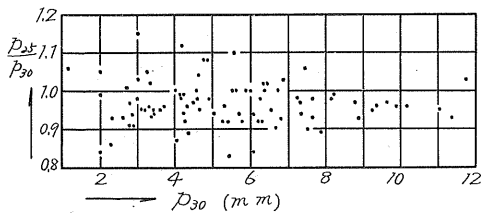
筆者はこれまでこのことにつき多少の検討を加えさらに現在実験中であるが30mmと25mmとについて一部データが

まとまっているので報告する。なお参考のため文献1)のデータ⁴⁾を付記しておく。

LL時の貫入量 P_{CL} についてみると図一6に示すように2種の土(No. 1, 7)以外では深さ30mmと25mmの容器とではほとんど差が無い。もっとも直径の場合と同様に、貫入の絶対量の大小で影響の度合いが異なるものであるから、図一7のように表示してみると $p = 8$ mmまでは確かに底面



図一6 貫入量と容器深さ (100gr)



図一7 貫入量と容器深さ

の拘束はうけていない。9~12mmではわずかながらも底面の拘束ありとみられるような1以下の点が大部分を占めている。LLを測定($\bar{p} = 9 \sim 10$ mm)する容器としては25mmは浅すぎるようである。

この項目については文献3)において詳しく論ぜられている。それによると深さの変化は規準貫入量に対して大きな影響をおよぼしていない。したがって実用上からは30mmが妥当であろうとしている。

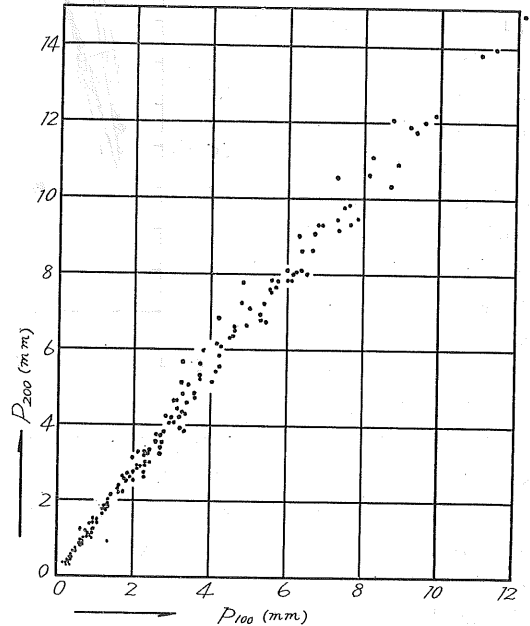
容器の直径の項で述べたように、規準貫入量を得るためにそれより大きい貫入量を利用しているから、規準貫入量のみで考察することは不確実さが残る。この点より考えると前述のように貫入量が9~10mm程度であると深さ30mmと25mmとで貫入量に差が生ずるゆえコーン貫入による土の塑性破壊域の鉛直方向への拡がりは $2.5 \sim 2.8p$ と推定される。 $p = 11$ mmも存在するとすればその拡がりは28~31mm必要ということになり深さ30mmという容器は深さが不足ということになる。

v) コーン重量について

この項目についてはすでに北郷らの研究³⁾があり、貫入量

はコーン重量比の平方根に比例するようであると述べている。このことはカールソンの考え方とも一致する。

本実験のコーン重量は100gr, 200grの2種類であり、貫入量をそれぞれ P_{100} , P_{200} と表示する。同一の含水比について(P_{100} , P_{200})をプロットすると図一8となり、 P_{200}/P_{100} は表一6のようになる。



図一8 コーンの重量の影響

表一6 P_{200}/P_{100} の平均値

試料 No.	Case A,B	Case C,D	試料 No.	Case A,B	Case C,D
1	1.31	1.31	11	1.44	1.39
2	1.36	1.24	12	1.36	1.40
3	1.34	1.39	13	1.43	1.33
4	1.35	1.34	14	1.38	1.41
5	1.42	1.39	15	1.40	1.35
6	1.42	1.37	16	1.27	1.36
7	1.37	1.45	17	1.43	1.27
8	1.44	1.34	18	1.46	1.42
9	1.47	1.34	総平均	1.38	1.36
10	1.32	1.30			

2種類のみであるから確実ではないが図一8における点群の傾きは1.2~1.4の間にあり、筆者および文献3), 4)で考えている重量比の平方根よりやや小さめの値が得られた。しかしながら個々の数値をみると重量比の平方根(この場合は $\sqrt{2}$)に近いものがかなりあることを考え合わせると、さほどとび離れたものではないと思われる。現在重量比を変化させ実験を継続中である。

vi) コーン法による LL 測定について

これまでと同様にコーン法による LL 測定を検討してみる。区間Ⅲ・Case A (100gr・φ70mm・h30mm) についての結果を表一7に示す。

これによるとカサグラnde法による w_L との差もこれまでと同程度でありコーン法による LL 測定は妥当であると結論が得られる。ただし規準貫入量は9.55mmであった。

これまでの各報告による規準貫入量をまとめると表一8のようになる。

表一7 w_{CL} と w_L との差
(Case A, 区間Ⅲ)

試料 No.	Semi-log			log-log		
	PLL	w_{CL}	$w_{CL}-w_L$	PLL	w_{CL}	$w_{CL}-w_L$
1	9.72	50.7	- 0.3	9.81	51.3	0.3
3	10.22	54.6	- 0.8	12.70	53.7	- 1.7
4	9.35	62.3	0.3	10.19	60.3	- 1.7
5	8.73	64.1	1.3	8.58	64.6	1.8
6	8.23	72.8	2.1	9.11	74.1	3.4
7	12.23	68.8	- 3.3	9.11	72.4	0.3
8	8.64	75.5	2.4	8.46	75.9	2.8
10	8.81	81.4	2.2	8.69	81.3	2.1
14	8.83	97.3	3.0	9.03	95.5	1.2
15	10.55	98.5	- 2.3	10.37	100.0	- 0.8
16	9.77	102.6	- 0.7	10.35	102.3	- 1.0
17	10.03	106.9	- 1.3	10.37	107.2	- 1.0
18	9.03	113.2	2.3	9.08	112.2	1.3
平均	9.55		± 1.7	9.62		± 1.5

表一8 LLの規準貫入量 \bar{p}

発 表 年 月	報 告 者	\bar{p} (mm)	容器の直径と深さ (mm)	備 考
40. 2	北郷	7.5	51, 25	
42. 2	北郷・益田・平間	8.27	53, 30	
42.12	北郷・益田・佐野	9.93	70, 30	
〃	〃	9.82	60, 30	
43.10	北郷・益田	9.49	60, 30	
44. 9	北郷・佐藤	10.64	60, 30	外挿法
本実験	佐野	9.55	70, 30	
〃	〃	11.44	70, 30	外挿法

4. ま と め

今回は前回の実験結果の疑問点のおおよその見当をつけるためのものであり結論を出すには不十分ではあるが、大ざっぱにまとめると次のようになる。

1. 塑性全域にわたる $w \sim \log p$ は曲線ではあるが、含水比の狭い範囲内とくに LL を測定する際の範囲内では直線とみなしてさしつかえない。

2. 貫入量 p のときコーンによる土の塑性破壊域の水平方向への拡がりは $6p$ 程度である。鉛直方向へは $2.5 \sim 2.8p$ 程度である。

3. LL 測定に際して貫入量 p は10mm を越えないように含水比を調整するならば容器の大きさは直径60mm, 深さ30mmが適当である。

4. コーンの深さが異なるとき貫入量はコーン重量比の平方根に近い値で比例する。

本報告は、昭和43年度卒業研究として盛田泰州、横山正広両君が佐野の指導のもとに行なった実験にもとづくものである。また本実験の試料蒐集に際しては北海道開発局各開発建設部および北海道各土木現業所の格段のご配慮を頂いたことを付記して謝意を表します。

5. 参 考 文 献

- 1) 北郷 繁, 益田栄治, 佐野信房: 液性限界測定法に関する実験的研究 (第3報), 土と基礎, Vol. 15, No. 12, 1967
- 2) 佐野信房, 北郷 繁: コーンによる土の破壊機構について, 技術報告資料第9号, 1969
- 3) 北郷 繁, 益田栄治: 液性限界測定法に関する実験的研究 (第4報), 土と基礎, Vol. 17, No. 9, 1969
- 4) R. Karlsson: Suggested Improvements in the Liquid Limit Test with Referense to Flow Properties of Remoulded Clays, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 1961
- 5) 北郷 繁: 液性限界測定に関する実験, 土と基礎, Vol. 13, No. 9, 1965
- 6) 北郷 繁, 益田栄治, 平間邦興: 液性限界測定法に関する実験的研究 (第2報), 技術報告資料第7号, 1967

粘土のせん断強さとコーン貫入量に関する実験

正員 ○ 北 郷 繁*
 〃 佐 藤 正 義**
 川 尻 侑***
 矢 野 彰****

1. ま え が き

当研究室では従来、いわゆるフオールコーン法によって液性限界を決定するための実験を重ねてきたが、これをさらに進めて塑性限界と併せて両者を同時に決定する方法を実験中である。この研究の過程で当然考えられたことは、フオールコーン法を一軸圧縮試験に代用すること、およびそれをさらに進めて粘土の鋭敏比をコーンの貫入量の比から求めることであった。すなわち粘土の乱さない試料についてコーン貫入試験を行ない、その貫入量から粘着力を推定できれば、貴重な試料を少く使うことによって容易にかつ経済的に目的を達することができ、また、含水量のかわらない乱した試料について同じ試験を行へば前者との比から鋭敏比が計算できる理である。

本文は、以上の目的で昭和43年度卒業論文として、川尻、矢野が佐藤の指導のもとに実施し、北郷が総括したもので、ここに実験の一部を報告しようとするものである。

2. 試料および実験方法

2-1. 試 料

試料の名称と物理的性質は表一1のようである。この表の番号が不連続なのは、この実験の本来の目的である液性、塑性両限界の同時測定法のための実験試料の一部を使った

表一1 試料の物理的性質

No.	試 料 名	LL (%)	PL (%)	PI (%)	比 重	粘土分 (%)
5	下 野 幌	44	25	19	2.71	39
8	新石狩 No. 5	49	31	18	2.68	21
10	第 2 角山橋	48	27	21	2.70	26
13	琴似八軒 No. 6	55	33	22	2.73	28
16	発 寒 川	62	37	25	2.74	32
18	新石狩 No. 3	63	34	29	2.61	38
25	苗 穂 下 流	80	44	36	2.73	50

からである。

試料名はすべて採取地点の名称であって、地点はいずれも札幌周辺である。一地点で地表から0.7m~3.3mの間で連続して2本(1本の採取長は約1m)の固定ピストン型シンウォールサンプラーで乱さない試料を採取し、これを近接した2カ所で行い、一地点につき計4本のサンプラー入り試料をとった。採取深度が浅いのは、採取操作を人力によったからである。現場でサンプラーの上下端面の絶気処理をしたのち実験室に搬入し恒温槽内に保存した。

2-2. コーン貫入試験および一軸圧縮試験

2-2-1. コーン貫入試験

乱さない試料に使用したコーンは先端角90°、重さ600grで、貫入装置は文献1)に示すものに少しく改良を加えたもので、シンウォールチューブから乱さない試料を押し出すための装置に着脱可能にして前記の本実験と共用した。貫入量はダイヤルゲージで1/100mmまで測定し、直径75mmのサンプラーの仕上げ端面で適当な間隔をおいて二回の測定を行い、その平均を以って、その面の貫入量とし、同時に、貫入位置の含水比を測定しそれを平均した。全体の模様は写真一1、および図一1のようである。

これらの乱さない試料についての試験が終ると、その試料土は含水比が変わらないように練り返され、ふたたび貫入試験を実施した。すなわち、乱した試料についての貫入試験である。このときの貫入装置はコーンの重さを100, 200, 300grの三種とした以外は、前者と全く同じである。

2-2-2. 一軸圧縮試験 (q_u 試験)

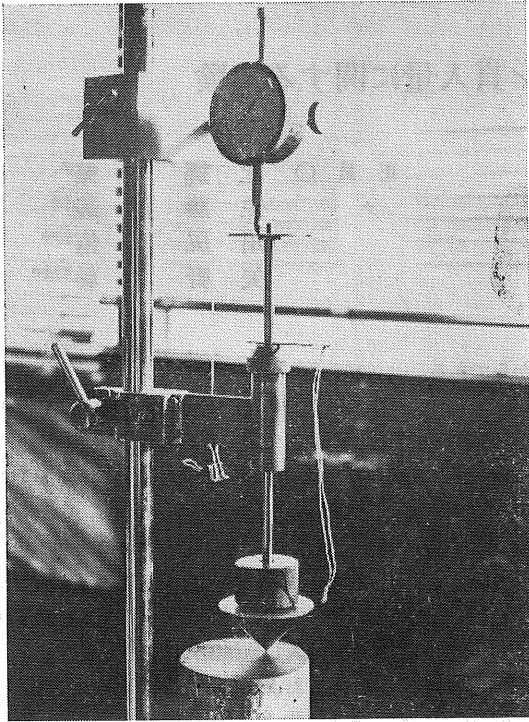
供試体の寸法は直径50mm、高さ120mmで、ヒズミ制御方式である。ヒズミ速度は毎分試料の高さの1%とした。試料は図一1に示すような順序と大きさでとり出し、成形して試験に供した。 q_u 値の $\frac{1}{2}$ を粘着力 c とし、これと貫入量に対応させるときは、 q_u 試験の上下の平均貫入量をさらに平均したものを用いた。図一1についてこれをいえば q_{u1} から計算される c_1 に対応する貫入量 p_1 は $(pm_1 + pm_2) / 2$ であり、 c_2 には $p_2 = (pm_2 + pm_3) / 2$ を対応させる。

*北大工学部土木教室 教授 工博

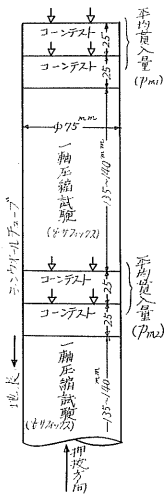
**北海道札幌土木現業所 技師

***日本道路株式会社

****大阪府土木部港湾課



写真一 乱さない試料の貫入試験

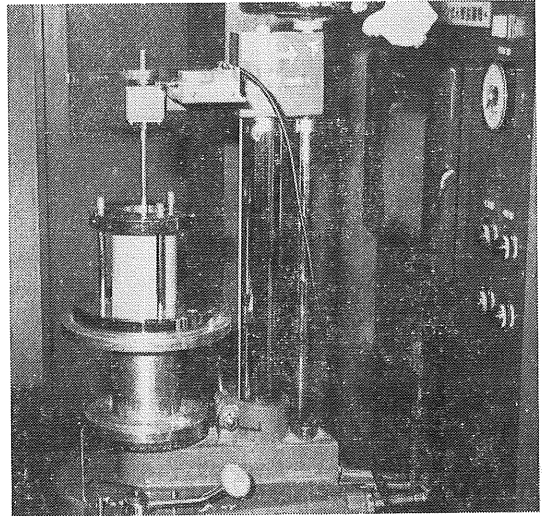


図一 試験の順序

コーン試験の場合と同様、試験の終わった土は、次項で述べるベーン試験に供するために、含水比の変らないように保存された。

2-2-3. ベーン試験

乱した試料の粘着力の測定はベーン試験によった。 q_u 試験では乱した土について試料の成形が困難だからである。ベーン試験機は北海道開発局土木試験所に所属するものを借用した。写真一2にみるような外観で、使用したベーン



写真二 ベーン試験機
(道開発局土試所属)

は直径20mm、高さ40mmの寸法で毎分6度の回転角を与えるヒズミ制御方式である。試料は、内径67mm、高さ150mmの硬質塩化ビニールの円筒容器につめ、試料の上下面を数本の直立する金属針で固定して回転しないようになっている。計測は連続自記式である。試験は、十分な練り返しをして二度行い、その平均を以てベーン強さとした。これが終るとベーンの上下端附近について含水比の測定を行った。

3. 実験結果とその考察

3-1. セン断強さと貫入量の関係

3-1-1. 乱さない試料

2-2-1でのべた平均貫入量 p と2-2-2でのべた一軸圧縮試験から計算した粘着力 c を両対数にプロットしたのが図一2であって、これに直線式をあてはめると、最小二乗法によれば、

$$\log c = \log 0.071 - 1.35 \log p \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{または } c = 0.071 / p^{1.35} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(1')$$

である。ただし p はcm。

ところでカールソン(R. Karlsson)²⁾によれば Q をコーン重量、 k を定数とするとき

$$c = kQ / p^2 \dots\dots\dots(2)$$

としている。もし(2)式が、 Q のいかにかわらず成立するものとする、 $kQ = k \times 0.6 = 0.071$ から $k = 0.12$ と計算される。第四報によれば乱した粘土について k は0.2~0.25と測定されていて、乱さない粘土の土についての本実験の約2倍になっている。 k は、カールソンによればコーンの形状によるとされているが、それは乱した土に種々の形状のコーンを用いると、 k に差が生ずる、ということであって、このことがそのまま乱さない粘土にあてはまるか

どうかは分らない。 k の値は、あるいは、土を乱した場合と、乱さない場合とでは、ことなるのかも知れない。

いまかりに、 p の指数が丁度2になるような直線を見当で入れてみると、図-2の細線のようになる。このときの関係式は

$$c = 0.045/p^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(3)$$

で k は0.074となる。カールソンの(2)式が完全に正しいとしたときの k の値は0.074であって(1)式による0.12より、さらに小さくなる。

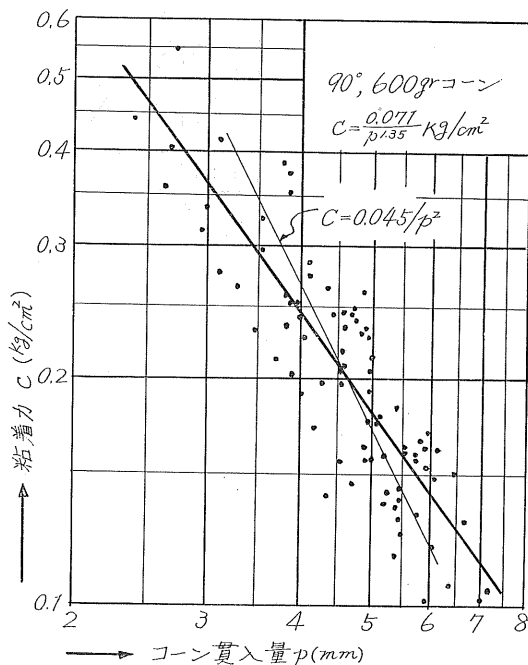


図-2 p と c の関係(乱さない試料)

つぎに問題となるのは、 p の指数であるが、これを一般に n であらわすと、(1)式の場合 $n=1.35$ であって、2より相対に小さい。第四報では乱した粘土について $n=1\sim3$ を得ているから、この範囲内には入っているが、それでも小にすぎる観がある。(2)式のように $n=2$ とすることは、先端角 90° の場合、 p が土中にあるコーン部分の最大径の半分に相当するから、 Q/p^2 は貫入された土にかかる応力強度に対応することになって、理論的に妥当性をもつ。それが、本実験の場合のように1.35という中途半端な値では、説明に困るわけである。それで(3)式のように $n=2$ になるような直線をあてはめたくなるわけであるが、図-2にみるように、 $n=2$ の直線は観測点群の配置からいって少しく無理があるように思われる。

一方、これらの実験結果の解析で注意すべきことは、試料が乱さないものであるということである。すなわち、試料が不均質であって、一つの面で行う貫入量や含水比の測

定にばらつきが多く、また q_u 試験も決して均質な試料について行われたものではない、ということである。そうすると、図-2に見る程度に点群が直線性を示したことは、むしろ好結果とみるべきであるが、さりとて、これらの点群の一つ一つの精度を絶対視して、数学的にあてはめた直線に必ずしもこだわる必要はなく、(3)式に示した $n=2$ の式がおおよその c と p の関係を示すものとみても大きな間違いはないのではないかと考える。たとへば $p=1$ cmの粘土の粘着力は大体 0.045kg/cm^2 、 $p=0.5$ cmなら 0.18kg/cm^2 程度ということである。図-2にみるように、この実験の場合、 $p=1$ cmを与える軟弱な粘土はなくて、 p は大体 $2.5\sim7$ mmの間に分散している。(1)式と(3)式の直線は $p=5$ mmあたりで交叉していて、 p の $2.5\sim7$ mmの範囲では、両者のヒラキは観測値の上下方向の分散からみて、さほどに大きいとは考えられない。それで、前述のように、理論的に話の進めやすい(3)式を中心に以下の考察を行うことにする。

3-1-2. 乱した試料

既述のように乱した試料の場合、コーン重量は100, 200, 300grの3種を使った。乱した場合も、前項の乱さない場合と同じく600grを使えば、両者の貫入量の比をその粘土の鋭敏比と対応させることができ便利なのであるが、乱した土に600grのコーンを使うと、貫入量が過大になって容器の寸法上このましくないので上記のような重量を採用したものである。

図-3, 4, 5は実験結果をプロットしたものであるが、このときの粘着力はベーン試験によるものである。前項と同じく両対数を使っている。観測値の分散は乱さない場合にくらべて少いように見られる。十分に繰り返すことによって、乱さない場合にくらべて、より均質な試料状態にすることができたためと考えられる。

図-3, 4, 5に機械的に直線をあてはめたのが太線であり、(2)式において $n=2$ として、見当で直線をあてはめたのが同図の細線である。二つの場合の係数をコーンの重量別に、乱さない場合と併せて表示すると表-2のようになる。

まず、観測値群に一樣な重みを与えて直線をあてはめた太線の場合についてみると、計算上 n が2に近いのは200grの場合だけである。もっとも図-3の100gr、図-5の300grについて、 p が小さく c の大きな、4~5点を除外してみると $n=2$ の直線をあてはめても決して無理ではない。表-2の右側の $n=2$ としたときの係数はこれに相当するわけである。このように、上記の4~5点を入れると $n=2$ にならない。ということは粘土の強度が高く貫入量の小さい場合は、 c 、 p の対応が両対数で直線とならないのかも知れない。塑性の全域にわたって c と p が両対数的に直線をなすものとして、今まで論を進めてきたわけであるが、この

根拠は、3)の文献に詳論しているところであって、まず間違いのないものと考えている。つまり、塑性の全域をカバーするような含水比の範囲で含水比 w と c は片対数でなく、両対数的に直線関係にあり、 w と p も同様であるので、両者の関係から w を追い出せば、 c と p は両対数的に直線に

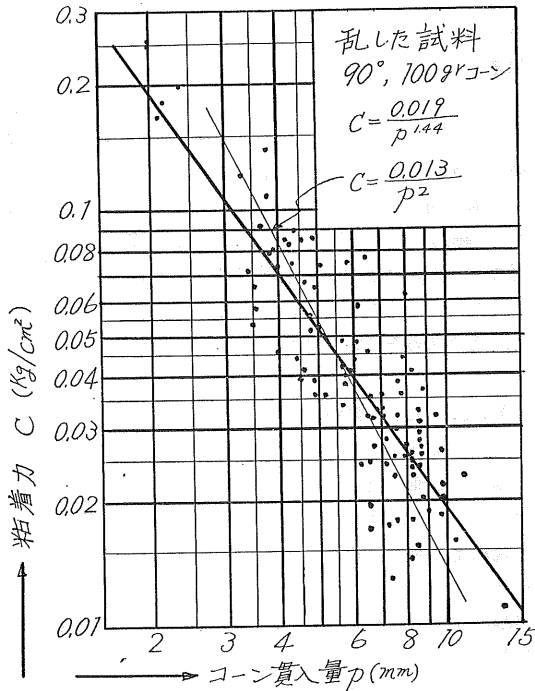


図-3 p と c の関係(乱した試料)

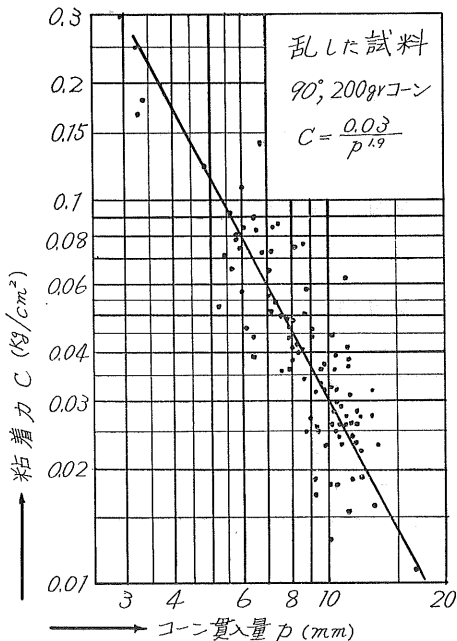


図-4 p と c の関係(乱した試料)

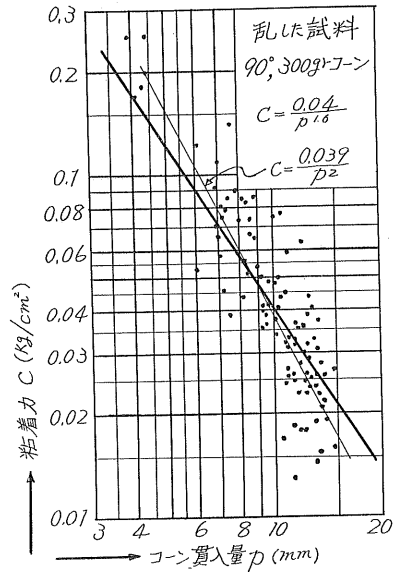


図-5 p と c の関係(乱した試料)

表-2 $c=kQ/p^n$ の係数

試料	コーン重量 gr	無作為に直線をあてはめた場合		$n=2$ とした場合	
		n	kQ	kQ	k
乱した	100	1.44	0.02	0.013	0.13
	200	1.9	0.03	0.029	0.15
	300	1.6	0.04	0.039	0.13
乱さない	600	1.35	0.071	0.045	0.074

なるはずのものである。

図-3の100grで、液性限界は大体 $p=10$ mm、塑性限界は $p=1$ mm前後であるから、少くとも低含水部は p が2mmを越しているのだから充分塑性の領域内にあるとみてよい。そうすると、(2)式の理論性からしても、これら三つの点群はそれぞれ直線をなし、しかも n は2に近いはずである。

このような考えから $n=2$ として直線をあてはめてみると、表-2の右端にみるように、 k の値が三つのコーン重量について近接していることが目立つ。平均して0.14程度である。三つのコーン重量について k がほぼ一致するという事は、 k がコーンの形状によってきまるとするカールソンの説に符合して都合のよい結果なのであって、本実験の範囲でいえば、 c 、 p 、 Q の関係は

$$c = 0.14Q/p^2 \text{ (kg/cm}^2\text{, } p \text{はcm)} \dots\dots\dots (4)$$

となる。しかし3)の文献では14コの粘土について k を求めたところによると、 k は一定値でなく0.2~0.25に変化している。したがって(4)式の k はこれらより大部小さいということになる。どちらを正しいと断定することは困難であるが文献3)の0.2~0.25が妥当のように思われる。という

のは、同文献にもべているように、液性限界時の c は $0.02 \sim 0.03 \text{ kg/cm}^2$ であり、 $Q=0.1 \text{ kg}$ の液性限界時の p が 1 cm 程度であることは確実であるので k は $0.2 \sim 0.3$ と計算されるから、(4)式の 0.14 は小さすぎて妥当性を欠くように見られる。このような結果を与えた観測、測定の際の各過程を入念に吟味しても間違いはみつからない。実験を再度行ってこの点をたしかめる必要がある。

以上のように係数 k については疑問が残るが、図一2~5についてみるように、 c と p は間違いなく特定な関係にあるから、 p を測定することによって c を推定することは十分に可能なことと考えられる。

3-2. 鋭敏比の算定

鋭敏比を乱さない場合の貫入量 p と乱した場合の貫入量 p' の比の二乗として計算しようとするのが本項のねらいである。

まず(2)式が乱さない土に対して

$$c = kQ/p^2$$

であり、その土を同一含水比で乱して同一形状および重量のコーンで貫入した場合

$$c' = k'Q/p'^2$$

とすると、鋭敏比は

$$\frac{c}{c'} = \frac{k}{k'} \left(\frac{p'}{p} \right)^2 \dots\dots\dots (5)$$

となるから、 $S_p = (p'/p)^2$ を計測でき、 k/k' の関係が確定すれば、鋭敏比 $S_t = c/c'$ は計算できるはずである。

それで S_p と S_t をくらべてみるわけであるが、乱さない土の p は $Q=600 \text{ gr}$ についてのものである。ところが乱した土の p' については $Q=600 \text{ gr}$ で測定しておらず、 $100, 200, 300 \text{ gr}$ の観測値があるだけである。それでこれらのコーン重量の貫入量を 600 gr のものに換算する必要がある。これには、(2)式をつかってつぎのようにやるのである。

(2)式において同一強度の土を形状が同じで異なる重さのコーンで貫入して異なる貫入量を得た場合、つぎの式が成立するはずである。すなわち

$$(p_i/p_j)^2 = Q_i/Q_j$$

したがって、 p_i, Q_j, Q_i を既知とした場合、換算貫入量 p_i は

$$p_i = p_j \sqrt{Q_i/Q_j} \dots\dots\dots (6)$$

となる。たとえば、 i を 600 gr に対するもの、 j を 100 gr に対するものとする

$$p_i = p_j \sqrt{600/100} = p_j \sqrt{6}$$

となって、 100 gr コーンの貫入量を $\sqrt{6}$ 倍することによって同じ土を同一形状の 600 gr コーンで貫入したときの貫入量に換算することができる。 200 gr を 600 gr に換算するときは $\sqrt{3}$ を、 300 gr のときは $\sqrt{2}$ をそれぞれの貫入量に乗ずることによって、コーンが 600 gr であったとしたときの換算貫入量 p_i が計算でき、したがって S_p を計算す

ることができる。

もし、(5)式において $k=k'$ であるならば

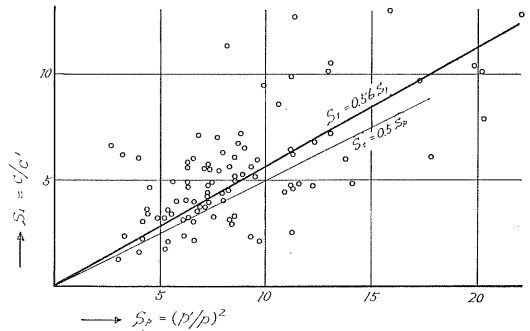
$$S_t = S_p \dots\dots\dots (7)$$

であるはずだし、(2)式の k が乱した場合と乱さない場合とで異なるとすれば

$$S_t = \frac{k}{k'} S_p = \alpha S_p \dots\dots\dots (8)$$

である。表一2の実験値によれば $k=0.074$ で、 $k'=0.14$ であるから $\alpha=0.074/0.14 \approx 0.5$ ということになる。

実験値はどうなっているかという、図一6がそれであって、これを少しく説明すると、 c は乱さない粘土の q_u 試験から計算した粘着力、 c' は同一含水状態の乱した場合の粘着力でペーン試験で測定したもの、 p' は前述の $100, 200, 300 \text{ gr}$ コーンによる乱した土についての貫入量を 600 gr のそれに換算した貫入量、 p は乱さない土の 600 gr コーンの実測貫入量である。この図には三つのコーン重量についての区別をしていない。



図一6 S_t と S_p の関係

この図をみるかぎりでは、表一2から計算した(8)式の α が予想通りに 0.5 に近いと結論できるわけであるが、しかし考えてみれば図一6というのは表一2の再現にほかならないのであるから、点群に直線をあてはめた場合、その勾配が $\alpha=0.5$ に近くなるのは当り前のことであって、 S_t と S_p の正しい関係が図一6のようであるとはいえない。つまり、 k や k' の値を吟味する必要があるし、 p' を求めるときの換算の方法にも疑いの目を向ける必要がある。

k および k' についてはすでにのべたように、特に乱した場合の k' については疑問の余地がある。乱さない場合の k についてもデータが豊富であるとはいえない。しかし、 p' を求めるための換算法については、 100 gr の場合を除けば、相当の信頼性のあることを示すデータはある。

以上の所論からすれば本実験の第二の目的である鋭敏比の算定については明確な結論は得られなかったとみるべきである。

4. 結 論

以上のべてきたところから、本実験の目的とするフォー
ルコーン法を q_u 試験の代用とすること、およびそれによ
って鋭敏比を計算することについて、つぎのような結論をの
べることができる。

1) 貫入量 p を測定することによって粘性土の非排水強
度を求めることは $\log c \sim \log p$ の直線性からみて充分可能
である。

2) 通常遭遇する程度の強度の粘性土についてはコーン
重量は600gr程度でよい。

3) しかし、粘性土の強度、コーン重量および貫入量の
相互関係を示す係数 k の値については、乱さない場合も、
乱した場合も、疑問が残る。再実験を要するところである。

4) 鋭敏比をコーンの貫入量から推定することは、上記
3)の事実があるために、結論めいたことはいえない。

5) もし k および k' の妥当な値が設定されれば、鋭敏比を
算定できる可能性は充分にあると考えられる。

5. 謝 辞

本実験の実施に当ってベーン試験機をかり下された開
発局土木試験所河野部長、試料採取に便宜をはからって下
された開発局、道庁、市役所、建設業の方々に深甚の謝意
を表すものです。

文 献

1) 北郷、益田、佐野：液性限界測定法に関する実験的
研究(第3報)、土と基礎、Vol.15, No.12, 1967.

2) R.Karlsson: Suggested Improvements in the Liquid
Limit Test, with Reference to Flow Properties of Re-
moulded Clays, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, p.
171, 1961.

3) 北郷、益田：液性限界測定法に関する実験的
研究(第4報)、土と基礎、Vol.17, No.9, p.5, 1969.

飽和粘土の強度におよぼす K_0 -圧密の影響について

正員 ○三田地 利之*
 〃 能登繁幸**
 〃 上田一敏***

1. ま え が き

土のセン断強度は、土を破壊せしめる時の条件によって異なったものとなるから、室内の実験結果を実地に適用する場合には、その土の地盤中における条件と同じ条件の下で示す強度を用いねばならない。実際の地盤中における圧密沈下の多くは、側方変位のない状態で生じているものと考えられるから、このような条件の下で圧密された試料についての試験結果から、その粘土の地盤中における挙動を推定するのが妥当である。

本研究においては、出来得る限り実際の応力条件に近似させようとする目的から、 K_0 -条件の下で圧密した試料について間ゲキ水圧の測定を伴う非排水三軸圧縮試験を行なった。 K_0 -条件とは供試体の側方変位のないという条件をさすものであって、これは水平変位のない一次元圧密条件にある場合の土圧係数を静止土圧係数といい、 K_0 なる記号で表わすことに由来する。本文では、 K_0 -条件の下での圧密を以下、 K_0 -圧密と呼ぶことにする。

本文は、 K_0 -圧密非排水セン断試験（以下CAU試験と略

す）と等方圧密非排水セン断試験（以下CIU試験と略す）の結果をもとにして、異方応力履歴をうけた飽和粘土の強度特性が、等方の場合に比してどのように異なるかについて、主として次のような観点から検討を試みたものである。

- 1) 圧密圧力と含水比の関係
- 2) 強度常数 c' , ϕ'
- 3) セン断時の発生間ゲキ水圧
- 4) 破壊時の含水比と強度の関係
- 5) 圧密圧に対する全セン断強度の比

2. 試料および実験装置

2-1. 試料

本実験に用いた試料は表-1に示す物理的性質をもつ乱した粘土である。この試料土に混入している異物を入念に取り除いたあと、同表に示す含水比に調整し、1個10kg程度の土塊としてビニール袋で厳重に密封して、高湿度を保つことの出来る暗室中で1ヶ月以上養生した。調整後の含水比の大きさは、高さ120mm、直径50mmの供試体を作った時

表-1 試料の諸性質と採取地

試料	採取地	LL (%)	PI (%)	調整含水比 (%)	液性指数 I_L	比重	粘土分 (%)	三角座標による分類
No. 1	札幌市苗穂豊平川右岸	87	42	60	0.36	2.73	51	粘土
No. 2	江別市角山町厚別川左岸	45	21	31	0.33	2.71	30	シルト質粘土ローム

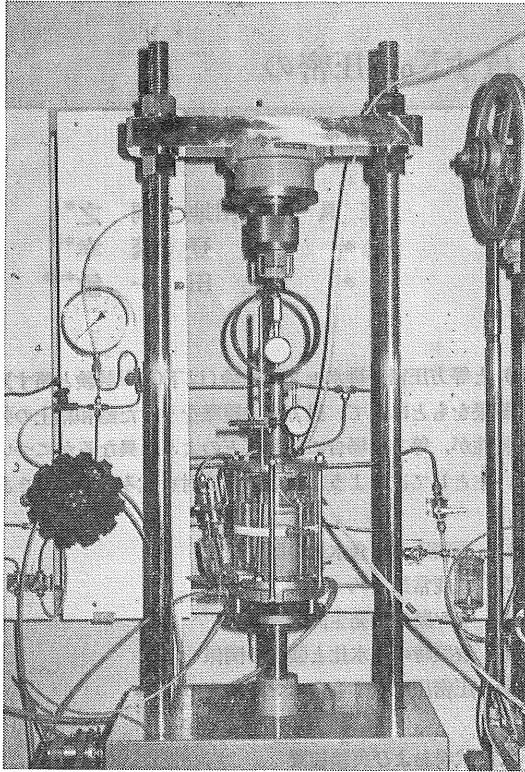
これが自立出来る最も高い含水比を選んだ。

2-2. 実験装置

本実験に用いた三軸圧縮試験機は一般に使用されているものに、 K_0 -圧密が可能なように改良を加えたものである。すなわち写真-1に示すように載荷装置上部のほりにエアシリンダーを取り付け、これによって K_0 -圧密を行なう際に必要な軸応力を制御するものである。

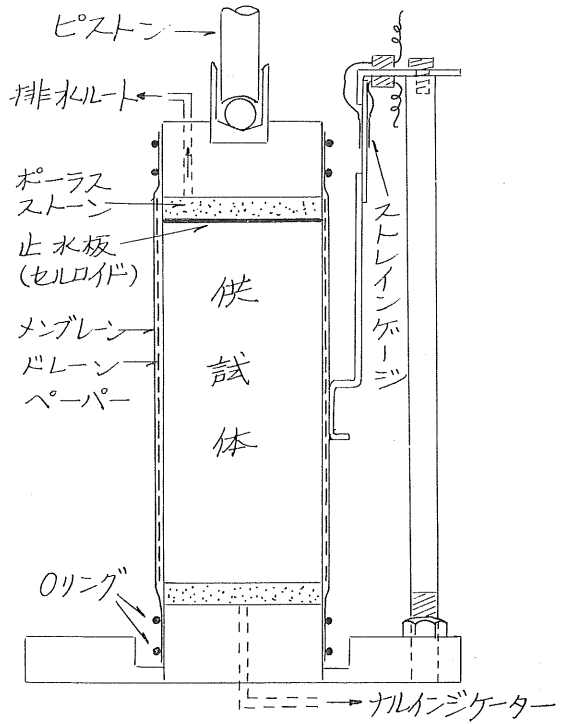
K_0 -圧密中の側方変位の観測は、この実験のために試作した側方変位指示器を用いて行なった。この指示器は図-1および写真-2に示すもので、圧縮室下盤ペディスタルをはさむような形に作った固定盤に3本のロッドを立て、これに図-1(b)に示すようなピックアップを取り付けて、このピックアップの先端を供試体中央高さに軽く接触させる。ピックアップは固定部、可動部の2枚のアルミニウムの

*北海道大学工学部土木教室 講師 工修
 **北海道開発局土木試験所 土質研究室員
 ***北海道大学工学部土木教室 助手

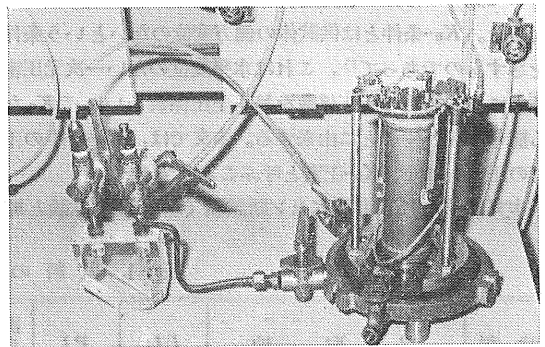


写真一 K₀-圧密用三軸圧縮試験機

板をリン青銅の薄片で連結した形となっており、このリン青銅板の両面にストレインゲージが貼ってある。ピックアップを3ヶ所に設けたのは、感度を高くしてしかも供試体断面変化の平均的な値を検知するという目的からである。3ヶ所のピックアップからのリード線はソケット部を通じて圧縮室外に取り出し、共和電業製のSM-6K形抵抗線ヒズミ測定器（以下ヒズミ測定器と略す）に接続して、圧密中の供試体の側方変位を観測する。この側方変位指示器の感度を知る目的から、一個のピックアップの下端の変位をマイクロメーターとヒズミ測定器の双方で観測した結果、



図一 (c) 供試体のセット状態



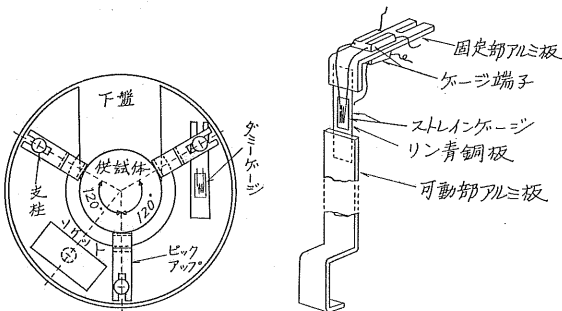
写真二 供試体のセット状態

1/100mmの変位を十分感知出来るものであった。ピックアップは3ヶ所に設けてあるので、1/300mmまで感知出来ることになる。

3 実験方法

2-1.に記したようにして養生された試料を試験前にとり出して供試体を作製するのであるが、これには既報の供試体作製器³⁾を用いた。供試体作製時の飽和度はすべて95%以上であって、そのほとんどが95.5%から98%の間であった。

直径50mm、高さ120mmに成形された供試体は図一(c)に示すようにセットされる。圧密中の排水は供試体上部から



図一 (a) 側方変位指示器 図一 (b) 側方変位指示器ピックアップ部分

のみ行なわせるが、上部のポーラスストーンと供試体上面との間には止水板（セルロイド板）を挿入してある。これは、排水を水平方向にのみ限定する目的からである。すなわち、もしこの板がなければ鉛直方向に排水が行なわれ、圧密が供試体上面から下面へと進行するので、側方変位を供試体全高にわたってコントロールすることが困難となる。

供試体、ドレーンペーパー、メンブレンの各々の間に気泡が入り込むのを避けるために、供試体のセットは水中で行なった。また、間ゲキ水圧の測定は供試体下端で行なうが、間ゲキ水圧測定系内には煮沸による脱気水を用いて供試体のセットの前に入念なフラッシングを行なった。 K_0 -圧密試験は次のような手順で行なう。まず、水中セットされた供試体に前記の側方変位指示器を装着する（写真-2参照）この指示器の固定盤は圧縮室下盤に2ヶ所でビス止め出来るようになっている。次に指示器のリード線をヒズミ測定器に接続し、ゼロ点の平衡をとっておく。しかる後に側液を供給し、所定の側圧をかけて、間ゲキ水圧の初期値を確認する。本実験の場合、完全に側圧の100%の間ゲキ水圧の発生がみられた。

圧密開始と同時に供試体は軸方向に沈下するとともに直径方向に収縮しようとするので、ヒズミ測定器の指針はゼロ点から移動する。そこで K_0 -条件を満足させるためにこの指針の振れを観測しながら、空気調圧弁を操作してエアシリンダーに空気圧を供給し、供試体に軸差応力を加えて、供試体の直径方向の変位を許さないようにコントロールする。すなわち、側圧一定で、軸圧制御による K_0 -圧密を行なうことになる。ヒズミ測定器の指針が常にゼロ点を指示するようにこの操作を行ない、圧密完了するまでこれを続ける。本実験の試験条件は表-2に示す通りであって、側圧はいずれの場合も一段階で載荷を行ない、圧密には24時間を要した。

表-2 試験条件

試験のタイプ	σ_3 (kg/cm ²)					
		0.5	1.0	2.0	4.0	7.0
CIU	$\sigma_1 (= \sigma_3)$ (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0	4.0	7.0
CAU	σ_1 (kg/cm ²)	0.5/ K_0	1.0/ K_0	2.0/ K_0	4.0/ K_0	7.0/ K_0

(注) K_0 は圧密終了後に決まる値

圧密終了後、排水バルブを閉じ、ただちに非排水セン断試験を行なうが、セン断試験はヒズミ制御で行ない、そのヒズミ速度は毎分、供試体の初期高さの0.05%とした。

4. 実験結果とその検討

4-1. 実験結果の処理

本実験でのデータはすべて有効応力で処理した。また、有効応力による強度常数 c' , ϕ' を求めるにあたっては、破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とこれに対応する $(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f$ のプロットから、これらの点を通る直線を最小自乗法で求めて算出した。この際の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の値は実験値からメンブレンおよびドレーンペーパーによる影響を差し引いたものを用いた。なお、この補正量の算出方法は文献(3)によった。

4-2. 静止土圧係数 K_0

前記のように側方変位のない状態で圧密された試料の最大主応力 σ'_1 に対する最小主力 σ'_3 の比は静止土圧係数と呼ばれ、 K_0 なる記号で表わすが、本実験の結果得られた K_0 の値は0.39から0.63の間に分布し、その平均値は試料No.1で0.47、No.2で0.43であった。正規圧密粘土の静止土圧係数 K_0 の実験値は多くの研究者によって発表されていて、 $K_0 \approx 0.5$ となるようであるから（たとえば文献4）本実験の K_0 は妥当な分布を示したものと考えることが出来る。

4-3. 圧密終了後含水比と圧密圧との関係

一般に正規圧密粘土において圧密圧と間ゲキ比（飽和粘土の場合は含水比をとってよい）の関係は半対数紙上で直線となることが認められている。図-2(a)は圧密終了時含水比 w と最大圧密圧 σ'_1 の関係を半対数紙上にプロットしたものであるが、同一の σ'_1 についての含水比は K_0 -圧密試料の方が等方圧密試料よりも高い（No.1で約2%、No.2で約1%の差）。一方、図-2(b)は平均圧密圧 $\sigma'_{1m} = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3}$ と含水比の関係を表わすものであるが、同一の σ'_{1m} に対す

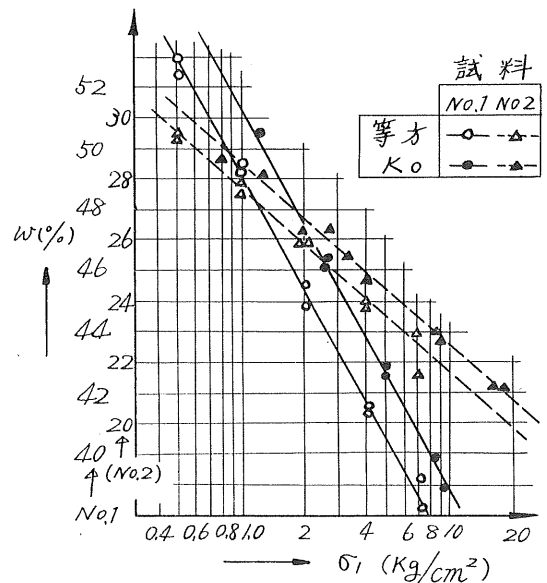


図-2(a) 最大圧密圧と含水比の関係

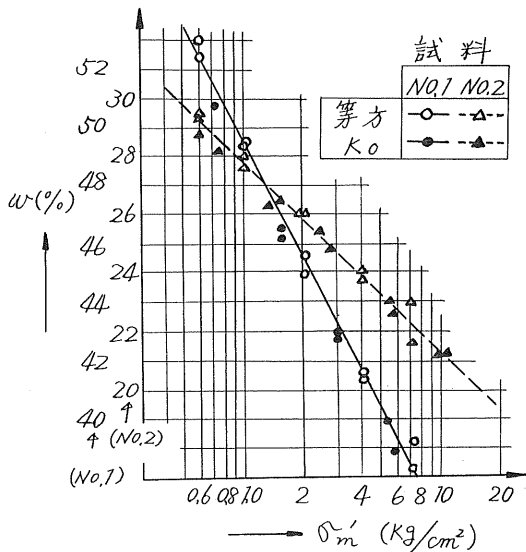


図-2(b) 平均圧密圧と含水比の関係

る w は K_0 -圧密と等方圧密でほとんど差がなく、むしろ一本の直線で表わされたとすよ。したがって正規圧密粘土の含水比は等方圧密、 K_0 -圧密にかかわらず、有効平均主応力 σ'_m によって一義的に決まるとしてよいと考えられる。これはヘンケル (Henkel) ら⁹⁾ およびホイットマン (Whitman) ら⁶⁾ の研究結果と同じ傾向を示すものである。

4-4. 強度常数 c' , ϕ'

本実験に用いた2種の試料についての CIU 試験および CAU 試験の結果得られた有効応力による強度常数 c' , ϕ' を表-3に示す。試料No.1では CIU と CAU で ϕ' に約 3° の差がみられるが、No.2では全く同じ値となった。既往の研究結果をみると、試料によって異なるが、実用上有意の差は認められないとしているものが多い。本実験は2種の試料についてのものだけであるので、一概に結論は出来ないが、実用上有効応力表示によるせん断抵抗角 ϕ' は異方応力履歴の影響をほとんどうけないと考えられる。

c' については CIU と CAU でほとんど差がなく異方応力履歴の影響はうけないと結論してよ。

表-3 強度常数

試料	試験	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)
No. 1	CIU	0.08	32.4
	CAU	0.14	35.1
No. 2	CIU	0.03	37.3
	CAU	0.04	37.3

4-5. 含水比と強度の関係

図-3はせん断終了時含水比と最大軸差応力の関係を半対数紙上にプロットしたものである。 CIU , CAU ともに直線関係を示し、両直線はほぼ平行となっている。そして同一含水比に対する強度は後者のほうが大きい (No. 1では約20%大, No. 2では約17%大)。これは文献(4)(5)(6)の実験結果と同じ傾向を示すものであって、飽和粘土の強度が破壊時の含水比によって一義的に決まるとは言い難いことを示している。

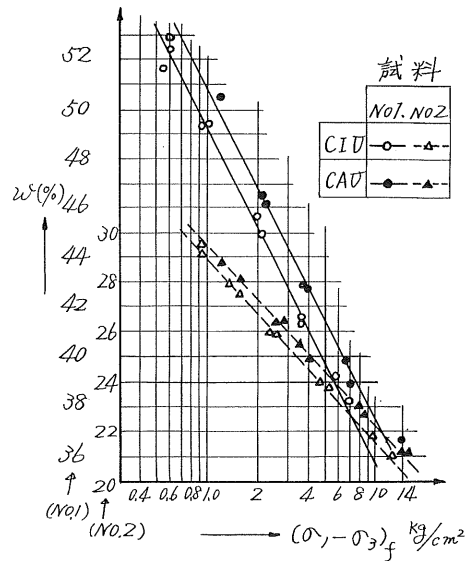


図-3 含水比と最大軸差応力の関係

4-6. セン断時の発生間ゲキ水圧

図-4は破壊時の間ゲキ水圧 Δu_f と平均圧密圧 $\sigma'_{mc} = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)_c}{3}$ (等方圧密の場合は σ'_3 に等しい) の関係を示すものである。同一の σ'_{mc} についてみた場合、 CAU の Δu_f は CIU の $\frac{1}{2}$ 以下である。これは K_0 -圧密中の主応力差によってすでにある程度の間ゲキ水圧が消費されているためと考えられる。一方、図-5は破壊時の間ゲキ水圧

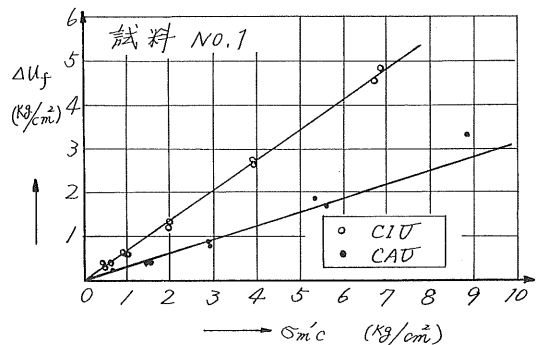
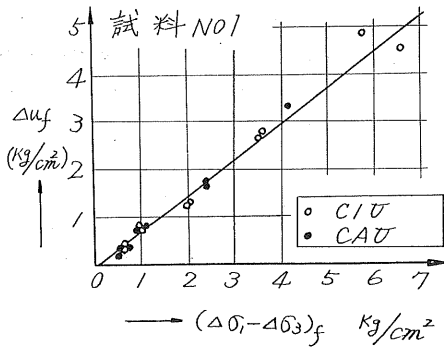


図-4 平均圧密圧と破壊時の間ゲキ水圧の関係



図一五 軸差応力の増分と破壊時の間ゲキ水圧の関係

Δu_f とせん断過程における主応力差の増分 $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f$ の関係を示すものであるが、破壊時の間ゲキ係数 A_f は

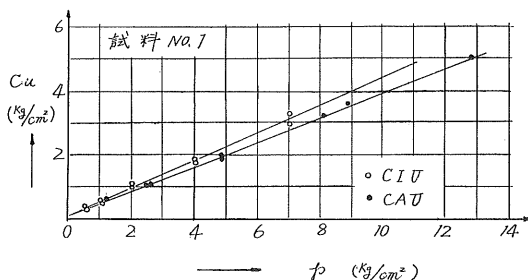
$$A_f = \frac{\Delta u_f}{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f}$$

で表わされるから、この図の直線の傾度は A_f を表わすことになる。この図より、若干のバラツキはあるが、 A_f の値は CIU と CAU でほとんど差がないことが分る。試料 No. 2 についても同様であった。ラッド (Ladd)⁷⁾ が 6 種の粘土についての試験結果をまとめたものによると、 CAU の A_f は CIU の場合に比して減少することが 4 種の粘土について認められ、他の 2 種では全く同じ値かもしくは逆に CAU の A_f の方が大きくなっている。

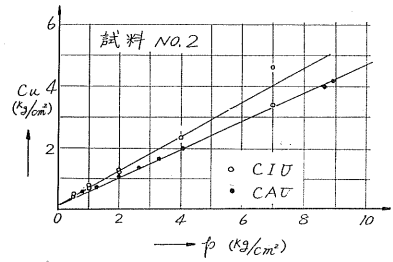
4-7. 圧密圧に対する非排水せん断強度の比

c_u/p は鉛直圧密圧力 $p (= \sigma'_1)$ に対する非排水せん断強度 $c_u (= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2})$ の比であるが、ある土についてこの比の値が試験結果より判れば、これを用いて実際の地盤における非排水強度 c_u を推定することが出来る。それゆえこの比の値が CIU と CAU でどのように異なるかを検討することは重要な意味を持つものである。

本実験において使用した 2 種の試料についての CIU および CAU 試験の結果得られた c_u と p の関係を図-6 に示す。 c_u/p の値は試料 No. 1 で CIU の場合、0.44、 CAU の場合 0.39 (いずれも切片 0.1 kg/cm^2)、試料 No. 2 で CIU の場合 0.58、 CAU の場合 0.47 (いずれも切片 0.2 kg/cm^2)



図一六(a) 圧密圧と非排水強度の関係



図一六(b) 圧密圧と非排水強度の関係

であって CIU と CAU とで 10~20% の差がある。

ここで鉛直圧密圧 p 、水平圧密圧 $K_0 p$ なる圧力の下で圧密された試料の非排水せん断強度について考えてみよう。 K_0 -圧密された状態から側圧を変えずに主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ で破壊が生ずるまで、軸方向応力を増大せしめると、破壊時の全応力は、

$$\sigma_1 = p + \Delta\sigma_1, \quad \sigma_3 = K_0 p \dots \dots \dots (1)$$

である。圧密終了時の間ゲキ水圧を $u = 0$ とすると、破壊時の間ゲキ水圧 u_f は周知のスケンプトン (Skempton)⁸⁾ の間ゲキ係数 A, B を用いて一般に次のように表わされる。

$$u_f = B \{ \Delta\sigma_3 + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \} \dots \dots \dots (2)$$

飽和土の場合、 $B = 1$ であり、側圧一定の場合には $\Delta\sigma_3 = 0$ であるから、(2)式は

$$u_f = A_f \cdot \Delta\sigma_1 \dots \dots \dots (3)$$

となる。これに(1)式の関係代入すれば、

$$u_f = A_f \{ (\sigma_1 - \sigma_3) - (1 - K_0) p \} \dots \dots \dots (4)$$

一方、正規圧密粘土において $c' = 0$ とすると、モールの応力図の幾何学的関係から、

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} = \frac{(\sigma_3 - u) \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \dots \dots \dots (5)$$

(5)式の u に(4)式の u_f を用いると、

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} / p = c_u / p = \frac{\{ K_0 + (1 - K_0) A_f \} \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \dots \dots \dots (6)$$

となる。⁹⁾ この式において $K_0 = 1$ とおけば、等方圧密された粘土に対する c_u/p の式となる。

$$c_u / p = \frac{\sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \dots \dots \dots (7)$$

A_f と ϕ' が K_0 の大小によって変わらないとすれば (すなわち、(6)式と(7)式で同じ A_f および ϕ' を使えたとすれば) $A_f < 1$ の時には CAU による c_u/p の方が小さな値をとる。本実験の場合には、 ϕ' 、 A_f とともにほとんど差がなく $A_f < 1$ であるので c_u/p の値は CAU の方が小さくなり、図-6 に示す結果と一致する。したがって CIU 試験から得られる c_u/p の値を用いると、実際の地盤での強度を過大に評価することになる。

5. 結 論

1) 正規圧密粘土において、同一の最大圧密圧 σ_1' についての含水比は K_0 -圧密試料の方が等方圧密試料よりも高い。しかし、同一の平均圧密圧 σ'_m についての含水比は、圧密時の応力履歴に無関係である。したがって正規圧密粘土の含水比は応力履歴に無関係に平均圧密圧に支配されると考えられる。

2) 正規圧密粘土において、 K_0 -圧密試料と等方圧密試料の含水比と強度の関係はともに半対数紙上で明確な直線関係を示し、両直線はほぼ平行となる。そして同一含水比に対して前者の方が大きな強度を示す。

3) K_0 -圧密された試料のせん断時の発生間ゲキ水圧は等方圧密試料の場合の $1/2$ 以下である。これは K_0 -圧密の場合、圧密中の主応力差によってすでにある程度の間ゲキ水圧が消費されているためと考えられる。しかし、破壊時の間ゲキ圧係数 A_f は、両者でほとんど差がない。

4) 正規圧密粘土における c_u/p の値は、 K_0 -圧密試料の方が等方圧密試料よりも小さい。したがって等方圧密非排水三軸圧縮試験から得られる c_u/p の値を用いると、実際の地盤での強度をやや過大に評価することになる。

6. あとがき

この研究の概要は、昭和44年9月、土木学会第24回年次学術講演会で発表している。本文はその中の K_0 -圧密の部分についての詳報である。 K_0 -膨脹の部分については、目下追加実験中であるので、この結果を待って報告したいと考えている。

なお、本研究は北大工学部土木工学科北郷教授ならびに土岐助教授の指導の下に行なわれたものであり、試料の採取については北海道開発局の方々をわずらわした。あわせて深甚なる謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) A. W. Bishop and D. J. Henkel : The measurement of soil properties in the triaxial test, 1957.
- 2) 北郷・三田地・上田 : 乱した飽和粘土の供試体作製法, 土質工学会北海道支部技術報告資料第9号, 1969.
- 3) 北郷・八戸・水野・佐藤 : 飽和粘土における間ゲキ水圧の挙動とヒズミ速度の関係について, 土質工学会北海道支部技術報告資料第9号, 1969.
- 4) 赤井・足立 : 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文集 No.113, 1965
- 5) D. J. Henkel and V. A. Sowa : The influence of stress history on stress paths in undrained triaxial tests on clay, Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No.361, 1963.
- 6) R. V. Whitman, C. C. Ladd, P. da Cruz : Discussion, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, 1960.
- 7) C. C. Ladd : Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear, proc. of 6th Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, 1965.
- 8) A. W. Skempton : The pore pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, No.4, 1954.
- 9) A. W. Skempton and A. W. Bishop : Soils, Chapter 10 of Building Materials, 1954.

「杭の周面マサツ力に関する実験的研究 (第2報)」

正員 ○ 谷 藤 和 三*
 窪 田 敬 昭**
 正員 八 畝 時 雄***
 正員 北 郷 繁****

1. ま え が き

軟弱地盤に打ち込まれたマサツ杭や巨大構造物の基礎に用いられる非常に長い杭の周面抵抗力が全支持力の相当部分を占めることは一般的に認められている。近似的には、粘土地盤では、杭側面単位面積当たりに働くセン断強さ c_a (以後付着力と呼ぶ) は杭打ち直後では、粘土の攪乱強度 (乱した土の q_u の $\frac{1}{2}$)、相当の時間を経過した場合は不攪乱強度 (乱さない土の q_u の $\frac{1}{2}$) であり、これに杭の土中部分の断面積を乗じたものを杭の周面抵抗力とする。しかし直感的には、杭と粘土の境界面に働くセン断抵抗力 (付着力) は粘土のセン断強さ c_0 (粘着力) より、てい減すると考えるのが自然である。

それゆえに、付着力の粘着力に対する減少の割合を定量的に求めることが必要になる。従来から現場試験によって、この方面の研究が行なわれてきているが、まだ不確定な要素が多い。これは、杭周面の土の性状の不均一性や杭という固体と土という多様な性質を持った物質の境界面に働く力のメカニズムの複雑さのためと考えられる。

本研究では、問題をできるだけ簡単にするために、用いる土は均一な飽和粘土に限り、一面セン断試験より求めた

粘土と杭材の境界面に働くセン断強さを付着力 c_a とした。そして、その土の同一状態における粘着力 c_0 との比

$$k = c_a / c_0 \dots \dots \dots (1)$$

を付着力比と称し、その値が土の種類、状態、杭の表面の状態などによりいかなる程度の値をとるかを室内実験的に研究した。

本実験は、昭和43年度卒業論文として窪田と谷藤が八畝の指導のもとに実施し、北郷が総括したものである。なお本文の一部は、44年9月第24回土木学会学術講演会において発表済みのものである。

2. 土の種類と性質

実験に用いた試料土の種類とその物理的性質を表—1、表—2に示した。

表—1 試 料 土

試料土	試料土呼名	採取地点
A	苗穂下流粘土	札幌市苗穂豊平川 右岸
B	第2角山粘土	江別市角山町厚別川 左岸

表—2 試 料 土 の 性 質

試料土	粒径含有率 (%)			比重	LL %	PL %	PI %	三角座標法による分類	統一分類法による分類
	砂	シルト	粘土						
A	0	50.5	49.5	2.73	87	45	42	粘土	CH
B	18.0	56.0	26.0	2.71	45	24	21	シルト質粘土	CL

3. 杭 材

実際の杭とほとんど同じものを使って材質と表面の状態による付着力比の相違をみようとした。

本実験に用いた杭材の種類は、鋳鉄、鋼鉄、木、モルタ

*北海道電力K.K. 土木部
 **戸田建設K.K. 技術研究所
 ***北大工学部 土木教室 助手
 **** 同 教授 工博

ルの円盤ピースである。それぞれの概要は、表—3に示す。セン断箱の試料寸法は直径 100mmであるのに杭材を99mm以下におさえたのは、後述するように圧密リングからセン断箱に移す時、供試体に損傷を与えないためである。

表—3 杭材

杭材	記号	寸法 (mm)		杭材の表面状態	供試体作製時の処理
		直径	厚さ		
鋳鉄	Ci	99	4.7 } 4.9	機械仕上げをしない鋳込みのままの状態。	処理しない
鋼鉄	S	99	4.9 } 5.0	機械仕上げの面に塩酸を塗って錆びさせた状態。	処理しない
木	W	99	4.7 } 5.2	ラワン材に、1回自動カンナをかけた状態	作製前7日水浸
モルタル	M	99	7.6 } 9.2	生のモルタルにプラスチックを押しつけて平らにしたままの状態	作製前7日水浸

4. 供試体の作製

4-1. 試料土の調整

試料土は、均質、単純化をはかるため次のような処置をとった。すなわち、採取した粘土試料の混入物（レキ・ゴミ等）を除去し、含水比を調整し、一様に練り返した後、ビニール袋に入れ約1カ月養生した。さらに供試体作製前に圧密を行ない均質な飽和粘土とした。ちなみに、表—4は、供試体のセン断終了時の飽和度の全供試体についての分布の様態を示したものであるが、飽和度の90%未満のものは、全体の僅か1.3%にすぎず、ほぼ飽和粘土として解析しても問題はないと思う。

表—4 供試体の飽和状態

飽和度	供試体個数	全体に対する割合
95%	209	87.3%
90~95%	27	11.4%
90%未満	3	1.3%

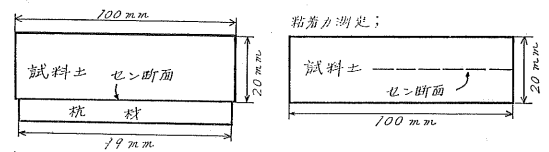
4-2. 供試体の圧密

本実験の目的からして、種々なる粘着力を持つ供試体をつくる必要がある。このために含水比を調節した試料土を圧密した。この理由は、次の原理にもとづく。すなわち、正規圧密粘土のセン断強さを支配するのは含水比であるとするラットレッジの説である。

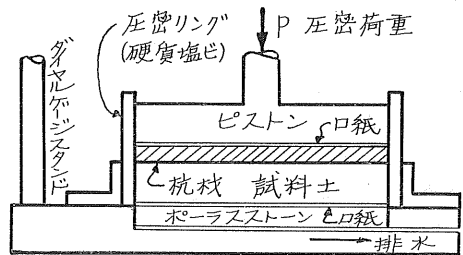
それで強度の差をつけるために異なる含水比を得る方法として圧密を行なったわけであるが、その圧密荷重としては0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6kg/cm²を使い、同一条件の供試体を二つずつ作った。供試体の圧密前の様子、寸法は図—1に示す通りである。これを図—2に示す様に圧密箱にセットし、24時間圧密した。

杭材の上部に濾紙を入れたのは、圧密リング(100mm)と杭材(99mm)との僅かの空ゲキから、圧密によってしみ出

付着力測定;



図—1 供試体の圧密前寸法



図—2 供試体の圧密方法

表—5 供試体全体の平均含水比と杭材付近の含水比の比較

土	杭材	Ci	S	W	M
A		-0.26%	-0.02%	-0.23%	-0.10%
		+0.17%	+0.11%	+0.26%	+0.14%

した水を排水させる装置が無いと、杭材表面が過度の湿潤状態となる懸念があったので、しみ出した水を消滅させ供試体の含水状態の均一化を図ったものである。その成果は表—5に示した。この表の(+)の記号は、杭材付近の土の含水比が、それ以外の箇所の含水比より高いことを意味し、(-)は、その逆である。なお数値は、平均的なものである。この表により、含水状態は、ほぼ均一であるとみなしてよいことがわかる。

表—6に各圧密荷重により、圧密した結果、供試体の含水比がどの程度の値になるかを示す。ただし、圧密後含水比というのは、セン断試験が終了した時のセン断面付近の

表一6 供試体の圧密後含水比

試料 No.A

圧密前含水比 ω_0 %	圧密荷重 P kg/cm ²	圧密後含水比 ω %	圧密後 液性指数
57 ~ 62	0.2	57.9	0.30
	0.4	54.2	0.22
	0.8	52.2	0.17
	1.6	50.1	0.12

試料 No.B

圧密前含水比 ω_0 %	圧密荷重 P kg/cm ²	圧密後含水比 ω %	圧密後 液性指数
35 ~ 38	0.2	32.7	0.41
	0.4	32.0	0.38
	0.8	30.9	0.33
	1.6	29.0	0.24

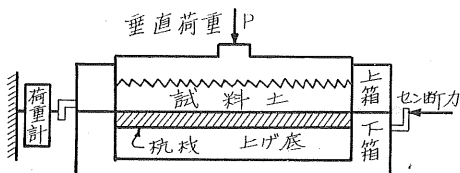
土の含水比である。一つの圧密荷重のもとで二つの試料をつくったが、圧密前の含水比にばらつきがあったことや、圧密装置に機構上の欠陥があったため、必ずしも同じ含水比は得られなかった。それで表中の数字は、一つの圧密荷重のもとでの試料全体の含水比の平均をとったものである。

5. 試験方法

使用した試験機は、試料径 100mmのヒズミ制御型的一面セン断試験機である。ヒズミ速度は、径 100mmの2%/分つまり 2mm/分とした。セットの方法は、圧密終了後、土と杭材が一体となった供試体を、図一3に示すように、下箱に金属板を入れて高さを調整したセン断箱に移す。この際、粘土と杭材の付着面の接触に変更をきたさないように慎重に作業をした。なお、杭材が木の場合には実用の状態と同一にするために木目がセン断変位の方向と一致するようにした。

このようにしてセン断した時のセン断強さを以って土と杭の間の付着力 c_a とする。セン断は、明確にピークが出るか、供試体径の16%ヒズミになるまで続行し、セン断強さ(粘着力・付着力)は、ピーク時のセン断応力、または15%ヒズミ時のセン断応力とする。

土の粘着力は、上述の方法から、杭材に関する項を取り



図一3 一面セン断試験

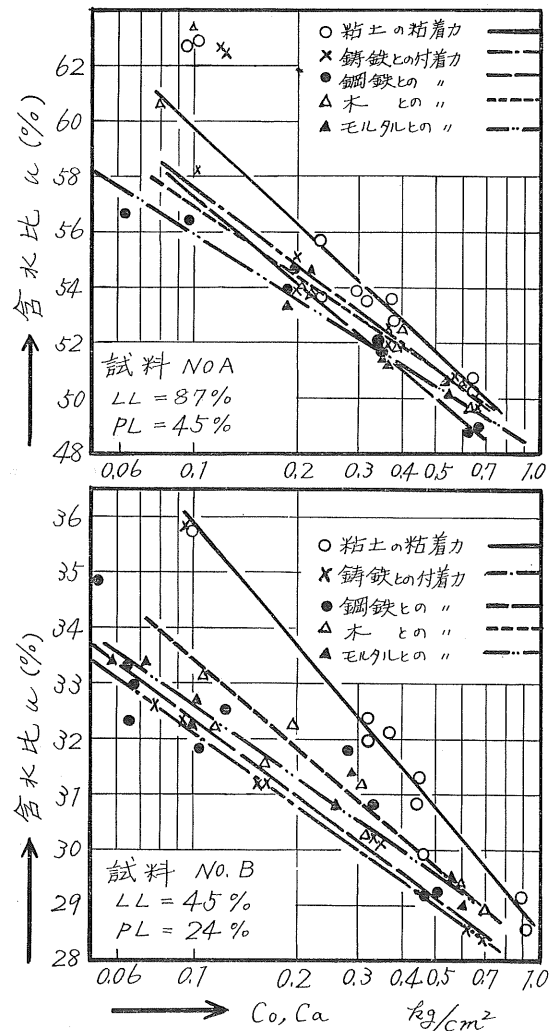
除いたものに等しい。試験終了後、杭材に接している部分の厚さ2~3mmの試料をとって含水比を測定し、これをセン断時における杭周面の含水比とする。

なお、垂直荷重載荷は圧密荷重と同一の垂直荷重で行なう。この方法は、いわゆる圧密非排水と相似の方法である。

6. 実験結果

6-1. 含水比と付着力の関係

一般に正規圧密飽和粘土のセン断強さの対数と、そのときの含水比 ω の間には直線関係があるが、付着力 c_a と含水比との間にもこの関係があるものと考え、セン断試験終了時のセン断面付近の土の含水比とセン断強さ(付着力・粘着力)を半対数紙上でプロットし、各杭材毎に最小二乗法で直線を引いたものが図一4である。大ざっぱなことをいえば、 c_a , c_a の対数と ω は直線関係にあるとみてよいであろう。



図一4 含水比と粘着力・付着力の関係

しかし、図一4の中で、含水比が近いのに強度がばらついたり、あるいは直線にのらない点が見られるが、その主な理由として考えられるのはつぎのようなことである。

(1) ばらつきは、含水比の高い所に多く発生しているようであるが、これは含水比が高くなるとせん断強さは小さくなり、力計による測定の見誤差の生ずる割合が多くなるためと考えられる。

(2) 試料中には完全に正規圧密のもの、過圧密に近いものがあり、この両者を一緒にして図にプロットしてあるからこの違いが点群の直線性を害したのではないかと考えられる。

(3) 一面せん断試験機の持つ機能的欠陥によるもの。この点については、ここで論ずるまでもなく、一面せん断試験では、厳密な意味でのせん断強さの測定が困難であることは明白である。

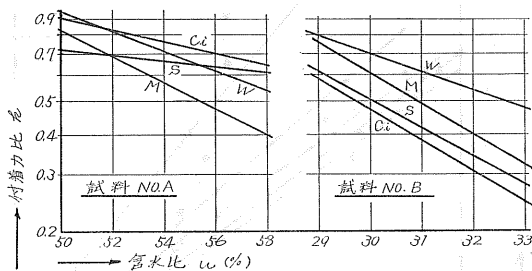
以上のように、実験結果を悪くする要素が入っているため、これらの直線に厳密な数値的評価を与えることは出来ないが、おおよその目安をうるには充分と思われる。次に、この直線の勾配— $dw/d\log c_0$ 、 c_a の値を計算したものを表一7に示す。

表一7 $w-\log c_0$, c_a 直線の勾配

試料	杭材	c_0	C_i	S	W	M
A		12.0	10.5	11.2	11.4	7.3
B		8.3	5.3	4.7	4.9	6.1

6-2. 付着力比 k の値

付着力比 k はすでに述べたように、同じ含水比状態の付着力 c_a と粘着力 c_0 の比である。図一4の $w-\log c_0$, c_a 直線から、杭材、土質別に k と含水比の関係求めたのが図一5である。



図一5 含水比と k の関係

これをみてわかることは、

(1) k と c_0 の間には、含水比が小さくなり c_0 が大きくなると c_a も大きくなって k ははだいに $k=1$ に近接して行く傾向が見られる。

(2) B 供試体のように PI の小さいシルト分の多い粘性土の方が同じ粘着力で k の値が小さく、かつ含水比による k の変化が急になるようである。

(3) 本試験のような中程度の粘着力に対応する付着力比は 1 よりかなり小さいとみてよい。

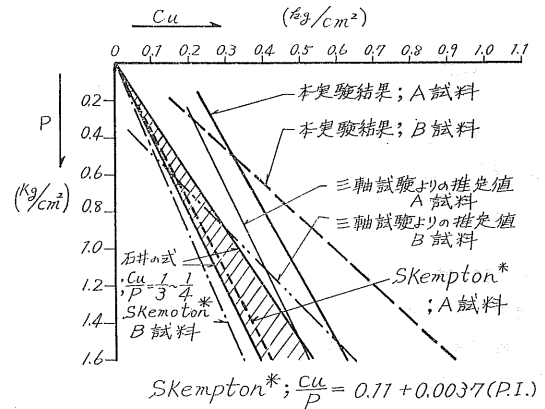
(4) A, B 両試料間での共通点は木の場合がつねにモルタルより大きいことが目立つ程度でその他の関係ははっきりしない。

7. 結果に対する考察

7-1. 粘土の状態

粘性土地盤に杭が打ち込まれた場合、杭周辺の土が乱され、時間の経過と共に再圧密されるという考えで 4 に述べた方法で供試体を作製した。

次に、図一6 に非排水せん断強さ $c_u \sim$ 圧密荷重 P の関係を本実験の結果と正規圧密粘性土地盤での推定式 (石井・スケンプトン), 本実験と同試料で自然含水状態から三軸圧縮



図一6 $c_u \sim P$ 曲線の比較

試験結果よりの推定値を対比して示した。この図によると本実験の c_u は他のものより大きな値を示している。その主な理由は、試料が自然堆積土でなくて、乱した土を圧密したものであること、および圧密の速度が自然堆積土にくらべて、はるかに大きいことなどにより、正規圧密状態の粘土と構造が異なること、特に間隙比が相当小さくなるため強度が増加しているためと考えられる。また、ほぼ相似な勾配をもつ三軸圧縮試験による値より大きいのは、本実験の圧密機械の不備および側面摩擦などせん断試験機の持つ弱点のためと考えられる。しかし、粘着力、付着力の条件が同一であるため粘着力に対する c_u の減率ともいべき k の値そのものについては問題はないと思われる。

7-2. c_0 と k の関係

従来、現場試験による研究では c_0 が大きくなると k の値を小さくとっている。これは、 c_0 がもとの粘着力 c_0 と同じ含水状態で相対的に小さくなるというのではなくて、杭打ち

により杭が水平方向にたわむため、土と杭の間にギャップができて、そこに水が浸潤して含水比が高まり軟化して強度が低下したり、あるいは、杭の貫入によってまわりの土が乱されて同じく強度を低下するためと考えられる。

しかし、本実験では上記の状態を再現することは困難であり、本実験のようなやりかたでは c_0 の変化に対し c_a も同じ割合で変化し、 k の値は、各杭材ごとに一定であると予想した。しかし、実際は含水比が低くなると、つまり粘着力が大きくなると k の値が1に近づくことになった。付着と粘着のセン断機構の相違（たとえば、応力、ヒズミ曲線を描くと付着力を求める曲線は粘着力のそれに比すと、かなり小さなヒズミでピークがあらわれる。これは、土と杭の間ではわずかのずれが生ずると、セン断応力が急激に増加し、すみやかにピークに達し、セン断破壊を起こすためと考えられる。）によるとも考えられるが、むしろ、次のように考えるのが妥当ではないかと思われる。すなわち、含水比の低い場合、つまり大きな圧密荷重（＝垂直荷重）でセン断した場合、粘着力に比し杭材と粘土との境界面での付着力の増分が大きくなり、ある含水比になると粘着力と同じ大きさになり、それを越えると粘着力より付着力の方が大きくなる。このときは杭材と粘土の接触面で、セン断破壊せず境界面より、少し離れた所の持っているセン断強さで破壊するためと考えられる。そうすると、測定される付着力と粘着力の大きさは近接して k は1に近づくはずである。

さらに、前にも述べたように境界面のセン断破壊が小さなヒズミで生じるため、16%ヒズミまで進行破壊するうちに杭材についたままの粘土がセン断箱の上箱と下箱の間に入り、異常な外力が働き付着力が大きく測定されたものがいくつか観察された。このときは、 c_a は c_0 よりもはるかに大きくなることが予想される。

以上の理由により、本実験では $k=1$ あるいは $k>1$ となる可能性も十分に考えられたが、実際は、ほとんどの場合 $k<1$ であった。結局するところ、 k はいったいどの位の値をとるかというところ、図一5により、供試体A ($PI=42\%$)では0.5~0.8程度、供試体B ($PI=24\%$)では0.3~0.7程度の値をとる。

トムリンソン (Tomlinson) の実物試験によると、本試験と同程度の中～硬程度の粘土では $k=0.4\sim 0.9$ 、スケンプトン (Skempton) の場所打ちコンクリート杭では0.45程度で、本試験と同様に一面セン断試験機を用いたポットオンディ (Potyondy) の実験では0.5~1.0を示している。

本実験の値は、粘土が非常に硬い場合を除いて、既往のデータとかなり近い値を与えていることがわかる。

7-3. 付着力を支配する要素

まず第一に、図一5にみるように ω と k の関係で、供試体Aの k が供試体Bのそれより大きいのは、 PI の高い、細か

い粘土粒子、コロイド分を多く含むAの粘土が杭材とのなじみがよいためと考えられ、また含水比の変化によってBよりも変化が少ないのも、両者の粒度組成によるものと考えられる。

つぎに、杭の表面の滑らかさの程度（粗面度）を求めるためにゆるくつめた豊浦標準砂（この時の内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ ）を一定垂直荷重（0.32kg/cm²）で、付着力を測定するのと全く同じ方法で一面セン断した。ただし、杭材はすべて気乾状態とした。そして、セン断強さが最小の鋼鉄Sを1とすると $C_i=1.35$ 、 $W=1.27$ 、 $M=1.40$ となった。砂と物質の境界面に働くセン断強さは、固体摩擦とかみ合わせ効果によるものであるが、面が粗いものは、かみ合わせがゆるめられ難いと考えられる。そこで、一定の垂直荷重、一定の間隙比での砂について杭材表面の示すセン断強さは、かみ合わせ効果に支配され杭材の面の滑らかさの程度をあらわすものと考えた。つまり、この考えかたからすればSが一番滑らかで W 、 C_i 、 M と段々と面が粗くなる。しかし、これと k の関係を対照してみると（図一5参照）、余り相関関係はないようである。特に、面の滑らかな W が粗な M より k が大きいことなどがそれであって、これからすると杭と土との境界面では、面の滑らかさの程度とは別の、杭の材質の違いによるなじみの効果に差異があるのかも知れない。

8. 結 論

この研究で得られた主な結論を要約すると次のようになる。

(1) 含水比と付着力の対数は、含水比と正規圧密飽和粘土の粘着力の対数と同様、せまい含水比の範囲内では直線関係にある。

(2) 付着力を支配する最大の要素は、土の物理的特性と杭材表面の状態である。

(3) 杭材の種類が付着力に与える影響は明瞭でない。

(4) 付着力比 k の値は、 $k\leq 1$ と考えてよい。また、従来の実物試験の結果と異なるが、本実験では、粘着力が大きくなると k が1に近くなるような傾向になった。

参 考 文 献

(1) Potyondy J. G. ; Skin Friction between Various Soils and Construction Materials, Geotechnique, Vol. XI, 1961. p.p. 339~353

(2) 北郷繁他；杭の周面マサツ力に関する実験的研究，技術報告資料，1967. p.p. 21~28

(3) Tomlinson M.J. ; The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, Proc. 4 th. Int. Conf. SMFE, 1957. Vol. II p.p. 66~71

直接セン断試験の2・3の問題について

正員 佐野 侑房

1. まえがき

直接セン断試験機は種々の問題点を含んでおり、土のセン断特性を求めるには不適當であるとの意見が多々あり、他の試験法とくに三軸圧縮試験に依存する度合いが高い。しかしながら試験機の普及性、操作の簡便性などの利点ももち合わせておりもっと活用されてしかるべきであろう。

今回は直接セン断試験機を見直すこと、相対密度から乾燥砂の内部マサツ角 ψ を推定すること等を目的とした実験を行なった。考察の項目は次のとおりである。

1. セン断面積補正が内部マサツ角に与える影響
2. 初期間ゲキ比について
3. 初期間ゲキ比と内部マサツ角との関係
4. 初期間ゲキ比と破壊ヒズミとの関係

2. 試験装置と試料

試験装置はどこでも普通にみられる箱型一面セン断・下部可動上半固定で、供試体の大きさは直径100mm、厚さ20mm、載荷はヒズミ制御方式である。

試料は函館近辺に産する砂4種と山口県豊浦産の標準砂の計5種類であり、2mmフルイを通過するもののみを採用した。それらの物理的性質は表-1、図-1、図-2に示すとおりである。

表-1 試料の物理常数

試料名	比重	10%径	60%径	均等係数	e_{min}	e_{max}
標準砂	2.646	0.16	0.20	1.3	0.678	0.976
根崎砂	2.782	0.22	0.42	1.9	0.537	0.812
久根別砂	2.838	0.17	0.44	2.6	0.610	0.931
大野砂	2.750	0.22	0.69	3.1	0.570	0.965
木古内砂	2.671	0.29	1.07	3.7	0.435	0.690

最大間ゲキ比 (e_{max}) 最小間ゲキ比 (e_{min}) は文献1) を参考として予備実験を行ない、結局直径100mm高さ126mmのモードを用い、 e_{max} の場合は2層に分けコンクリートバイブレーターにより各層1分間振動締め固めを行なう。一方 e_{min} は洗浄ビンにクダをつけてきわめて静かに砂を積

み重ねる方式を採用した。

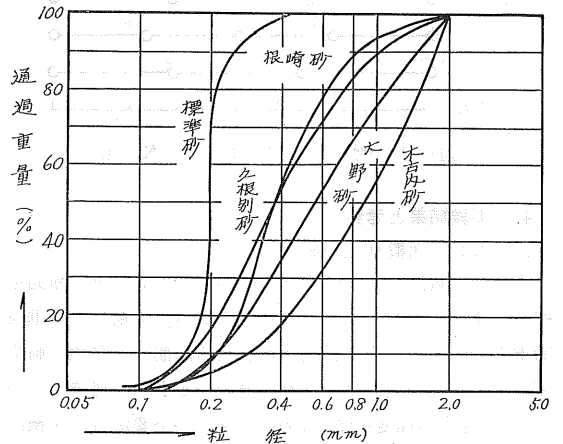


図-1 粒度分布

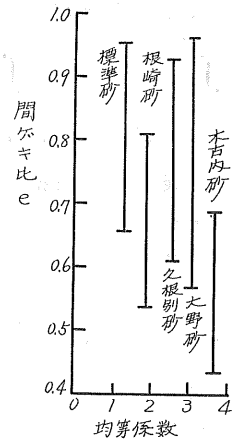


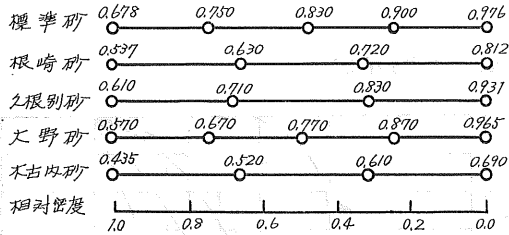
図-2 e_{max} と e_{min}

3. 供試体作成と試験方法

前述の方法で求めた e_{max} と e_{min} の間を各試料につき4～5段階に分け図-3に示すような初期間ゲキ比の直接セン断を行なうこととした。試料は予め105℃で一昼夜炉乾燥したものをを用いた。セン断面が供試体中央に一致するように各間ゲキ比において供試体厚さがちょうど20mmになるように所要重量を計算・計量しセン断箱に填充する。密な場合は3層に分け各層適当な回数打撃を加え、ゆるい場合は

洗浄ビンより静かにまき出すこととした。

垂直荷重は各試料，各間ゲキ比について0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0kg/cm²の5段階とし各段階2個ずつ作成測定し，値が異なる場合には再試験を行なった。セン断速度は直径の1%/minであった。



図—3 所要初期含水比

4. 実験結果と考察

i) セン断面積補正の影響

直接セン断においては水平変位の進行と共にセン断面積が減少する。したがってセン断応力も単位面積当りの垂直荷重も変化する。その結果測定される内部マサツ角の値も変化するが，一般にはセン断面積を一定として処理している。この変化の程度を知り，果して補正が必要か否かを検討するために，セン断面積を補正した場合と補正しない場合と両者について内部マサツ角を算出した。

補正セン断面積は次式により計算した。

$$A' = \pi r^2 - 2 \left[\int_{-r}^{\frac{l}{2}} \sqrt{r^2 - x^2} dx - \int_{-\frac{l}{2}}^{-r+l} \sqrt{r^2 - (x-l)^2} dx \right] \dots \dots \dots (1)$$

ここに A' : 補正後のセン断面積
 r : 供試体の半径
 l : 水平変位

(1) 式は

$$A' = \pi r^2 - l \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}} - 2r^2 \sin^{-1} \frac{l}{2r} \dots \dots \dots (2)$$

(2) 式の第2項，第3項を展開しそれぞれの第2項以上は微小であるから削除すると

$$A' = \pi r^2 - 2lr \dots \dots \dots (3)$$

となり，(3)式に $d = 2r$ ， $\epsilon = (l/d) \times 100$ を代入すると

$$A' = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\epsilon}{100} \right) d^2 \dots \dots \dots (4)$$

となる。

実験結果は表—2のとおりである。これによると標準砂以外の試料については最小1分，最大37分の差でありそれほど大きくない。標準砂については2度近くの差の現われる場合がある。この両群の差は後述する破壊ヒズミと密接に関連している。すなわち標準砂は破壊ヒズミが比較的大きく，したがって面積補正の割り合いが大きく影響をうけ

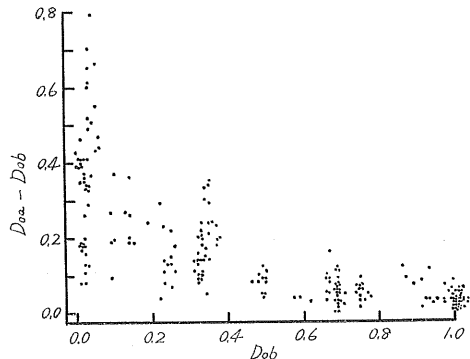
表—2 セン断面積補正の影響

試料名	間ゲキ比	内部マサツ角		補正による差
		補正前	補正後	
標準砂	0.955	35° 25'	33° 40'	1° 45'
	0.924	34° 15'	33° 27'	0° 48'
	0.848	35° 28'	33° 57'	1° 31'
	0.760	37° 17'	37° 20'	3'
	0.697	40° 35'	40° 19'	16'
根崎砂	0.802	34° 51'	34° 52'	1'
	0.717	36° 03'	36° 40'	37'
	0.630	37° 37'	37° 28'	9'
	0.539	40° 40'	40° 37'	3'
久根別砂	0.929	36° 37'	36° 50'	13'
	0.827	39° 11'	39° 34'	23'
	0.710	41° 43'	41° 58'	15'
	0.609	41° 38'	41° 26'	12'
大野砂	0.968	40° 21'	40° 27'	6'
	0.871	41° 31'	41° 45'	14'
	0.771	43° 34'	43° 17'	17'
	0.669	50° 35'	50° 39'	4'
木古内砂	0.576	51° 31'	51° 36'	5'
	0.689	38° 20'	38° 18'	2'
	0.611	42° 05'	41° 56'	9'
	0.520	44° 15'	44° 42'	27'
	0.437	47° 14'	47° 15'	1'

やすい。これに反し他の砂については5~6%の破壊ヒズミをもつので影響が小さい。いずれにして2度以下の差であるから実用的にはセン断面積補正は不必要で従来どおり初期断面積で処理してもよいと思われる。

ii) 初期間ゲキ比 (e₀)

砂のセン断強さを考える上でその間ゲキ比は重要な因子の一つである。しかしながら垂直荷重を載せる前後でその値が異なるということは容易に推察可能である。それゆえ垂直荷重を数段階に変化させ得られた内部マサツ角φはど



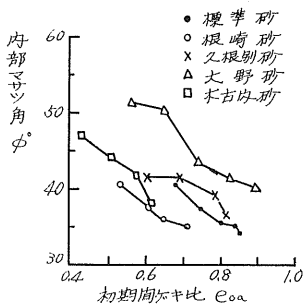
図—4 載荷前後の相対密度の変化

の間ゲキ比についての値であるかという疑問が生ずる。そこで載荷前後の間ゲキ比の変化の程度を検討したものが図一4である。本報告においては載荷前の間ゲキ比を e_{ob} 、載荷後のそれを e_{oa} 、それに対応する相対密度をそれぞれ D_{ob} 、 D_{oa} とする。

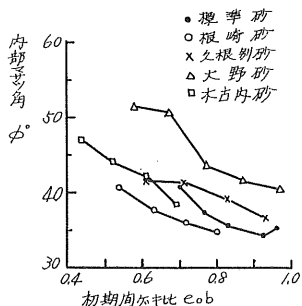
図一4によると D_{oa} は D_{ob} より大きく、 D_{ob} が小さいときには $D_{oa}-D_{ob}$ はかなり大きくなる。このことはゆるい状態の供試体を作成して垂直荷重を慎重に静かに載せてもその重量のために締め固められ元の間ゲキ比を持続できず、したがって所要の間ゲキ比のセン断試験を行なうことが不可能なことを示している。それゆえ実用上かなりの無理が伴うが、一般に使用している e_{ob} は不適當であり e_{oa} を使用すべきということになる。

iii) 初期間ゲキ比と内部マサツ角 ($e_0 \sim \phi$)

図一5、6に結果を示す。両者似通った折れ線であるが図一6(載荷後)の場合がいくぶん傾きが急でその値が互いに近似しているようである。標準砂における $e_{ob}=0.959$ の ϕ が、 $e_{ob}=0.924$ の ϕ より大きいという現象は実はそれぞれ $e_{oa}=0.838$ 、 $e_{oa}=0.852$ となるためであることが分る。このことから、ii) で述べたように e_{oa} で処理することが適切と思われる。

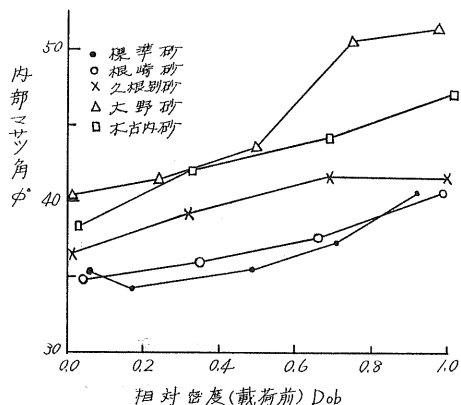


図一5 $e_{ob} \sim \phi$

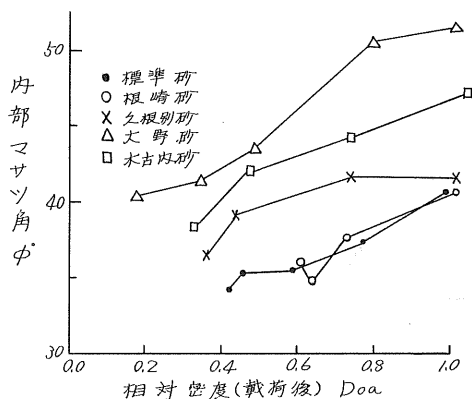


図一6 $e_{oa} \sim \phi$

当然のことではあるが同一の間ゲキ比であっても砂の種類により ϕ の大きさは異なる。これは締め固めの程度が異なることにもよると考えられるので相対密度との関係をみると図一7、8となる。 e_0 で処理した場合に比し、より似通



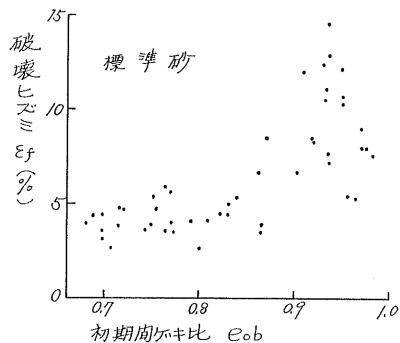
図一7 $D_{ob} \sim \phi$



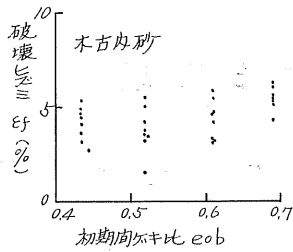
図一8 $D_{oa} \sim \phi$

った直線傾向がみられる。均等係数を考慮するとおおよそ小なるものが下位に位置しており大野砂と木古内砂がいかかわっているだけである。砂粒子をルーペで観察すると前者は後者に比し角張っている。均等係数が大きくなると粒度配合もよくなり、角張っていると粒子のかみ合わせもよくなり、内部マサツ角が大きくなるのが納得できる。このことより均等係数と角張りの程度も1つの変数として処理することも考えてみる必要が出てくる。

iv) 初期間ゲキ比と破壊ヒズミ ($e_0 \sim e_f$)



図一9 $e_{ob} \sim e_f$



図—10 $e_{0b} \sim \epsilon_f$

セン断強さを求めるに際して $\tau \sim \epsilon$ 曲線がピークをもつかどうか、もつとすればどの付近にあるかを検討したものである。例として標準砂と木古内砂とについて図—9, 10に示す。標準砂は他の4種の砂とは全く異なる様相を呈している。つまり後者は必ずピークがありしかも3~7%の間に破壊ヒズミ ϵ_f が存在するのに対し、前者ではゆるい状態ではピークが現われないこと、現われるとしても10%を越えるものが多い。

総体的にみてゆるいものより密なもの、粒径の均等なものより粒度配合のよいものの方が ϵ_f は小さいようである。

5. 結 論

以上のことがらをまとめてみると次のようになる。

1. セン断面積補正は内部マサツ角を求めるにあたっては不要である。
2. 垂直荷重載荷前後で間ゲキ比の変化は無視し得ないほど大きい場合が多いから載荷後の値を用いるのが妥当であろう。しかし実用上の問題が残る。
3. 初期間ゲキ比と内部マサツ角あるいは相対密度と内部マサツ角の関係は線型のようなものである。任意の相対密度の内部マサツ角の推定も可能と思われる。
4. 3の線の切片は均等係数・粒形(角張り方)に左右されるようである。したがってそれらの数量的表現法を考慮する必要がある。

本報告は門田康男, 村山督, 吉野篤裕の3君が佐野の指導のもとに卒業研究として行なったものを取りまとめたものである。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 北郷 繁, 木崎美美夫: The Measurement of Relative Density of Sand, ASTM BULLETIN No. 248, September, 1960.
- 2) 土質工学会セン断試験法委員会: 土のセン断試験法に関する基礎的研究, 1968.

砂のセン断特性に関する実験

正員 ○ 池 浦 勲*
吉 田 博 之**
土 岐 祥 介***

1. ま え が き

本実験は、飽和した砂について、くり返し載荷による排水三軸圧縮試験を行なったもので、砂の強度、ダイレイタンス、変形係数などが土の疎密、粒度分布、載荷条件によってどう変化するかについて実験的考察を加えたものである。昨年度、同じ傾向の実験を行なっているが¹⁾、今年度と昨年度との違いは、1) 試料を飽和させて、容積変化を直接測定し、かつ試料の乾湿による挙動の違いを見ようとしたこと、2) 特定の性状を与えるために砂を調合して実験に供したこと、の2点である。

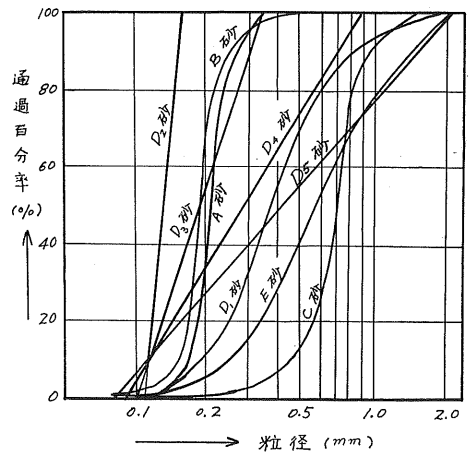
2. 実験方法と試料

2-1. 試 料

実験に用いた試料は昨年と同じく豊浦砂（以下A砂と略す）、銭函砂（B砂）、相馬砂（C砂）、湧払砂（D₁砂）、北広島砂（E砂）、の5種である。さらにこれに加えて、前項で述べた目的にしたがい試料にD₁砂を砕いたものを調合することにより、有効径D₁₀が等しくかつ粒度分布が異なるようなD₂~D₆砂を作製した。各試料の物理的性質を表一に、粒径加積曲線を図一に示す。

2-2. 実験方法

A~E砂については昨年度とほぼ同じ実験方法であるが、供試体を飽和させること、供試体の体積変化を測定すること、ヒズミ速度をやや遅くしたことが主なる変更点である。すなわち4段階の密度の、直径約5cm、高さ12cmの供試体を乾燥砂で作製したのち、約720mm/Hgの真空度のもとで水を約20cmの水頭差によって供試体下部排水口から徐



図一 粒径加積曲線

表一 試料砂の物理的性質

試料 記号	砂 産地	比重	均等係数	有効径	室内実験による		粒形, 角ばり, 鉱物組成
					e_{max}	e_{min}	
A砂	山口県豊浦	2.65	1.2	0.17	1.01	0.67	立方体。角ばっている。大部分石英。
B	〃 本道銭函	2.76	1.2	0.16	1.16	0.41	立方体。やや角ばっている。石英, 安山岩その他混合。
C	〃 福島県相馬	2.66	1.6	0.47	0.83	0.49	立方体。角ばっている。大部分石英。
D ₁	〃 本道湧払	2.78	2.3	0.19	0.84	0.52	扁平。やや丸みがある。石英, その他混合。
D ₂	〃 〃	2.73	1.2	0.11	1.24	0.66	〃 〃 〃
D ₃	〃 〃	2.84	1.8	〃	1.08	0.62	〃 〃 〃
D ₄	〃 〃	2.81	3.0	〃	1.00	0.50	〃 〃 〃
D ₅	〃 〃	2.74	5.0	〃	0.76	0.37	〃 〃 〃
D ₆	〃 〃	2.74	5.0	〃	0.76	0.37	〃 〃 〃
E	〃 本道北広島	2.71	2.6	0.25	0.87	0.50	〃 〃 〃

*北見工業大学土木工学科 講師 工修

**北大工学部大学院学生

***北大工学部土木教室 助教授 工修

々に ($\div 1 \text{ cm/min}$) 導き入れて飽和させ、そのときの供試体寸法と使用した乾燥砂の重量とから初期間ゲキ比 e_i を計算した。 e_i は比較を容易にするため昨年度の実験と全く同じになるよう規制した。セン断時の供試体体積変化は、供試体上部排水口からの水の出入量をビュレットで測定することによった。

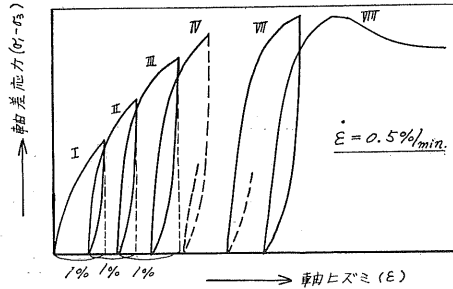


図-2 荷重方法

荷重方法は図-2のようにヒズミ速度 $\dot{\epsilon} = 0.5\%/min$ で、供試体初期高さの1%に相当するヒズミに達したとき除荷するというヒズミ制御くり返し荷重を8回行なって、その後破壊させた。 $\dot{\epsilon} = 0.5\%/min$ は予備実験での間ゲキ水圧の測定、文献²⁾から考えて排水条件を満足していると思われる。側圧 σ_3 は各密度につき0.5, 1.0, 2.5, 5.0 (kg/cm^2) の4段階である。 $D_2 \sim D_5$ 砂については試料の関係上、乾燥状態のものを用いた。

3. 実験結果とその考察

3-1. ダイレタンシー特性

排水試験においては、砂のセン断抵抗の一部は拘束圧に抗して膨張するダイレタンシー効果によって發揮されているわけであり、砂のマサツ角的な意味のセン断抵抗角としては、このダイレタンシーに費されるエネルギーの補正を施した ϕ_{ar} がより適切なものといえる。このエネルギー補正法として Taylor-Bishop の式などがあるが、体積ヒズミの増分と軸ヒズミ増分との比 $d(\Delta V/V)/d\epsilon$ がダイレタンシー効果を表わすものであって、この比をダイレタンシー指数 DI と定義する³⁾。

図-3は、 DI と相対密度 D_r の関係の一例を挙げたものである。低い側圧のときは、図-3(1)のように DI はほぼ D_r によって定まるが、側圧が高くなると、当然のことながら DI は減少し、この減少のしかたは砂によってかなりの差を示し、これが同図(2)の $DI-D_r$ 関係のバラツキになってくる。図-4には E 砂についての σ_3-DI 関係を示したが、これを見ると DI は $\log \sigma_3$ に比例して減少していく。他の砂についても同様の傾向を示し結局 DI は次式のような形になる。

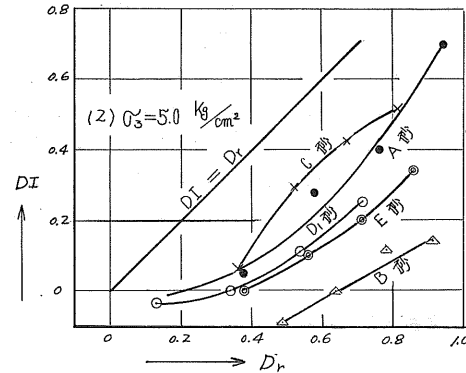
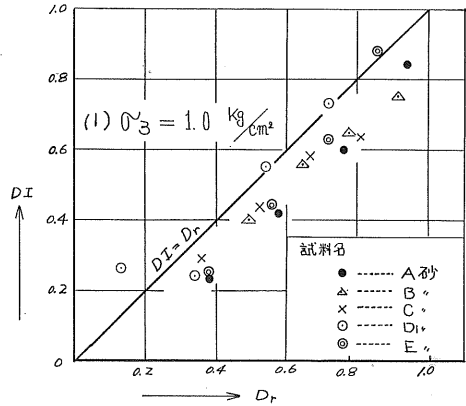


図-3 相対密度 D_r と DI の関係

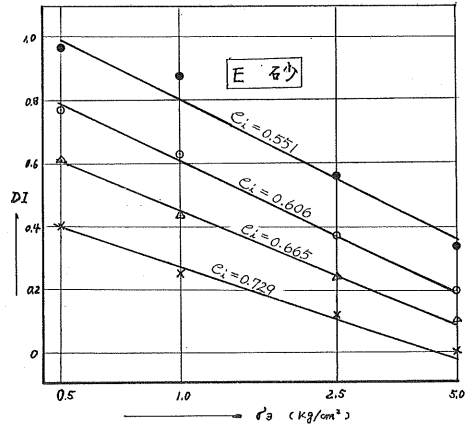
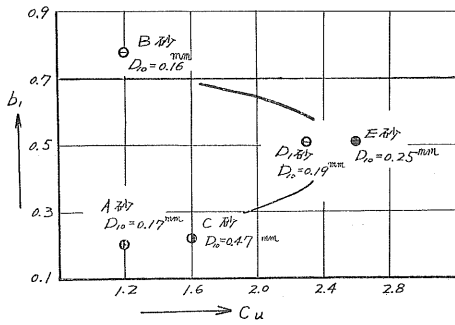


図-4 DI と σ_3 の関係

$$DI = f(D_r) - b \log \sigma_3 \approx D_r - b \log \sigma_3 \dots \dots \dots (1)$$

係数 b は、ある密度、側圧のときの DI の大小を示すものである。たとえば E 砂についていえば、図-4から e_i にかかわらず平均の勾配 b を求めた。これを均等係数 C_u に対してプロットしたものが図-5における E 砂に対応する点を表わしている。このことは他の砂に対しても同様である。こ



図—5 Cu と b_1 の関係

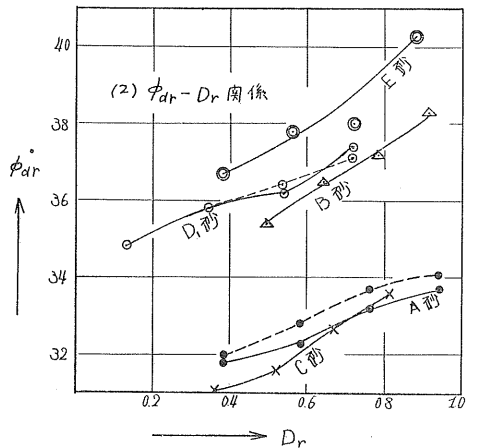
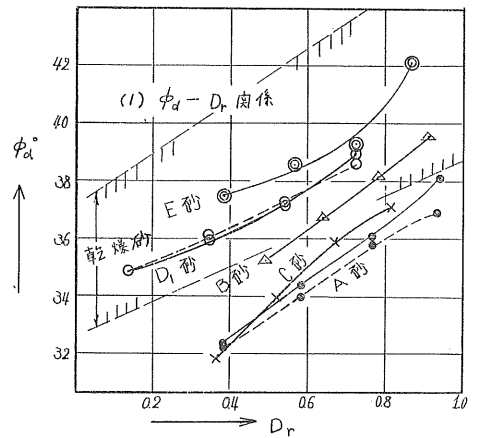
この図で注目したいことは、A、B砂の b_1 の違いである。この両者は図—1におけるように粒度分布はほぼ同じであり、粒子の鉱物組成はA砂は大部分石英から成るに対し、B砂は石英粒60~70%の他に安山岩石基その他が目立つ。全体の色調はA砂が淡黄色、B砂は黒褐色と全く違う。粒径はB砂のほうがやや偏平であるようだがその違いは定かではない。稜はともに角ばっている。してみると、A、B砂のダイレイタンスー特性の大きな違いをもたらす要因としてまず挙げられるのは鉱物組成ではないかと思われる。鉱物組成は粒子表面性状（粗滑）や粒形に微妙に影響してくるであろうが、この点についてははっきり言及できる資料は現在持ちあわせていない。図—5においてB砂を除いて考えてみると、 b_1 は均等係数 Cu の順に並んでいるようだが、A—C砂グループとD1—E砂グループでは粒径、鉱物組成がかなり異なり、前述の鉱物組成の影響を考慮すると、 Cu の影響については確言できないことになる。粒径（たとえば有効径 D_{10} ）の違いが Cu — DI 関係に与える影響については、同じ石英砂で粒径の違うA、C砂における b_1 の近接、異なった鉱物組成で粒径が同じであるA、B砂における b_1 の開きをみると、鉱物組成あるいは粒形の違いによるそれよりも少ないのではないかと思われる。ところがキルクパトリック(Kirkpatrick, W. M.)は DI は粒径の大きなものほど小さいとしていて、我々の実験と完全に一致しているわけではない。まだ研究の余地のある問題である。

3-2. セン断抵抗角と相対密度の関係

排水試験によるセン断抵抗角を ϕ_a とあらわし、 ϕ_a に次式⁴⁾によるダイレイタンスー補正を施した場合のセン断抵抗角を ϕ_{ar} とする。

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ar} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_d - \sigma'_3 \cdot DI \dots \dots \dots (2)$$

ここに $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ar}$ 及び $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_d$ はそれぞれダイレイタンスー補正を施した後、および排水試験より得られた補正前の最大軸差応力である。図—6は ϕ_a 、 ϕ_{ar} を相対密度 Dr に対してプロットしたものである。 $(Dr$ は排水試験においては刻々変化するものであるが、以下においては σ_3 をかける直前の初期相対密度を Dr と略記する)。図中の破線は(A, D1



図—6 Dr と ϕ_a 、 ϕ_{ar} の関係

砂)、くり返し載荷によらない通常の載荷方法で破壊に至らしめたときの ϕ_a あるいは ϕ_{ar} で、いずれも飽和砂である。これによるとくり返し載荷の影響はごく少ないとみられるが、A砂のように確かな影響のあるものも見られ、わずかに2種類の試料についての実験から結論をくだすことはできない。図—6(2)の ϕ_{ar} は、前項で述べた砂による DI の差が効いてきて(2)式参照)、同図—(1)の ϕ_a より $0^\circ \sim 4^\circ$ 小さくなり、かつ Dr との対応においてははっきり2群に分けられる。すなわちA—C砂グループとB—D1—E砂グループである。A砂($D_{10}=0.17\text{mm}$)、B砂($D_{10}=0.16\text{mm}$)、C砂($D_{10}=0.47\text{mm}$)における ϕ_{ar} の大小と、 D_{10} のそれとの比較から D_{10} の影響は確定できない。一方またA砂($Cu=1.2$)、B砂($Cu=1.2$)、D1砂($Cu=2.3$)についての同様な比較から Cu の影響もまた少ないといえる。キルクパトリック(Kirkpatrick, W. M.)は、 ϕ_{ar} は粒径の影響を受けないとしていて⁴⁾。してみると図—6(2)の区分をもたらす要因は、 DI の場合と同様に鉱物組成あるいは粒形であると考えられる。さらに図—6(2)の上部3砂は自然砂、下部2砂はふるい分けなど何らかの人為的操作をうけた砂であるところからみ

て、砂の形成過程の差が鉱物組成、粒形に影響することも当然推測される。表一にてらしてA, C砂はより立方体的であるから、立方体状の粒子からなる砂は ϕ_{ar} が小さく、これに反してD₁, E砂はより扁平で ϕ_{ar} が大きくでているから、扁平な粒子からなる砂の ϕ_{ar} は立方体状の粒子のものより大きいということが出来る。図-6(1)の傾向は昨年の乾燥砂についてのものと全く同じであり、 ϕ_a は D_r のみによっては説明できず、以上のような項目を考慮する必要がある。昨年は主に C_u 、粒形の影響をとり込んで説明したが、今回の実験においては C_u の影響を調べる目的で調製した $D_2 \sim D_5$ 砂について、乾燥状態で試験を行なった。この結果、図-7のように $\phi_a - D_r$ 関係において D_2

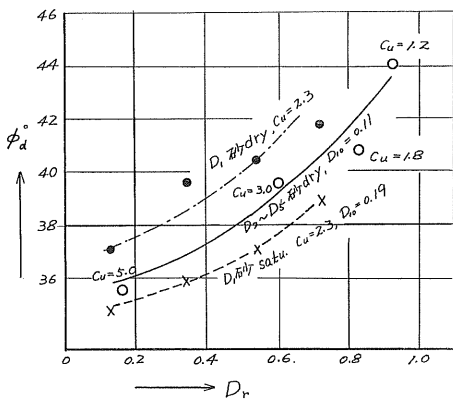


図-7 均等係数の ϕ に与える影響

$\sim D_5$ 砂と D_1 砂はある間隔を有する平行線となる。 $D_1 \sim D_5$ 砂は同じ砂から得られたものであるから、粒形が同じであるとすると、違うのは D_{10} ($D_1: 0.19\text{mm}, D_2 \sim D_5: 0.11\text{mm}$), C_u (2.3と1.2 \sim 5.0), 粒子表面の乾湿状態 (D_1 : 乾燥及び飽和, $D_2 \sim D_5$: 乾燥) ということになる。 D_{10} のこの程度の差が $\phi_a - D_r$ 関係に大きく影響するとはこれまでの考察結果からいって考えられず、また飽和砂の ϕ_a は、乾燥砂のそれより $1^\circ \sim 2^\circ$ 小さくなっているという説⁶⁾を考慮すると、図-7の三本の線がおおむね平行であることから $\phi_a - D_r$ 関係は C_u の影響を受けないのではなからうかと考えられる。すなわち D_{10} は ϕ_a を表わすうえで、間ゲキ比と均等係数の影響を同時に表わしているということである。むしろ $D_2 \sim D_5$ 砂は調合という人手が加えられたものであること、この実験で C_u を変化させた範囲が比較的せまかったこと、粒径による粒形の違いも考えられることなど、の問題は残されているが、この点については十分な説明はできない。

3-3. 粒子表面の乾湿の ϕ に与える影響

図-8は昨年の乾燥砂と今回の飽和砂との ϕ_a の差を D_r に対してプロットしたものである。この差はB, D₁, E砂すなわち石英砂でない扁平な砂(図-6において ϕ_{ar} の大きさ

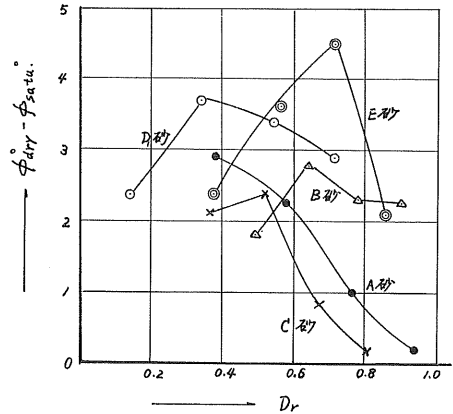


図-8 D_r と $(\phi_{dry} - \phi_{sat.})$ の関係

った砂)では 2° から 4° で、立方体状の石英砂であるA, C砂はやや小さく 0.1° から 3° であった。粒子の乾湿の影響は主として表面性状の変化に現われるであろう。この図においてA, C砂が他とはやや異なった傾向を示していることは、鉱物組成の違いが表面性状に影響を与えていることを示すものと思われる。

3-4 限界間ゲキ比

限界間ゲキ比は定側圧限界間ゲキ比を求めた。すなわち、せん断開始時の間ゲキ比 e_0 と破壊時の体積ヒズミ $(\Delta V/V)_f$ の関係を実験より求め、 $(\Delta V/V)_f = 0$ であるような e_0 の値を内挿的に求めるものである。以下限界間ゲキ比を e_{cr} と略記する。

図-9は D_{cr} と σ_3 との関係をもつ対数紙上にプロットした

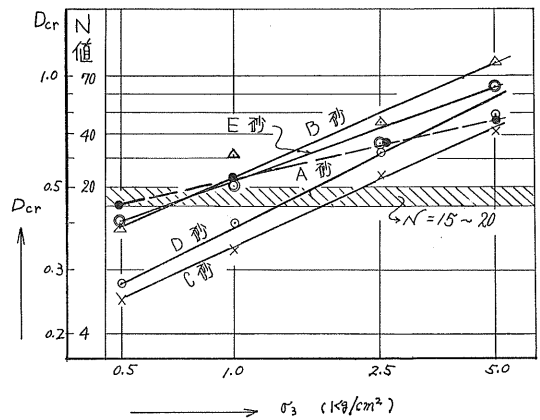


図-9 D_{cr} と σ の関係

ものであるが、それぞれの砂についてはほぼ直線関係にあるとみなされる。すなわち $D_{cr} - \sigma_3$ 関係は次式で与えられる。

$$D_{cr} = a_2 \cdot \sigma_3^{b_2} = (0.35 \sim 0.5) \cdot \sigma_3^{0.2 \sim 0.5} \dots \dots \dots (3)$$

係数 a_2 は $\sigma_3 = 1.0 (\text{kg}/\text{cm}^2)$ のときの D_{cr} , b_2 は σ_3 の増加による

D_{cr} の増加の度合を示すものであるが、この係数値の砂による変化の仕方を説明することは困難であり、ただ上式で示される帯の中にあるとしかいえない。

一方、実際面を考えてみると、砂の D_r を N 値で表わして地盤の性状を推定することが多いが、地盤が密な飽和微粒砂などから成る場合、 N 値が過大に測られる恐れがあるため、このような地盤では $N > x$ なる範囲について

$$\bar{N} = x + \frac{1}{2}(N - x) \quad (x = 15 \sim 20) \dots\dots\dots (4)$$

なる修正が行なわれている。この x は $e_{cr}(D_{cr})$ に対応する N 値と解される。図-9には D_{cr} と N 値との関係を付記してある。式(4)において x の値が小さいほど N 値を安全に見込むわけであり、図-9で $N = 15 \sim 20$ の斜線帯と $\sigma_3 - D_{cr}$ 線の交点よりも σ_3 が小さい(土被りが浅い)場合は式(4)の $x = 15 \sim 20$ は危険側の数値となる。図-9の実験試料が式(4)の適用範囲($D_{10} = 0.1 \sim 0.05 \text{mm}$)よりかなり粗なこともあって定量的に断定することはできないが、 N 値の修正式が土被り厚さによって変わるべきものであることは確かであろう。

3-5 変形係数 E_R

変形係数は応力-ヒズミ曲線の初期接線係数で、 $X-Y$ レコーダーに自記される応力-変位曲線から容易に計算できた。載荷方法は図-2のように8サイクルの載荷のくり返しであるから、一回の試験につき E_{I} から E_{VIII} まで8個得られる。第2サイクル以後の値がほぼ一定値をとるのに比し、 E_I はそれよりかなり小さな値となり、しかも測定値のバラツキが多く、その信頼度が低いと考えられるところから、変形係数の代表値として $E_{II} \sim E_{VIII}$ の平均 E_R を採用した。以下これを E_R と略記する。

E_R は σ_3 が大きくなるにつれて増大し、昨年の乾燥砂と同じく次式で表わされた。

$$E_R = a_3 \cdot \sigma_3^{b_3} \dots\dots\dots (5)$$

係数 a_3 は $\sigma_3 = 1.0 (\text{kg/cm}^2)$ のときの E_R であるが、図-10にあ

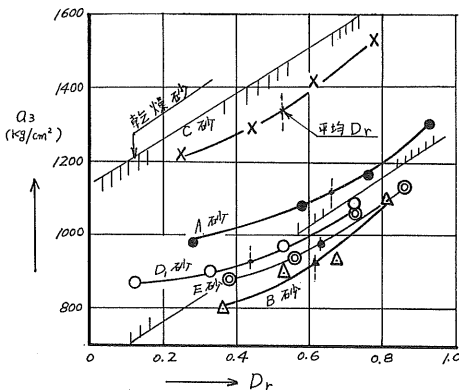


図-10 a_3 と D_r の関係

るように D_r のみによっては説明しきれない。係数 b_3 は σ_3 の

増加による E_R の増加の度合を示すものであって、図-11のように一つの砂ではほぼ一定値の0.55から0.70の値をと

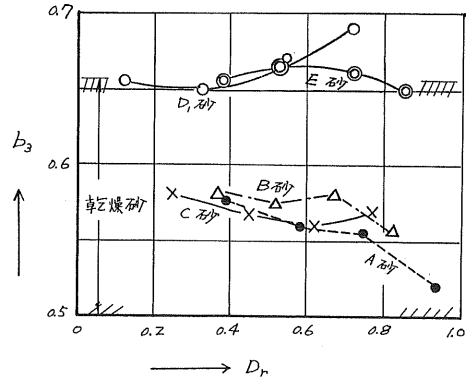


図-11 b_3 と D_r の関係

る。 a_3 は乾燥砂よりもやや低めであり、 b_3 はほぼ同じである。図-10と図-11を合わせて考えると、立方体状の石英砂のA, C砂は低側圧($\sigma_3 = 1.0 \text{kg/cm}^2$)では大きな E_R を示すが、 σ_3 が増加してもさほど E_R は増加しないのに対して、偏平な D_1 砂, E 砂はその反対の傾向を示していること、またB砂は σ_3 の大きさにかかわらず小さめの E_R をとることなどが見出される。

このことを図示すると図-12のようである。この図の \bar{E}

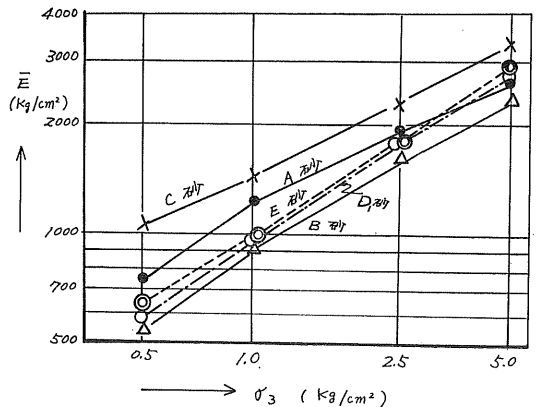


図-12 \bar{E} と σ_3 の関係

は各側圧についての E_R を D_r にかかわらず平均したものであって、この図より E_R の大小を論ずるには各砂の平均的な D_r の違いを考慮しなければならない。すなわち図-10においてA, B, E砂の平均的 D_r はほぼ等しい(0.55から0.65)からこれを基準に考えると、これより平均 D_r の小さなC, D_1 砂(0.45から0.55)の \bar{E} は相対密度の変化10%に相当する大きさだけ割増して考えねばならないわけだが、このことを考慮しても図-12の一般的傾向には変りがない。図-

12の \bar{E} の大小関係は図-3のダイレイタンシーの大小関係とほぼ一致する。すなわちダイレイタンシーの小さな砂では \bar{E} も小さいということである。 \bar{E} と DI は応力-ひずみ曲線上では全く離れた位置（前者は荷重の増加の初期、後者は破壊時付近）で定義されるものだけに物理的な説明は困難であるが、変形係数も砂の鉱物組成あるいは粒子によって大きな影響を受けることはダイレイタンシー特性の場合と同様であろう。

図-13は、3-2で述べた C_u の影響をみるための $D_2 \sim$

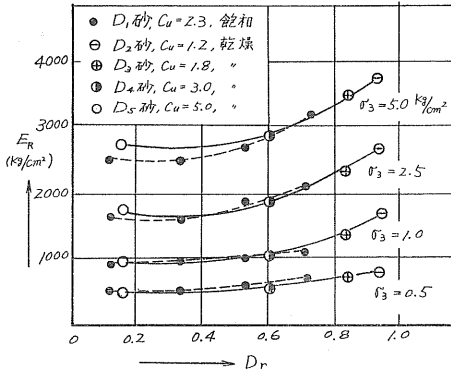


図-13 均等係数の E に与える影響

D_5 砂(乾燥状態)についての実験結果を E_R について示したものである。 E_R と D_r との対応において、 C_u が1.2から5.0に分布する $D_1 \sim D_5$ 砂が一本の曲線で表わされていることは、 ϕ_a の場合と同様、 D_r が e と C_u の影響を同時に表わしているためと解される。

図-14は乾燥砂の $E_R(E_{dry})$ と飽和砂の $E_R(E_{satu.})$ との

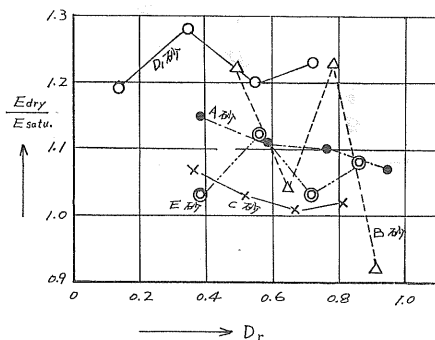


図-14 粒子乾湿の E に与える影響

比を各相対密度ごとに平均したものであるが、これによると、 E_R は飽和することにより最大30%、多くの場合10%から20%減少することがわかる。 ϕ_a について同様な関係を示す図-8において、 A 、 C 砂は他とはやや異なった傾向を示したが、図-14においては砂による特性はみとめられ

ない。

4. ま と め

以上述べてきたことをまとめると次のようになる。

1) 相対密度は、最大及び最小の間ゲキ比を与える均等係数の影響を含んだ間ゲキ比の表示であり、砂のせん断抵抗角 ϕ 、変形係数 E_R と密度の関係を結びつけるのに合理的なものである。

2) 飽和砂は、乾燥砂の場合よりせん断抵抗角を最大 4° 、平均 2° 、変形係数を最大30%、平均10%減ずる。

3) 限界間ゲキ比 e_{cr} は、排水条件による土の強度の相違を論ずる上に重要なものであるが、本実験のようなくり返し載荷条件のもとでは e_{cr} を相対密度に換算した D_{er} は、 $D_{er} = (0.35 \sim 0.50) \cdot \sigma_3^{(0.2 \sim 0.5)}$ の値をとる。

4) ダイレイタンシー指数は DI 、くり返し載荷条件のもとでは A を定数として、 $DI = f(D_r) - A \log m$ の形となる。今回の実験では、 $f(D_r) \doteq D_r$ 、 A は砂粒子の性状により0.2から0.8の間に変化していた。

5) 変形係数は第2サイクル以後はほぼ一定値をとり、 B 、 C を定数として、 $E_R = B \cdot \sigma_3^c$ で表わされる。これは乾燥砂における形と全く同じである。

6) 砂のせん断特性に、砂の鉱物組成が大きな影響もっているようである。この組成の違いが粒形、表面の粗滑などに影響して、結果的に砂のせん断特性を相対密度のみでは表示しきれないほど複雑なものにしている。この影響をどのようにせん断特性の表示にとり入れるかは、粒子の形状、表面の粗滑の数量的表示法の問題として今後に残された課題である。

この報告は、池浦、吉田の修士および学士論文を池浦がまとめたものである。実験結果の解析およびとりまとめにあたり、懇切な御指導をいただいた北工学部、北郷繁教授、実験にさいし援助を受けた現北海道庁土木部、佐藤正義氏に対し、深く感謝の意を表わす次第であります。

参 考 文 献

- 1) 土岐、池浦、国見、鈴木：砂の強度特性に関する実験的研究、土質工学会北海道支部技術報告資料、No. 9, 1969.
- 2) 土質工学会：砂のせん断に関する実験的研究、1968.
- 3) 赤井：砂のせん断におけるダイレイタンシー効果について、土木学会論文集、Vol. 58, 1958.
- 4) Kirkpatrick: Effects of Grain Size and Grading on the Shearing Behaviour of Granular Materials, Proc. 6th. Int. Conf. SMFE, Vol. 2, 1965.
- 5) 文献 3) に同じ
- 6) Terzaghi & Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., 1948.

砂の動的変形係数について

— 特に剛性率について —

正員 竹 中 久*
 正員 ○中 村 耕 次**
 正員 土 岐 祥 介***

1. ま え が き

土に動的な荷重が加えられた場合の荷重と変位の関係は静的のそれと異り、振動時の変形係数は幾分大きくなることがわかっている。この大きさの度合を定量的に求めることによって、地震時の土圧や斜面の安定、基礎の水平方向耐震力、フーチングの動的支持力、および多層地盤の地震応答の解析に基礎的のデータを与えることができる。

本実験は、乾燥砂の振り自由減衰振動の角速度から動的剛性率を、その時間減衰係数から粘性係数を求め、あわせて静的振り試験を行ない、静的剛性率を求め次のような事項を検討しようとするものである。

- (1) 動的剛性率 G_d と静的剛性率 G_s に対して、拘束圧、間ゲキ比、相対密度などがどのような影響を与えるか。
- (2) 自由減衰振動から粘性係数を求め、上述したような種々の要素の、粘性係数におよぼす影響がどうなるか。
- (3) 静的剛性率と動的剛性率との相関関係。
- (4) 土岐・石倉¹⁾が報告している、動的弾性係数 E_d を用いて砂の動的ポアソン比を求め、それについて考察する。

2. 本実験の解析方法

2-1. 動的剛性率を求めるための理論式

小さな振幅の正弦振動を乾燥砂に与えた場合、その乾燥砂の挙動を表わすには、Kelvin-Voigt モデルが有効であると考えられている。

したがって、ここでもこのモデルを適用する。せん断変形をうける砂のヒズミ r 、剛性率 G 、粘性係数 η とすると、せん断応力 τ 、時間 t の関係は次のように表わされる。

$$\tau = Gr + \eta \frac{\partial r}{\partial t} \quad (2-1)$$

一方、振り理論から、振りモーメント M は

$$M = \int \tau r dA \quad (2-2)$$

である。ここで、 r は図-1に示すような円柱供試体の断面の中心からの距離、 A は供試体の断面積である。

(2-1) 式、(2-2) 式から

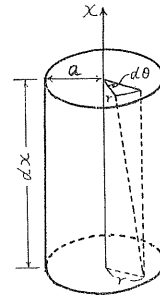


図-1 振りの略図

$$M = \int (Gr + \eta \frac{\partial r}{\partial t}) r dA \quad (2-3)$$

ここで、 θ を振り角とすると

$$r = r \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2-4)$$

であるから

$$\begin{aligned} M &= \int (G \frac{\partial \theta}{\partial x} r + \eta \frac{\partial^2 \theta}{\partial t \partial x} r) r dA \\ &= GI_p \frac{\partial \theta}{\partial x} + \eta I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t \partial x} \end{aligned} \quad (2-5)$$

ここで、 I_p は断面の重心に関する二次極モーメントである。

一方、振り振動の場合、供試体の要素片の両端断面に働く振りモーメントの差が要素片に回転加速度を与える。よって次式が得られる。

$$\frac{\partial M}{\partial x} = \frac{\rho}{g} I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (2-6)$$

ここで、 ρ は材料の単位体積重量 (g/cm^3)

g は重力の加速度 (cm/sec^2) である。

(2-5) 式と (2-6) 式から、次のような振り自由減衰振

*清水建設株式会社 工修
 **北大学部土木工学科 助手
 ***北大学部土木工学科 助教授 工修

動の微分方程式が得られる。

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} - \frac{g}{\rho} \eta \frac{\partial^3 \theta}{\partial x^2 \partial t} - \frac{g}{\rho} G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = 0 \quad (2-7)$$

供試体は下端固定であり、上端にキャップがのっているから、次のような境界条件を得る。図-1に示すように供試体の軸方向を x 座標にとると、

$$\left. \begin{aligned} x = 0 ; \quad \theta = 0 \\ x = h ; \quad GI_p \frac{\partial \theta}{\partial x} + \eta I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t \partial x} - I_{cap} \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

ここで、 I_{cap} は供試体上端のキャップの慣性モーメントであり、 h は供試体の高さである。

(2-8) 式の境界条件のもとに (2-7) 式を解くと、

$$\theta = Ae^{-\frac{m^2 g \eta t}{2\rho}} \cos \left[\sqrt{\frac{m^2 g}{\rho} G - \left(\frac{m^2 g \eta}{2\rho}\right)^2} t - \beta \right] \sin mx \quad (2-9)$$

となる。ただし、 m は固有値であり、この場合次式から求められる。

$$\cot mh = \frac{GI_{cap} m}{I_p \rho} \quad (2-10)$$

したがって、振り自由減衰振動の角速度を ω 、時間減衰係数を λ とすると、

$$\left. \begin{aligned} \omega = \sqrt{\frac{m^2 g}{\rho} G - \left(\frac{m^2 g \eta}{2\rho}\right)^2} \\ \lambda = \frac{m^2 g \eta}{2\rho} \end{aligned} \right\} \quad (2-11)$$

となり、 ω と λ を測定することによって動的剛性率 G_a 、粘性係数 η を求めることができる。

2-2. 静的剛性率を求めるための基本式

丸棒状の砂の供試体を弾性体と考える。振り率を φ とすると、図-1に示すように、

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} \quad (2-12)$$

であり、せん断応力 τ は

$$\begin{aligned} \tau &= G \frac{rd\theta}{dx} \\ &= Gr\varphi \end{aligned} \quad (2-13)$$

となる。したがって、振りモーメント M は、

$$\begin{aligned} M &= \int_0^a 2\pi r^3 G \varphi dr \\ &= \frac{\pi a^4}{2} G \cdot \varphi \end{aligned} \quad (2-14)$$

となる。ただし、 a は供試体の半径である。

つぎに、断面二次極モーメント I_p は、

$$I_p = \frac{\pi}{2} a^4 \quad (2-15)$$

であるから、(2-14) 式と (2-15) 式から、

$$M = GI_p \varphi \quad (2-16)$$

が得られる。故に、

$$G = \frac{M}{I_p \varphi} \quad (2-17)$$

すなわち、振りモーメントと振り率を測定することによって、静的剛性率 G_s を求めることができる。

3. 試料と実験方法

3-1. 試料

試料は土岐・石倉²⁾の場合と同じである。すなわち、北海道の湧払砂（以下Aと記す）、山口県の豊浦砂（B）、北海道の銭函砂（C）、北海道の北広島砂（D）、福島県の相馬砂（E）の五種であり、それらの粒径加積曲線を図-2に、物理的性質を表-1に示す。最大間ゲキ比、最小間ゲキ比の測定は北郷・木崎³⁾の方法によった。

実験供試体の密度は、供試体作製モールドで作製可能な最小および最大密度を決め、その間を3等分して4種類とした。実験供試体の密度、間ゲキ比、相対密度を表-2に示す。

試料は気乾試料であり、その含水比はB砂で平均0.13%であった。この場合、含水比0%として密度を計算すること

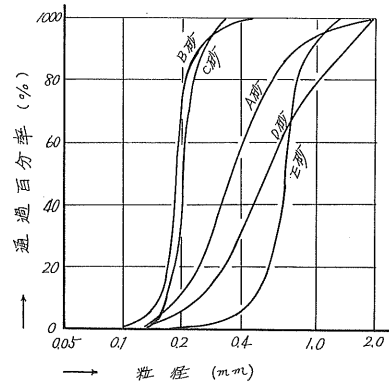


図-2 粒径加積曲線

表-1 試料の物理的性質

砂名	比重	D_{10} (mm)	均等係数	最大間ゲキ比	最小間ゲキ比	粒形
A (湧 払)	2.784	0.20	2.3	0.837	0.520	丸味がある
B (豊 浦)	2.653	0.16	1.2	1.014	0.668	角ばっている
C (銭 函)	2.761	0.17	1.2	1.161	0.715	丸味がある
D (北広島)	2.714	0.25	2.6	0.870	0.500	比較的丸味がある
E (相 馬)	2.657	0.48	1.6	0.825	0.493	角ばっている

表一 実験供試体の密度その他

砂名	目標密度 (g/cm ³)	間ゲキ比	相対密度	内部マサツ角 (°)
A (勇払)	1.550	0.796	0.130	35°
	1.610	0.729	0.340	36
	1.670	0.669	0.530	37
	1.730	0.609	0.720	39
B (豊浦)	1.410	0.882	0.382	32°
	1.463	0.813	0.581	34
	1.515	0.715	0.864	36
C (銭函)	1.570	0.690	0.936	38
	1.410	0.958	0.490	35°
	1.445	0.898	0.640	37
	1.500	0.841	0.780	38
D (北広島)	1.545	0.787	0.910	40
	1.570	0.729	0.380	37°
	1.630	0.665	0.560	39
E (相馬)	1.690	0.606	0.720	39
	1.750	0.551	0.860	42
	1.560	0.703	0.360	37°
E (相馬)	1.610	0.650	0.520	39
	1.660	0.601	0.670	39
	1.710	0.554	0.810	42

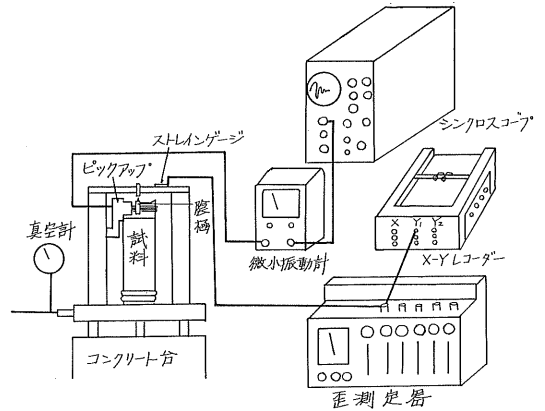


図-3 動の実験装置

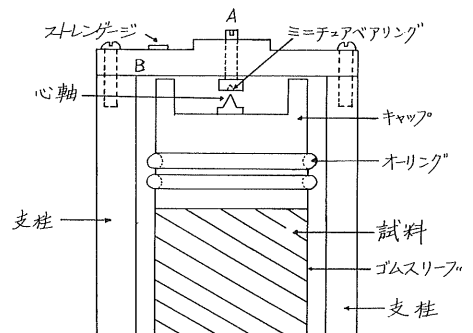


図-4 振り中心を規制する装置

とによって生ずる誤差は、0.002 g/cm³程度となり実際上は無視できるので、試料は完全乾燥砂とみなした。供試体は直径5cm、高さ約18cmの円柱状の砂柱であり、上端に変位測定用ピックアップの陰極を取付けるためにキャップをのせた。

3-2. 実験装置

3-2-1. 動の実験装置

図-3は動の実験装置の概略を示している。各装置について説明する。

(1) 振り振動実験装置

丸棒状の砂の供試体に振り振動を与える場合、実際に振動数を測定して明らかになったのであるが、どうしても曲げ振動の成分がはいってしまうので、振り中心を規制するためガイドを付けることにした。それは図-4に示すようにキャップの中心にある円錐状の軸と、それを受けるミニチュアベアリングから成る。写真-1は横板Bを示しており、中央にあるのがミニチュアベアリングである。試験時には、図-3のAのネジをドライバーで締めて試料に一定の軸力を加えた。軸力は、横板Bの歪量を歪測定器で測ることによって規定した。

(2) 非接触型ピックアップおよび微小振動計

振り角の時間的変化を検出する。

(3) シンクロスコープ

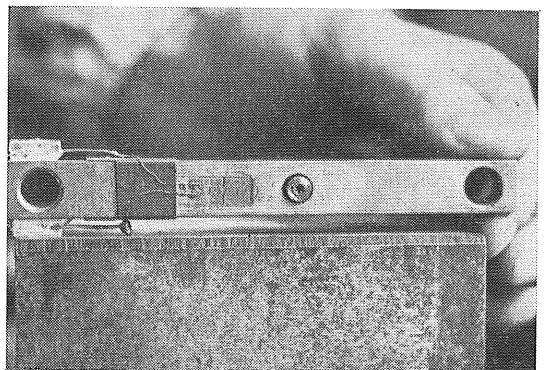


写真-1 横板 B

振り減衰振動の波形を表示する。

(4) 抵抗線型歪測定器

ストレインゲージの歪量を測定する。

(5) X-Yレコーダー

軸力の大きさを表示する。静的実験においては、振りモーメントと振り角の関係を記録する。

(6) 圧力計および真空計

供試体にかかる拘束圧を表示する。

3-2-2. 静的実験装置

動の実験装置とほぼ同様であるので、静的振り装置についてだけ言及する。それは図-5および写真-2に示すようなアルミニウム製のもので、それをキャップにあてがい試料を振る。その時の応力を測定するため、そのアルミニウム製の振り装置の左右両側に4枚のストレインゲージを貼つけた。

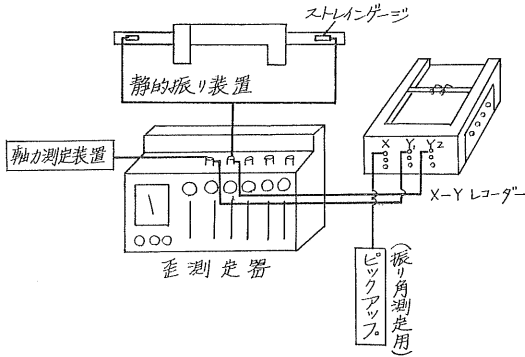


図-5 静的実験装置

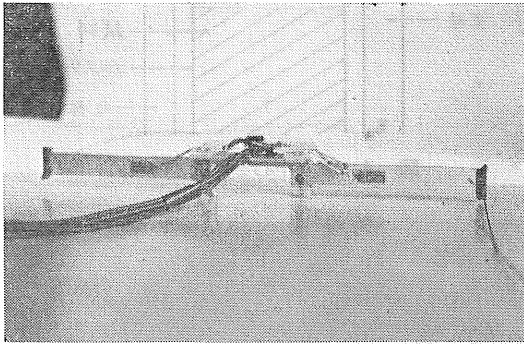


写真-2 静的振り装置

3-3. 実験方法

3-3-1. 試料の作製方法

下盤のペDESTALにゴムスリーブをオーリングでとめて供試体作成モールドにそのゴムスリーブを密着させ、上部をモールドの外側にまくって所要の密度に必要なだけの砂を入れ、キャップを被せてオーリングでとめ、供試体に負圧をかけ自立させる。その後、セルを被せて5 kg/cm²の拘束圧を供試体に加えた後、直径10カ所、高さ4カ所をノギスで測定して密度を計算した。この場合、目標密度に対する実験密度の差が±0.009 g/cm³以内であれば供試体として採用した。なお、供試体の密度を測定する前に5 kg/cm²の拘束圧を与えたのは、石倉⁴⁾らの実験における供試体と同一条件にしたこと、および供試体の砂の初期状態を均一にするのが目的である。

3-3-2. 動の実験方法

実験装置の都合上拘束圧は負圧で与え、A砂、C砂、D

砂、E砂については、0.25、0.50、0.99 kg/cm²であった。軸力は、0.25 kg/cm²の時に500 g、0.50 kg/cm²の時に600 g、0.99 kg/cm²の時に700 gを試料の上端のキャップの心軸に与えた。この軸力の大きさは、振り振動の角速度にそれ程影響を与えない程度で、なおかつ曲げ振動を起こさないものを実験的に求めたものである。B砂については、拘束圧を0.25、0.38、0.50、0.75、0.99 kg/cm²とした。軸力は試験中若干変化するため、X-Yレコーダに表示して常に軸力を一定に保つようにした。

所要の軸力を与えた後、供試体に衝撃的な振り振動を与え、振り角を測定する非接触型ピックアップからの出力を増幅器を通してシンクロスコープに入力させ、角速度 ω を測定する。時間減衰係数 λ は、シンクロスコープに描かれた自由減衰振り振動の波形から求めることができる。この場合、供試体に与えられたヒズミ α は、およそ0.03%であった。写真-3は実験時の試料の状態を示している。

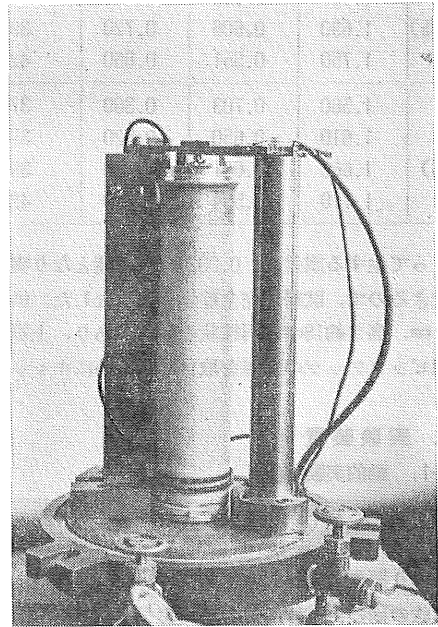


写真-3 実験時の供試体

3-3-3. 静的実験方法

拘束圧、軸力の状態は動の実験の場合と同じである。静的振りモーメントは、静的振り装置で、およそ0.5~1.0% /minのヒズミ速度で与え、ヒズミはピックアップからの出力を増幅器を通してX-YレコーダのX軸に入れ、応力は振り装置のストレインゲージからの出力を歪測定器を通してX-YレコーダのY軸に入れ、応力-ヒズミ曲線から静的剛性率を算出した。

4. 実験結果と考察

4-1. 実験結果におよぼす諸因子の検討

4-1-1. ゴムスリーブの影響

ゴムスリーブの剛性率、慣性モーメントを G_r, I_r , 砂のそれらを G, I とすると、ゴムスリーブの砂柱の振り剛性率に与える影響比 k は

$$k = \frac{GI}{G_r I_r + GI} = \frac{1}{1 + \frac{G_r I_r}{GI}} \quad (4-1)$$

ゴムスリーブのヤング率 E_r は約 13 kg/cm^2 であるから、ポアソン比を 0.4 とすると、ゴムスリーブの G_r は 4.6 kg/cm^2 となる。一方、砂の G を $200 \sim 1500 \text{ kg/cm}^2$ とすると (4-1) 式は、

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1}{50 \sim 380} \frac{I_r}{I}} \quad (4-2)$$

と書ける。ここで、 $\frac{I_r}{I}$ は非常に小さいから $k = 1$ とし、差支えなく、ゴムスリーブは砂の剛性率にほとんど影響を与えないことがわかる。

4-1-2. 繰返し実験の角速度 ω に与える影響

本実験では、A, C, D, E 砂については、同一供試体につき、動的実験 9 回、静的実験 9 回、計 18 回、B 砂については、動的実験 15 回、静的実験 15 回、計 30 回の実験を行ったので、繰返し実験の角速度に与える影響を実験的に検討してみた。実験は C, E 砂について行ない、新しい供試体から 3 個の角速度のデータを取り、30 回の振り振動を与えた後、また 3 個の角速度のデータをとった。表-3 はその結果であるが、これを見ると C 砂では繰返し実験の影響がみられず、E 砂でもたかだか 1% の影響が認められるにすぎないので、繰返して試験することの角速度に与える影響を考慮する必要がないと判断した。

表-3 繰返しが角速度に及ぼす影響

砂名	C 砂 (銭函砂)		E 砂 (相馬砂)	
	新しい供試体	30回振りを与えた後	新しい供試体	30回振りを与えた後
密度 (g/cm^3)	1.495	1.491	1.612	1.611
角速度 (rad/sec)	2033	1989	2016	2030
	1992	1949	1925	1995
	2011	2076	2038	2015
平均	2002	2004	1993	2013

4-1-3. 軸力が角速度に及ぼす影響

この実験では、振り中心を規制するために軸力を加えているので、その角速度に対する影響を調べてみた。図-6 をみると、軸力が 700 g における角速度と、外挿法によって

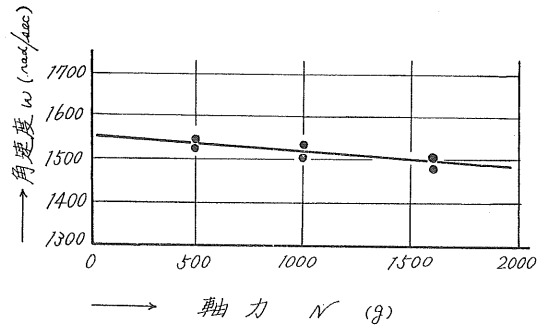


図-6 軸力が角速度に及ぼす影響

求めた軸力が無い場合の角速度の差が、わずか 2% にすぎないので、軸力 700 g 程度では角速度に対する影響を無視してよいと判断した。

4-2. 動的実験結果とその考察

4-2-1. 粘性係数について

図-7 は粘性係数と拘束圧との関係であるが、粘性係数は砂の種類、拘束圧には無関係にほとんど一定のようである。しかし、拘束圧が 1 kg/cm^2 より大きいところでは、振り振動による粘性係数がどうなるか興味のある問題である。これらの粘性係数の平均値を求めると、 $0.022 \text{ kg sec/cm}^2$ となる。

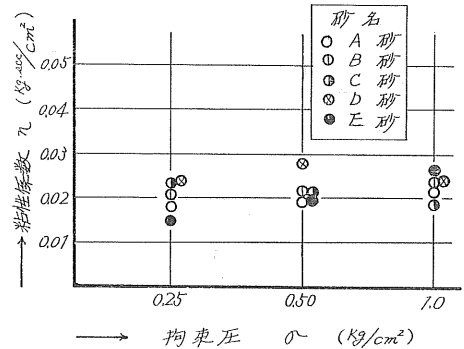


図-7 粘性係数と拘束圧との関係

B. O. Hardin⁵⁾ は拘束圧が 0.71 kg/cm^2 で、砂の振り振動の場合の粘性係数は、曲げ振動の場合の粘性係数のおよそ $\frac{1}{2}$ であると報告しているが、今回の実験で求めた振り振動による粘性係数 η_v と、土岐・石倉⁶⁾ の求めた曲げ振動による粘性係数 η_b (表-4 参照) と比較してみると、

$$\eta_v \approx 10 \eta_b \quad (4-3)$$

となって Hardin の場合とはかなり異っている。

表-4 土岐・石倉による粘性係数

$\sigma (\text{kg/cm}^2)$	0.25	0.50	1.0	2.5	5.0	平均
$\eta_b (\text{kg sec/cm}^2)$	0.209	0.217	0.226	0.227	0.229	0.222

一方、大原⁷⁾は砂利と砂について粘性係数を振り振動より求めているが、それによると拘束圧(0.25~0.80kg/cm²)の増加と共に僅かながら増加する傾向を示し、その値は0.11~0.18kg・sec/cm²の間に分布している。以上検討してみると、どうも今回の振り振動によって求めた粘性係数は小さ目に測られているようである。

図-8は粘性係数を間ゲキ比に対してプロットしたものであるが、何らの関連性も見出されないのは、間ゲキ比の粘性係数に与える影響が小さいので、実験誤差の中に入ってしまったのであろう。これも今後の検討を要する。

4-2-2. 動的剛性率について

図-9はB砂の動的剛性率 G_d と拘束圧 σ との関係を示したもので、両者は両対数紙上で直線関係にあり、間ゲキ比の大きなもの程 G_d は小さい。すなわち、 G_d と σ との関係は次式で表わすことができる。

$$G_d = \alpha_1 \sigma^{\beta_1} \quad (4-4)$$

α_1 は拘束圧が 1 kg/cm² の時の G_d の値である。ここで α_1 に

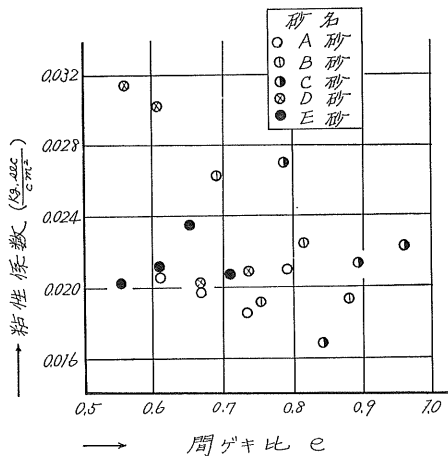


図-8 粘性係数と間ゲキ比の関係

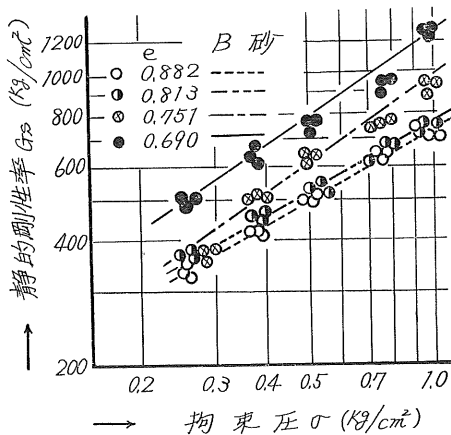


図-9 G_d と σ の関係

ついて考察する。図-10は α_1 と間ゲキ比との関係を示しているが、砂粒子の形状に注目すると、B砂、E砂のような角ばった砂は、A砂、D砂のような丸味を帯びた砂よりも α_1 の値が大き目に出ている。これらを半対数紙上で直線関係とみなして最小自乗法により直線式を求めてみると、

$$\alpha_1 = 2880 \exp(-1.534e) \quad (4-5)$$

が得られる。

α_1 を相対密度 D_r に対してプロットすると 図-11 が得られる。各試料とも相対密度の増加に伴って α_1 も増加しているが、E砂だけが他の砂と違って、 D_r の増加にしたがって急激に α_1 が増加している。これは、E砂の粒形および砂粒子の表面の粗さ等の特性によるものであろう。

つぎに、 β_1 について検討をしてみる。図-12は β_1 と D_r の関係を示したものであるが、 β_1 は 0.50~0.62 の範囲にあって、間ゲキ比、相対密度、砂の種類に無関係であり、その平均値は 0.55 である。ここで、 σ および e と G_d の実験式を求めてみると、(4-4) 式と (4-5) 式より

$$G_d = 2880 \exp(-1.534e) \sigma^{0.55} \quad (4-6)$$

となる。

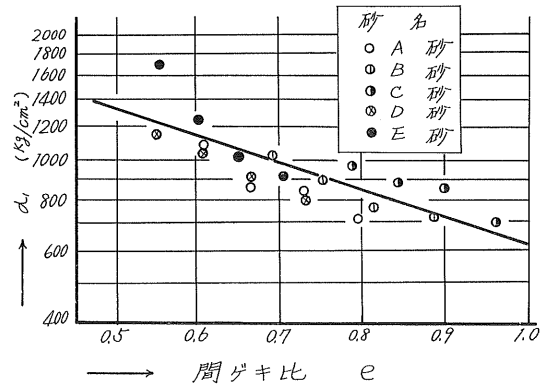


図-10 α_1 と間ゲキ比の関係

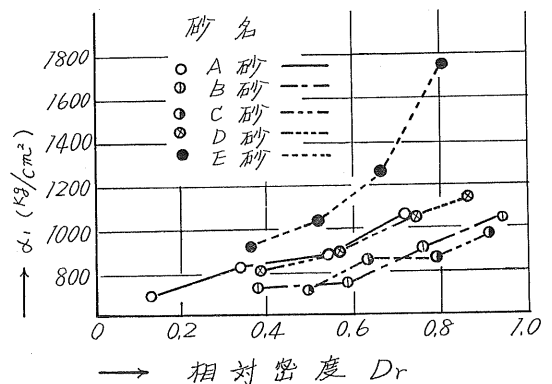


図-11 α_1 と相対密度の関係

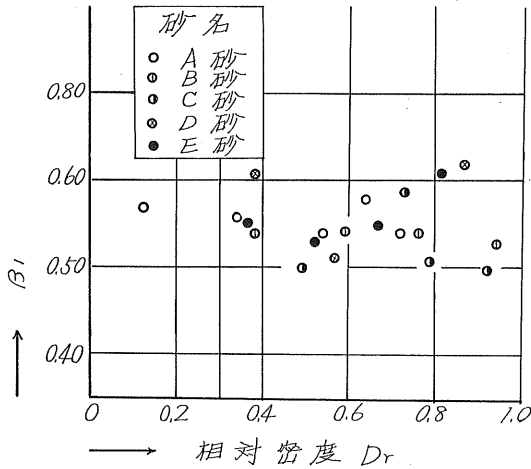


図-12 β_1 と相対密度の関係

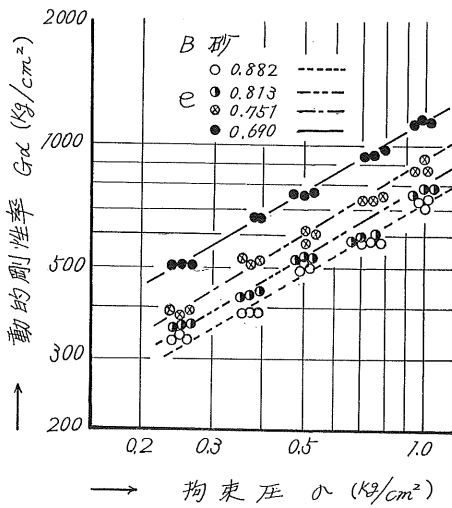


図-13 G_s と σ の関係

4-3. 静的実験結果とその考察

動的実験の場合と同様に、静的剛性率 G_s と拘束圧 σ は図-13に示されるように両対数紙上で直線関係にあり、次式で表わすことができる。

$$G_s = \alpha_2 \sigma \beta^2 \quad (4-7)$$

図-14は α_2 と e の関係を示しており、これを半対数紙上で直線関係とみなして最小乗法により直線式を求めると、

$$\alpha_2 = 2700 \exp(-1.502e) \quad (4-8)$$

となる。砂粒子の形状に注目すると、動的の場合と同じ傾向、すなわち、角ばった砂の G_s の方が同じ間ゲキ比に対して α_2 が大き目である。図-15は α_2 と D_r の関係であり、図-16は β_2 と D_r の関係を示している。動的実験の場合と同じ傾向を持っているが、 β_1 にくらべ β_2 の値が大きくており、その平均値は0.61である。 e および σ と G の実

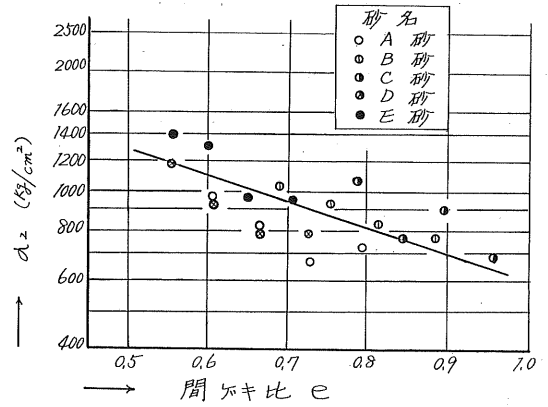


図-14 α_2 と e の関係

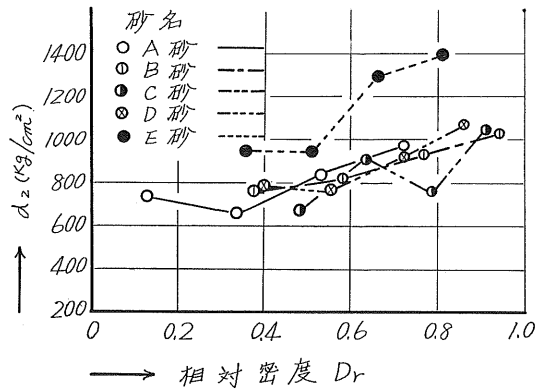


図-15 α_2 と D_r の関係

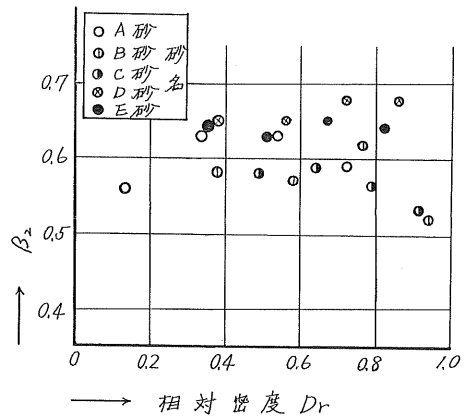


図-16 β_2 と D_r の関係

験式を求めてみると、

(4-7) 式と (4-8) 式から、

$$G_s = 2700 \exp(-1.502e) \sigma^{0.61} \quad (4-9)$$

が得られる。

4-4. 動的および静的実験結果の比較

動的剛性率 G_d と静的剛性率 G_s との比を、 σ 、 e に対してプロットすると図-17、図-18のようになる。一般に動的変形係数は静的変形係数より40~50%大きいと言われていたが、今回の実験では G_d は G_s の0.9~1.35倍となった。これは静的実験の際、試料上端のキャップの心軸とミニチュアベアリングの間にあるはずの摩擦力の影響を無視したことによって、 G_s は大きく、 G_d は ω がやや小さ目に測定されることによって小さくなったためと思われる。図-17によると、拘束圧が大きくなると $\frac{G_d}{G_s}$ の値が小さくなっている。実験式 (4-6) および (4-9) において、 β_2 が β_1 より大きいので σ が大きくなると当然 $\frac{G_d}{G_s}$ が小さくなるわけで、 $\log G$ と $\log \sigma$ の関係が直線関係にあるという考えが疑問となってくる。しかし、本当に拘束圧が大き

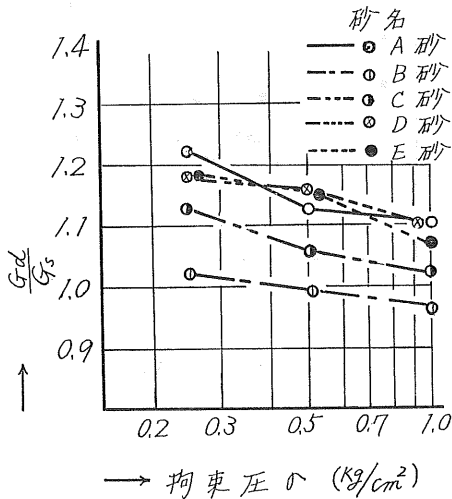


図-17 $\frac{G_d}{G_s}$ と σ の関係

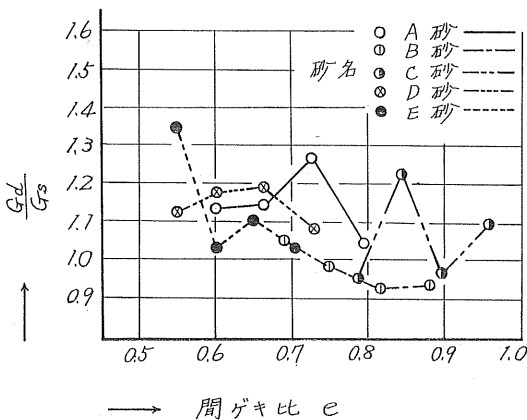


図-18 $\frac{G_d}{G_s}$ と e の関係

なると $\frac{G_d}{G_s}$ の値が小さくなるかも知れず問題点として残される。

4-5. ポアソン比について

ポアソン比 ν は次式から計算した。

$$\nu_a = \frac{E_d}{2G_d} - 1 \quad (4-10)$$

砂の弾性係数 E_d については、前述⁸⁾の実験結果を利用した。図-19はA砂、B砂についてポアソン比と σ の関係を示しているが、奇妙なことにポアソン比が負の値となったものもある。大原⁹⁾は共振法から弾性係数と剛性率を求め、ポアソン比を計算しているが、それによると拘束圧が0.1kg/cm²付近では0.5に近く、拘束圧の増加と共に減少していき、拘束圧が0.8kg/cm²付近で0.1~0.3の値になると報告している。B. O. Hardin & F. E. Richart¹⁰⁾はOttawa砂について、拘束圧を変化させてセン断波と圧縮波の波速を求めたが、その結果からポアソン比を計算してみると図-20のようになる。これをみると、今回の実験結果と同様、大原の報告しているような拘束圧との相関はなさそうである。

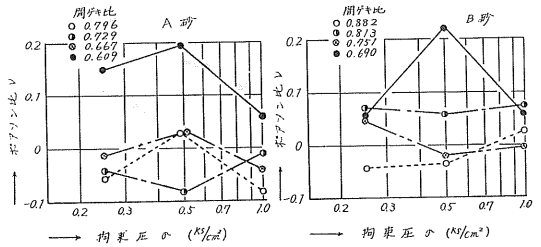


図-19 ν と σ の関係

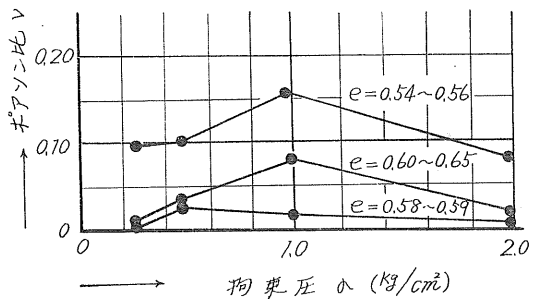


図-20 Hardin and Richart の実験結果

今回の実験ではヒズミレベルを曲げ振動実験と関連させて規制しなかったため、ヒズミレベルの違いによる供試体の力学的性状の差異、ポアソン比という微妙なものを測るには、 E_d 、 G_d の測定精度が低かったこと等が、負のポアソン比の出た原因として考えられる。

5. 結論

本実験で用いた振り中心を規制するための装置は、動的

剛性率を求めるための振り振動の角速度 ω にはほとんど影響を与えないことがわかったが、粘性係数を求めるための時間減衰係数に与える影響は大きいようである。以上述べたことをまとめてみると、

(1) 振り粘性係数は、拘束圧、間ゲキ比および砂の種類に無関係にほぼ一定の値をとり、その平均値は $0.022 \text{ kg} \cdot \text{sec} / \text{cm}^2$ であった。この値は土岐・石倉の求めた η_B の約 $1/4$ である。

(2) 動的剛性率 G_d と間ゲキ比 e 、拘束圧 σ との関係は次式で表わされる。

$$G_d = 2880 \exp(-1.534e) \sigma^{0.55}$$

(3) 静的剛性率 G_s と間ゲキ比 e 、拘束圧 σ との関係は次式で表わされる。

$$G_s = 2700 \exp(-1.502e) \sigma^{0.61}$$

(4) 砂の粒形の剛性率への影響に注目すると、角ばった砂は丸味を帯びた砂より、剛性率が大きい。

(5) 動的剛性率と静的剛性率との比は、 $0.9 \sim 1.35$ の間に分布し、一般に考えられている値より小さい。これは静的剛性率の測定の際、振り中心を規制するための装置に生ずる摩擦によって、静的剛性率は大きく、同じ理由により動的剛性率が小さく測定されたためと思われる。

(6) ポアソン比のばらつきは理解に苦しむ現象であるが、これはヒズミレベルの曲げおよび振り実験における不統一と、実験精度によるものと思われる。

6. あとがき

自由減衰振り振動による実験は、曲げ振動の成分が入り

やすいこと、ヒズミレベルは比較的一定に規制できるのに反し、衝撃的な振りモーメントの大きさを規定するのが困難なこと等がある、ポアソン比のような砂の変形特性を調べる場合には適当でないようである。今後、実験精度の向上および強制振り振動による実験等が興味のある問題となる。

この実験およびとりまとめに際して、北大工学部土木工学科、北郷教授から始終懇切な御助言を頂いた。記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- (1) 土岐祥介・石倉大幹：砂の動的弾性係数に関する実験的研究，土木学会年次学術講演会，第Ⅲ部門，1968，10月，pp5～8.
- (2) 1) に同じ
- (3) S. Kitago & F. Kizaki : The Measurement of Relative Density of Sand, A. S. T. M., Bulletin, No.248, 1960, pp36～40.
- (4) 1) に同じ
- (5) B. O. Hardin : The Nature of Damping in Sand, Proc. A. S. C. E., SM. 1, Jan., 1965, pp63～97.
- (6) 1) に同じ
- (7) 大原資生：数種の砂の動弾性係数と動内部摩擦係数，土木学会論文集，第58号，昭33，9月，pp82～85.
- (8) 1) に同じ
- (9) 7) に同じ
- (10) B. O. Hardin & F. E. Richart : Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Proc. A. S. C. E., SM.1, Jan., 1963, pp15～33.

乾燥砂の動的弾性係数におよぼす有効径、 および均等係数の影響について

正員 〇 齋 藤 和 彦*
佐久間 達 男**
正員 土 岐 祥 介***

1. ま え が き

砂が小振幅の正弦振動を行なっている時、広範囲の振動数に対してその挙動をあらわす力学的モデルとしては、ケルビン・フォークトモデルが比較的有効であることが確かめられている。本実験は乾燥砂の、応力-ヒズミ-時間の関係が、ケルビン・フォークトモデルで表わせると考えて、砂の粒径、均等係数、間ゲキ比および、供試体に加える拘束圧を変えて、砂の動的弾性係数におよぼす、これらの影響を実験的に調べたものである。実験ならびに解析は、砂

柱の自由振動数を測定することにより、ケルビン・フォークトモデルの各要素の値を求める土岐、石倉の方法によった。これまで、拘束圧、間ゲキ比、砂の種類についての実験結果が報告されているが、今回の実験は、砂の粒径と均等係数にその主眼をおいたものである。

2. 試料および実験ケース

2-1. 試 料

試料はすべて自然乾燥した湧払砂を用いた。試料は粒径

表-1 試料砂の物理的性質

砂 名	粒 径 (mm)	比 重	均 等 係 数	有 効 径 (mm)	室内実験による	
					最大間ゲキ比	最小間ゲキ比
No. 1	0.075~0.110	2.72	1.21	0.078	1.237	0.659
No. 2	0.110~0.149	2.97	1.17	0.114	1.134	0.672
No. 3	0.149~0.250	2.77	1.30	0.158	1.019	0.610
No. 4	0.250~0.350	2.77	1.17	0.260	1.007	0.640
No. 5	0.350~0.420	2.77	1.08	0.360	1.129	0.592
No. 6	0.420~0.590	2.77	1.18	0.440	1.076	0.618
No. 7	0.590~0.840	2.71	1.19	0.620	1.056	0.572
No. 8	0.840~1.410	2.71	1.32	0.890	1.006	0.355
No. 9	1.410~2.000	2.71	1.19	1.480	1.019	0.506

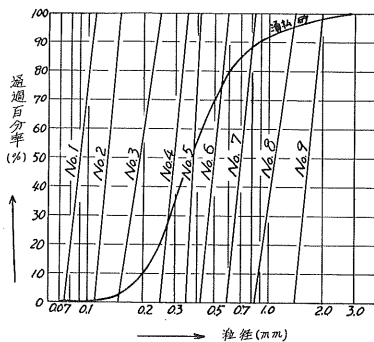


図-1 粒径加積曲線 (均等係数一定)

の影響をみるものと、均等係数の影響をみるためのものを用意し、前者は湧払砂をフルイわけ、図-1、表-1のようにNo. 1~No. 9まで9種類用意した。図-1は、粒径加積曲線を、フルイとフルイの間の粒径分布が直線であると仮定して引いたものである。試料No. 1の一部は、湧払砂を、乳ばちですりつぶしたものを(10%以下)混入した。

後者の均等係数に注目する試料は、図-2に示す粒度分布をもつものであり、有効径(D_{10})を一定とし、 D_{60} を変えて粒径加積曲線が直線であると仮定し、図-2から砂の配合割合を決定し、それぞれ5種類の均等係数の異なる試

*北大工学部大学院
**運輸省第三港湾建設局
***北大工学部土木教室 助教授 工修

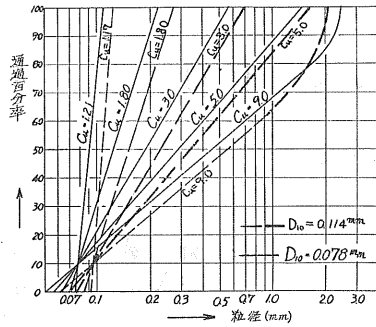


図-2 粒径加積曲線 (D_{10} 一定)

料を作った。図-3は最大間ゲキ比，最小間ゲキ比を示したもので，室内実験により，もっとも密な状態の間ゲキ比を最小間ゲキ比，もっともゆるい状態の間ゲキ比を最大間ゲキ比とした。表-2は試料砂の物理的性質を示している。

(a) $D_{10} = 0.114 \text{ mm}$

(b) $D_{10} = 0.078 \text{ mm}$

○は更攪を行った間ゲキ比 ($e = 0.679$)

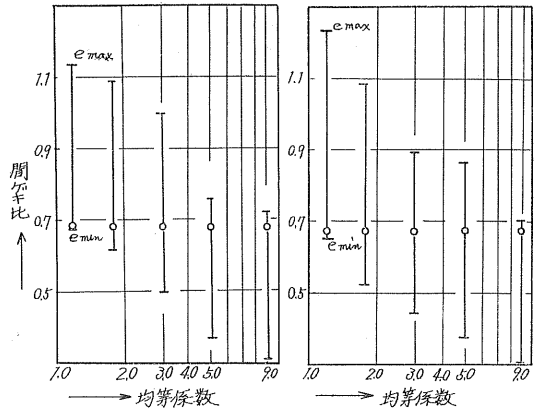


図-3 均等係数と間ゲキ比の関係

表-2 試料砂の物理的性質

($e = 0.679$)

有効径 0.078mm				有効径 0.114mm			
均等係数	比重	最大間ゲキ比	最小間ゲキ比	均等係数	比重	最大間ゲキ比	最小間ゲキ比
1.2	2.72	1.237	0.659	1.2	2.97	1.134	0.672
1.8	2.74	1.084	0.526	1.8	2.85	1.082	0.619
3.0	2.73	0.896	0.443	3.0	2.81	1.000	0.459
5.0	2.76	0.867	0.377	5.0	2.74	0.758	0.370
9.0	2.73	0.705	0.307	9.0	2.73	0.722	0.310

以上の各種の試料の素材である湧払砂は，石英粒が目立ち，黒色の頁岩の粒や安山岩の石基の他に，カンラン石，長石，角閃石が混入した砂である。顕微鏡により観察すると，粒形はほぼ同じであるが，粒径の大きなものの稜角は，小さなものよりもやや丸みを帯び，粒径の小さな試料は石英が他よりも少なかった。試料 No. 1～No. 3 までは，砂鉄が多かったので磁石でとり除いた。他の試料には磁石につく砂鉄はほとんどなかった。試料 No. 2は輝石がやや多く混入している，輝石の比重は3.2～3.6であり試料 No. 2の比重が高くなっている，実験結果のとりあつかいには注意をはらった。

2-2. 実験ケース

粒径の影響をみるための試料 No. 1～No. 9 までは，最大間ゲキ比，最小間ゲキ比を調査し，全試料について実験可能な間ゲキ比として，0.679，0.805，0.930の三種を採用した。そして，それぞれについて供試体に加える拘束圧を0.5，2.5kg/cm²とした。また粒径の影響をより確実に知るために，試料No. 1，3，5，7，9を間ゲキ比0.805，拘束圧5kg/cm²で実験した。つぎに均等係数の影響をみるために，粒度分布を人工的に決めた試料については以下の条件で実験を行なった。有効径(D_{10})0.114mmの試料は，間ゲキ

比0.679，供試体に加える拘束圧を0.5，2.5kg/cm²で，有効径(D_{10})0.078mmの試料は間ゲキ比0.679，拘束圧を0.25，0.5，1.0，2.5，5.0kg/cm²で実験した。供試体は全部で75本であった。

3. 実験方法と解析方法

3-1. 実験方法

圧縮空気により任意の拘束圧がかけられるセル中に，標準の高さ，直径をそれぞれ，160mm，50mmとする供試体を作製する。間ゲキ比を種々に変化させ，供試体の外側をうすいゴムのメンブレンでおおう。

供試体には，打撃による振動をおこさせる前に，実験を行なう拘束圧をかけ，2～3分放置したのち，拘束圧をぬきながら負圧をかけて自立させ，供試体の寸法を測定した。寸法は高さ4カ所，直径3カ所について互いに直角に6カ所測定し，その平均値を用いて間ゲキ比を計算した。測定の結果，供試体の密度が目標密度の±0.009g/cm³の誤差内にある場合は，供試体として採用した。供試体は，セル外部よりマグネットで作られる打撃装置により，上端のキャップを打撃され，非接触型振動計により波形をシンクロスコープ上にあらわし，カメラで撮影して，マイクロリーダーで読みとった。

3-2. 解析方法

応力 σ 、動的弾性係数 E_D 、ヒズミ ϵ 、粘性係数 η 、時間 t 、とすると、これらの間には

$$\sigma = E_D \cdot \epsilon + \eta \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \dots \dots \dots (1)$$

の関係が成立する。片持梁の上端のキャップに打撃が瞬間的に加えられた場合の自由振動の微分方程式は、図-4のような座標をとると(2)式であらわされる。

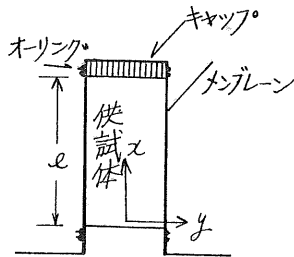


図-4 座標系

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{\eta}{E_D} \cdot \frac{\partial^5 y}{\partial t \partial x^4} - \frac{r \cdot A}{E_D \cdot I \cdot g} \frac{\partial y^2}{\partial t^2} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

ここで、断面積 A 、密度 r 、断面二次モーメント I 、重力加速度 g 、である。 $y=U \cdot T$ において、以下の4つの境界条件を用いて解く。

$$\left. \begin{array}{l} \text{(i)} \quad x=0 \quad y=0 \\ \text{(ii)} \quad x=0 \quad \frac{\partial y}{\partial x}=0 \\ \text{(iii)} \quad x=l \quad E_D I \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} = -\frac{W}{g} \omega^2 y \\ \text{(iv)} \quad x=l \quad E_D I \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

この場合、せん断力と回転慣性力の円振動数におよぼす影響は、エネルギー法により計算すると約3%であるから、これらを無視した。以上より(4)式を得た。

$$1 + \cosh ml \cdot \cos ml = \frac{mW}{rA} \{ \cosh ml \cdot \sin ml - \text{sinh} ml \cdot \cos ml \} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、キャップの重量 W 、円振動数 ω 、また m は振動数方程式の根である。(4)式から、図式解法により m を決めると、動的弾性係数 E_D と、粘性係数 η は、(5)(6)式で求めることができる。

$$E_D = \frac{\omega^2 \cdot r \cdot A}{m^4 \cdot I \cdot g} \dots \dots \dots (5)$$

$$\eta = \frac{2\lambda \cdot r \cdot A}{m^4 \cdot I \cdot g} \dots \dots \dots (6)$$

λ は時間減衰係数である。ここで ω 、および λ は写真-1にあらわされるようにシンクロスコープ上に画かれる振幅の時間に対する変化の記録を、マイクロリーダーでよみとることから求められる。 ω は、スポットの掃引速度と画面上の波長から簡単に求められる。 λ は写真-1のような自由減衰の形を指数関数と仮定すると、(7)式で表わされる。

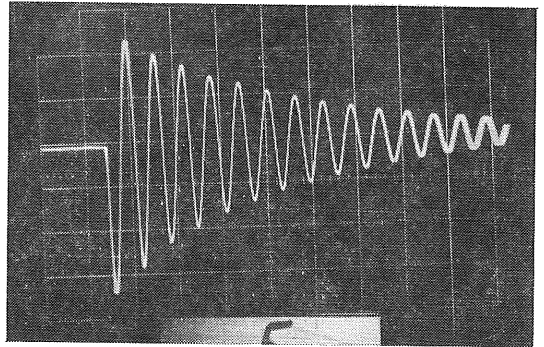


写真-1 シンクロスコープ上にあらわれた波形

$$X_m = X_0 e^{-\lambda t} \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 X_m は任意の時間における振幅、 X_0 は $t=0$ の時の振幅をあらわしている。写真-1の振幅の変化を連続した10~20波について測りとり、(7)式を、最小二乗法により計算し、 λ を求めた。

4. 動的実験結果とその考察

4-1. 打撃のくり返しが動的弾性係数におよぼす影響

供試体に打撃をあたえると、弾性的振動のほか供試体内に塑性流動が生じ、粒子の配列が変化し、それが動的弾性係数に影響するとしたら、1本の供試体に加える打撃の回数、すなわち、振動を測定する回数に制限を設けねばならない。

一般にゆるい砂に振動が加わると、間ゲキ比が小さくなることが知られている。そこで試料 No. 4 を用いて、間ゲキ比0.930、側圧0.5kg/cm²で15回打撃した。また試料 No. 6 については、間ゲキ比0.805、側圧2.5kg/cm²で26回打撃した。この結果を図-5に示す。

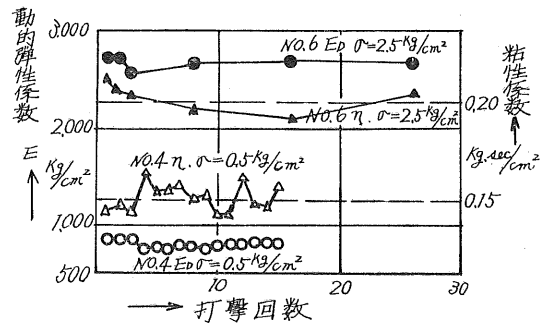


図-5 動的弾性係数および粘性係数と打撃回数との関係

図-5より、打撃回数は動的弾性係数に特に大きな影響をあたえていないことがわかる。本実験においては、1本の供試体を通常3回、また特別な場合でも12回しか打撃しないのであるから、打撃のくりかえしは、測定結果に、影響しないと考えてよい。

4-2. 粒径の影響

図-6は有効径と動的弾性係数の関係をあらわしたものである。表-1に示されているように、これらの試料は、

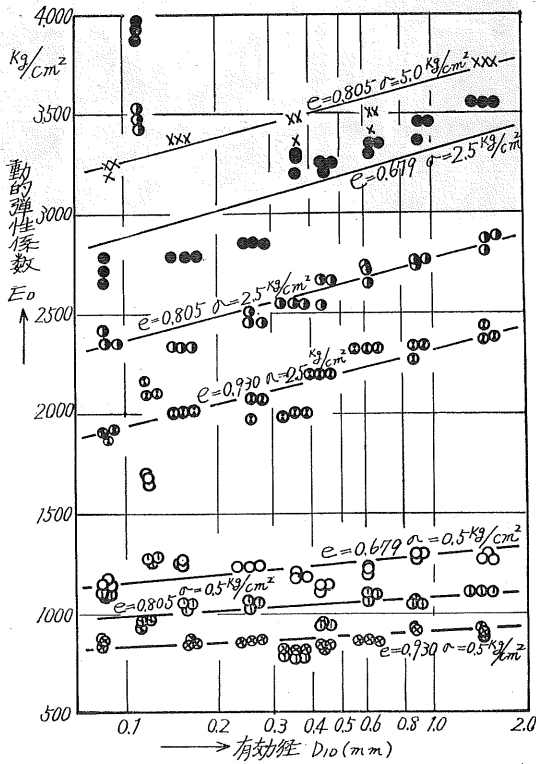


図-6 有効径と動的弾性係数の関係

比重、均等係数とも、ほぼ同じであり、均等係数の影響のない、有効径のみの影響があらわれていると見られる。この図によれば、有効径の増大にしたがい、動的弾性係数が増加している。また同じ拘束圧では、間ゲキ比に無関係にほぼ同一勾配で増加しているが、拘束圧が大きくなると、有効径の増加に対応する動的弾性係数の増加の割合が大きくなっているようにみえる。そこで拘束圧に無関係に、有効径の影響を調べるために、同じ間ゲキ比、同じ拘束圧をもつ、9種類の有効径についての試料の動的弾性係数の平均値を E_m 、1つの有効径で、同じ間ゲキ比、同じ拘束圧

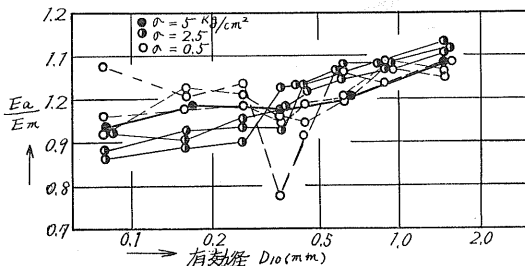


図-7 E_a/E_m と有効径および拘束圧の関係

の試料の動的弾性係数の平均値を E_a とし、 E_a/E_m と有効径の関係をプロットしたのが図-7である。図-7は、ほぼ同一勾配で動的弾性係数が増加している事を示している。この図では有効径が、0.1~1mmに増加すると、動的弾性係数は、拘束圧に無関係に約15~20%増加している。

ここで砂の強度および変形に関する研究のうち、砂粒子の粒径の影響について論じたものをいくつかあげてみると、次のようなものがある。一般に砂の弾性係数は、粒子の大きさ、および粒度分布には無関係であるとされていて我々の実験結果はこれに反している。ハーディン(Hardin, B.O.)⁴⁾らは、砕いた3種類の粒径のオタワ砂についての実験から、粒径の影響はないとしている。キルクパトリック(Kirkpatrick, W)⁵⁾はフルイ分けによって均等な粒径を有する砂を調製して、排水三軸圧縮試験を行なった。粒径は0.3~2.0 mmの間を6つに分け、各試料の最大および最小粒径の範囲は平均粒径(mean particle size)の±10%である。図-8はその試験結果で、粒径が大きくなるとせん断抵抗角 ϕ_a の値は小さくなっている事がわかる。図-9は図-8の試験結果にテーラー-ビショップ(Taylor-Bishop)のエ

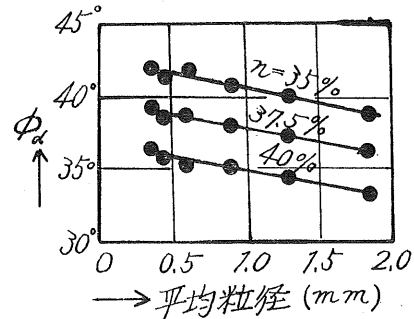


図-8 ϕ_a と平均粒径および間ゲキ率の関係(Kirkpatrick)

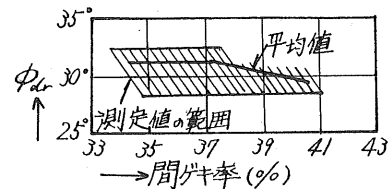


図-9 ϕ_{ar} と間ゲキ率の関係(Kirkpatrick)

ネルギー補正をほどこしたせん断抵抗角、 ϕ_{ar} の値である。このような補正を行なうと粒径および間ゲキ率の影響は現われない。エネルギー補正の大きさは、破壊時のダイレイタンシーの割合に比例するものであるが、キルクパトリックの上記の実験によれば、粒径の大きなものほどダイレイタンシーが小さくなっていた。このことから發揮される強度にしめるダイレイタンシー成分は粒径が小さくなると大きくなり、結果としてマサツ成分が粒径に無関係であると

結論している。一方、コルブスツェブスキー(Kolbuszewski, J.)らは、粒径0.48mm~0.86mmの比較的せまい範囲で粒度分布を変化させた砂についての実験では、キルクパトリックの結論とは全く逆に、粒径が大きくなるとセン断抵抗角 ϕ_a は大きくなったとしている。またコルブスツェブスキーらの行なった実験より得られた ϕ_a の値は、キルクパトリックの行なった実験より得られた ϕ_a よりも一般に大きな値であった。

飯田は粒径が砂の場合は0.3~1.17mm、鉛粒の場合は3~10.2mmの範囲であるそれぞれを、粒径を3~5段階に変えて、ねじり振動および縦振動より弾性波の伝播速度を求めた。これによると粒径の大きなものの弾性波の伝播速度はやや大きくなっている。

以上のべて来たことをまとめてみる。弾性波の伝播速度を測定した実験によると、ハーディンらは粒径は伝播速度にはほとんど影響を与えないといっているが、飯田の実験によると、砂、鉛粒子では粒径の大きなものの方が伝播速度が大きくなっている。一方セン断抵抗角 ϕ_a に関しては、キルクパトリックとコルブスツェブスキーで、結果は全く逆ではあるが、粒径が何らかの形で、土のセン断抵抗角 ϕ_a に影響をあたえることを認めた。

砂の強度および変形定数は、間ゲキ比、粒度組成の他に砂粒子の表面の粗さ、形状および鉱物組成に影響されるもので、粒径の影響を調べるためには、砂粒子の上記の条件が完全に同一で、粒径のみが異なる試料についての実験結果より判断されるべきである。他の研究者の研究結果および我々の実験結果より考えて、砂の粒径は砂の変形定数になんらかの影響をあたえていると考えてよいであろうが、現在のところ、定性的な議論の段階である。

キルクパトリックの考えを用いて、図-6の結果を説明すると次のようになる。砂に瞬間的に衝撃のような力が加

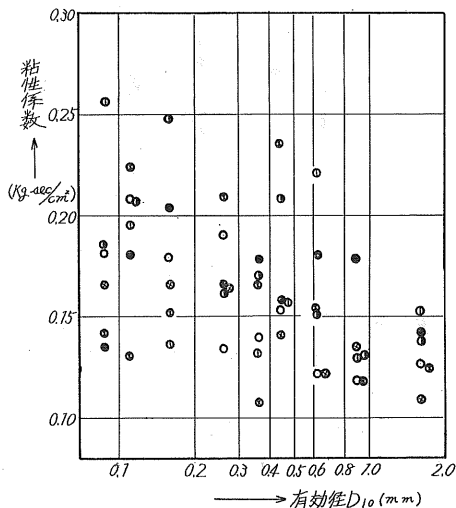


図-10 有効径と粘性係数の関係

わった場合、砂の強度中にしめるダイレイタンシー成分は、三軸圧縮試験を行なうさいのように、ゆるやかに荷重が加わる場合とその挙動が異なり、粒径が大きくなると大きくなり、結果として動的弾性係数は粒径が大きくなると大きくなったものである。

急速に荷重が加わる場合の、強度にしめるダイレイタンシー成分の挙動についての関係は興味ある問題である。

次は粒径と粘性係数の関係について調べる。図-10はこの関係を示している。粘性係数は測定誤差も大きい、グラフより、0.1~0.25kg·sec/cm²の間にバラついていて、グラフより一定の関係をみる事は困難であるが、有効径が大きくなると粘性係数は小さくなる傾向がありそうである。最右端の試料 No. 9 の粘性係数は、最左端の約60%の大きさであった。

4-3. 均等係数および相対密度の影響

一般に砂は均等係数が大きくなれば、よい配合状態であり、強度は大きくなるといわれている。そこで均等係数の影響をみるために、間ゲキ比(0.679)一定で、均等係数の異なる試料を調製し、実験を行なった。

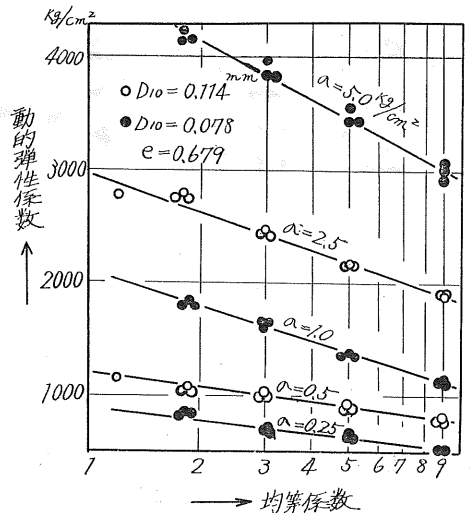


図-11 均等係数と動的弾性係数の関係

図-11に均等係数と動的弾性係数の関係を示す。両者は半対数紙上で直線関係にあり、均等係数が1.2~9.0に変化すると動的弾性係数は50~80%減少している。しかしこれらは、各試料の間ゲキ比(0.679)一定で行なった実験結果であり、各試料の相対密度は異なっている。図-3に示すように均等係数が大きくなると e_{max} 、 e_{min} はそれぞれ小さくなり、相対密度も小さくなっている。また本実験が行なわれた間ゲキ比(0.679)は均等係数が小なときは、 e_{max} 近くであり、大きなときは、 e_{min} 近くであった。このことより、均等係数の大きなとき、動的弾性係数が小さくなったのは、相対密度が小さかったためと思われる。よってこの

2) 瞬間的に荷重が作用する場合のダイレイテーション成分とマサツ成分の挙動を明らかにしなければ、粒径と動的弾性係数の関係を十分説明する事はできない。

3) 動的弾性係数と均等係数の関係は、間ゲキ比一定とした実験のみしか行なわなかったのをこれを十分明らかにすることはできなかった。この関係を求めるためには、相対密度を一定とした、均等係数の異なる供試体で実験を行わねばならない。

4) 相対密度と動的弾性係数との間には $E_D = a_2 D_r + b_2$ の関係があり、勾配 a_2 は約 2,000~600 で、拘束圧の減少とともに小さくなった。 b_2 の値は約 400 から 2,900 の範囲であった。(図-12)

5) 測定上の問題から粘性係数と間ゲキ比、粒径、均等係数、相対密度のあいだで特定の関係をみつけることができなかった。

この研究の概要は、昭和44年9月土木学会第24回学術講演会で発表されており、以上はその詳報である。実験は、斎藤、佐久間の卒業論文として、土岐の指導の下に行なわれたもので、実験結果の解析ならびに総括について、北大工学部の北郷教授の御助言を得た。実験器具の操作ならびに、結果の解析その他細部にいたるまで相談にのっていただいた、中村助手、当時大学院生の竹中氏(現清水建設KK)ならびに、この実験の基礎を固めた石倉氏(現日本舗道KK)に謝意を表します。

参考文献

- 1) 石倉大幹：砂の2, 3の動的性質に関する基礎的研究
北大大学院修士課程修士論文 1967
- 2) 土岐, 石倉：砂の動的弾性係数に関する実験的研究
第23回土木学会学術講演会, 第Ⅲ部門
昭和43年10月
- 3) 1), 2)に同じ
- 4) Hardin, B.O. Richart, F.E. : Elastic wave velocities
in granular soils. Proc.
A.S.C.E. S.M.1, 1963
- 5) Kirkpatrick, W. : Effects of grain size and grading
on shearing behaviour of granular
material. 6th Int. Conf. on S.M.F.E
1965
- 6) Kolbuszewski, J. and Frederic, M.R.
: The significance of particle shape and size
on the mechanical behaviour of granular
materials.
European conference on S.M.F.E
(Wiesbaden) Sec. 4
- 7) K.Iida : Velocity of Elastic Waves in a granular
substance. E. R.I. Tokyo Univ. Vol. XVII
1939
- 8) 1), 2), に同じ
- 9) 1), 2), に同じ

振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について

正員○土岐 祥介*
〃 鈴木 輝之**
〃 北郷 繁***

1. 概 説

土の動的性質は、振動あるいは衝撃的外力を受ける基礎や土構造物の設計に重要な要素である。特に、近年地震時の土圧の計算、斜面の安定の解析に、これまで使用されて来た動的外力を静的な力におきかえるいわゆる震度法がある程度問題視されて来ており、構造物の動的解析が普及するに従い、これまでより以上に土の動的性質の研究の意義がみとめられて来た。たとえば地震時のように、外力が毎秒数サイクルという早さでその向きを変えるとき、よう壁のうら込めが外力の変化に応じて塑性平衡状態にただちになるということにはやや問題がありそうで、慣用されて来た地震時土圧の考えは、修正するべきであるといわれている。すなわち、静的条件下の土の強度でなくて、地震時の土の強度を用いて土圧等の計算を行うべきであるということである。

土の動的強度は、これまでその主たる対象に応じていろいろの面から研究が進められており、どのような状態での土の強度を求めたかによりその表現の仕方も異なり、これが土の動的強度である、といえるような定義すら、まだはっきりしていない。土の動的強度に関するこれまでの研究をごく大ざっぱに分けてみるとつぎのようになると思われる。

- 1) セン断試験中の供試体に振動をあたえ、振動加速度と土のセン断強さの関係を求めたもの。
- 2) 通常のセン断試験の数千ないし数万分の一の時間で供試体を破壊するような高速載荷時の強度を求めたもの。
- 3) 供試体にあらかじめその供試体の強度より小さい荷重がある条件のもとでくり返し加えて前処理を行い、それによる強度の変化を求めたもの。
- 4) 供試体に一定周期で載荷される荷重の大きさを増加して行き、破壊時の荷重強度から動的強度を求めたもの。
- 5) 飽和砂の液状化をみつかったもの。

以上の各強度は、それぞれある動的外力の条件を実験室内で模型的に再現したもので、対応する事象に対しては適切な資料となり得るが、他に対してそううまく行かず、セ

ン断試験中の供試体に200galの振動をあたえたさいの強度を、直ちに水平震度 $K_H=0.2$ の地震時の土構造物の設計に用いて良いという保証はないのである。今回の実験は地震時の砂の内部まさつ角を対象としたもので、振動三軸圧縮試験機により $2H\beta$ (C. P. S) の周期で載荷されたさいの乾燥砂の強度を求め、静的強度と比較し、さらに動的変形についてもふれたものである。

2. 実験装置の概要および試料

2-1. 振動三軸圧縮試験機の概要

図-1は、装置の各要素の連結関係を図示したもので、その主要部の仕様はつぎのようなものである。

1) 三軸載荷部

供試体寸法：50φ×120mm

静的および動的軸圧負荷機構

：ベロフラムシリンダー型ピストン、
最大軸荷重、700kg, 200kg 各一台

圧力セル：透明アクリル樹脂シリンダー (155φ×
8φ×250φ) を三本の金属ベルトで補強・
最大耐圧約20kg/cm²

2) 載荷圧発生部

静的側圧：コンプレッサーよりの空気圧を油圧に変換して蓄圧、最大10kg/cm²。

動的軸圧および側圧発生バルセーター

：独立したモーターとカム機構による。動的軸圧の最大約300kg、動的側圧の最大約15kg/cm² (いずれも $2H\beta$)、周波数は、
0.5~5Hz間、連続可変。

位相変換クラッチ

：動的軸圧および動的側圧を同周期で、0°
90°、180°の位相差で負荷することができ、クラッチを切ると、軸圧、側圧をそれぞれ別の周波数で負荷できる。

逆止弁：蓄圧タンクよりの静圧と動圧の合成のさい、動圧が蓄圧タンクに逆流するのを防

*北海道大学工学部土木工学科 助教授 工修
**北海道大学工学部土木工学科 大学院学生
***北海道大学工学部土木工学科 教授 工博

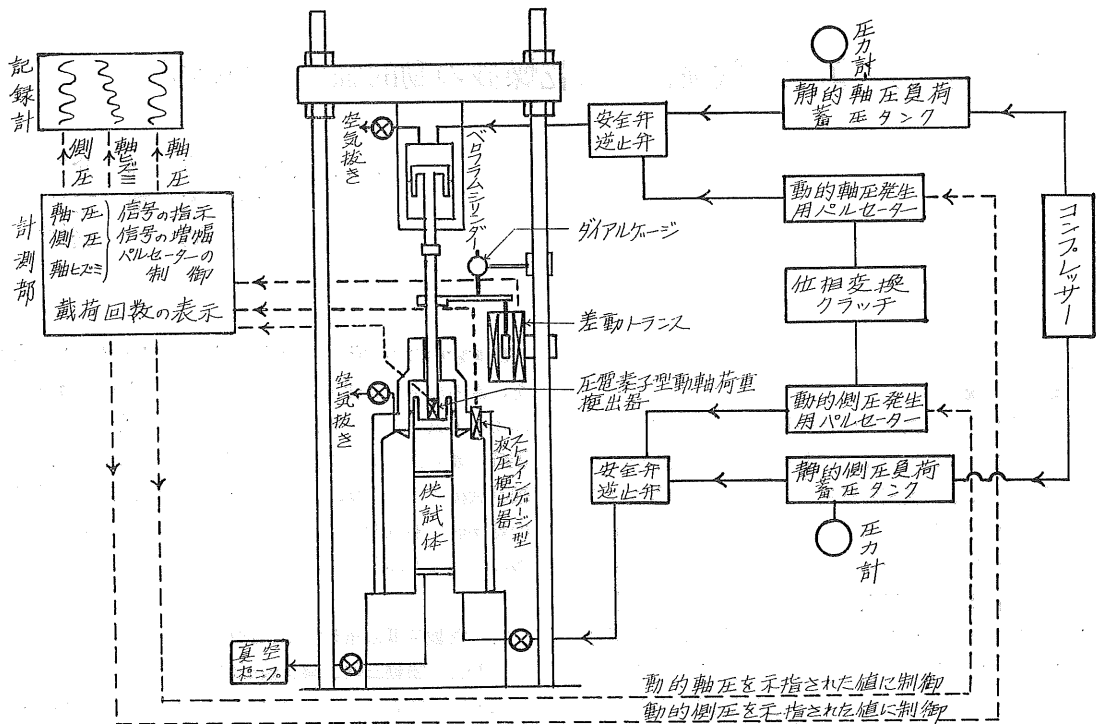


図-1 振動三軸圧縮試験機の系統図

止する。

3) 記録・制御部

軸圧、側圧：メーターリレーにより動圧のみが指示される。動圧はメーターリレー内の光電管により任意のレベルに各別に設定され、発生動圧の設定圧からの偏倚は、制御部が自動的にパルセーターを駆動し設定動圧に復元する。

軸ヒズミ：差動トランスの信号をメーターに指示する。

負荷回数：光電管により、軸圧、側圧の負荷回数がカウンターに表示される。

記録計：軸圧、側圧、軸ヒズミが電磁オシログラフ上に記録される。

2-2. 実験に用いた試料

実験は気乾状態の豊浦標準砂を用いた。豊浦砂は石英質の比較的均一粒径の粒子からなっており、国内の各研究機関でも使用しているので、研究結果の比較検討上好都合である。物理的性質を表-1に示す。

実験は、供試体の初期間ゲキ比を静的実験では7種に、動的実験では4種に変えて行なった。

3. 実験方法

3-1. 土体に作用する地震時の応力とその模型化

表-1 豊浦砂の物理的性質

比重	G	2.65
10%径	D_{10}	0.17 mm
30%径	D_{30}	0.205 mm
60%径	D_{60}	0.22 mm
均等係数	C_u	1.62
曲率係数		1.124
最大間ゲキ比 e_{max}		1.014
最小間ゲキ比 e_{min}		0.668
粒形		やや角ばっているが細長ではない

地震時に土に負荷される動的応力は、常態時に土中に発生している応力、地表面の形状、地表面上の載荷の有無等の影響もあって簡単には求められない。これまでいくつかの模型化が試みられているが、リー (Lee, K. L.)¹⁾ ちは図-2に示すような場合、土の要素に作用する最大および最小主応力を、地震力 $K \cdot W$ が斜面の外側あるいは内側に向いているときそれぞれ、 σ_{10} 、 σ_{30} 、 σ_{1i} 、 σ_{3i} とすると、地震

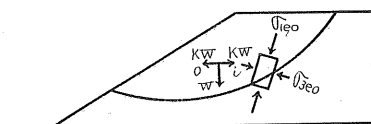


図-2 築堤中の土要素に作用する地震時の応力 (Lee)

時に発生する動的軸差応力は、次式で表わされる動圧 σ_{av} を σ_1 方向に増減させることによって、試験機内で再現できるとした。

$$\sigma_{av} = \frac{1}{2} \{ (\sigma_{10} - \sigma_{30}) - (\sigma_{1t} - \sigma_{3t}) \} \dots \dots \dots (1)$$

市原²⁾ は地表面が水平と β かたむいた斜面の、地表面と平行な深さ Z の平面に作用する地震時の応力を表わすモールの応力円は、図-3 のようになることを示した。柴田³⁾ はたとえばティンメルマン (Timmerman, D. H.)⁴⁾ らが示したような、地震時における動的軸差応力が発生するとし、これを直ちに軸力に増減させる方法、あるいは、側圧、および軸圧を同時に同じ値だけ増減させて限界状態をみつめようとする方法の欠点を指摘し、市原の示したモールの円で示される応力状態を、 σ_1, σ_3 を同位相でそれぞれ別個に増減させることにより作り出した。シード (Seed, H. B.)⁵⁾ は地震時に土の要素は主として下から伝播して来るセン断波によって変形を受けると仮定し、図-4 に示すように、セン断力の方向が正負交互に変わるような応力状態を三軸圧縮試験機内の供試体中に再現した。このさい、地表面が水平であれば、セン断応力の作用する面に直角な応力 σ は、一定としても実際とあまりかけはなれないとした。

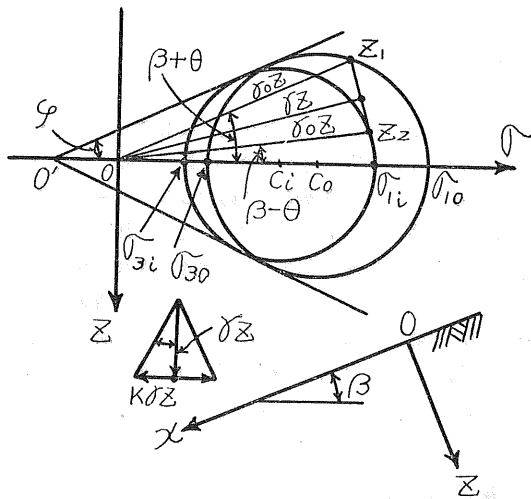


図-3 地震時に斜面と平行な面に作用する応力 (市原)

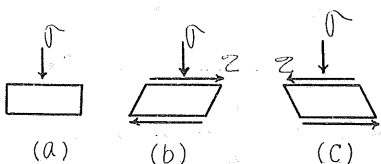


図-4 地表面が水平な地盤中の土要素に作用する理想化された応力 (Seed)

3-2. 本実験の載荷方法

前節のシード (Seed, H. B.) の考えた応力状態は、軸力 σ_1 、および側圧 σ_3 に、 180° の位相差で同じ大きさの動圧 $\Delta\sigma$ が交互に増減されている供試体内の、主応力面と 45° をなす面で再現されている。彼の実験は飽和土を用いており、その際発生する間ゲキ水圧をたくみに利用して行なわれたものであるが、乾燥砂にこの方法を用いることは出来ない。今回の実験に用いた振動三軸圧縮試験機は、静的軸圧および静的側圧、 σ_{1s}, σ_{3s} に、それぞれ全く独立して動圧を、 180° の位相差で加減出来るので、図-5 (a) に示す載荷法を採用した。

簡単にこれを説明すると、まず供試体に静的に σ_1 および σ_3 の方向に同じ圧力 σ_{3s} を負荷する。つぎに予想される破壊荷重の約 0.5 程度の動的荷重 σ_D を σ_1 および σ_3 方向に 180° の位相差で負荷する。本実験において σ_D は地震時を想定して $2H_z$ の周波数で負荷した。500回載荷後、供試体が破壊にいたらない場合、 σ_{3s} をそのままの大きさにして、 σ_D を一段階増加する。このようにして σ_D は σ_{D1} から破壊にいたるまで逐次増加される。図-5 (b) の一つの円は各段階毎の動的応力が最大に達したときのモールの応力円を示すものであって、同図において $\sigma_D = \sigma_{D3}$ で破壊がおこったなら、 $OM \sim OM'$ が砂の動的破壊包絡線であり、 $\angle MOI''$ を一応動的の内部まさつ角と名付ることにした。

供試体中の応力を考えてみると、図-5 (c) に示すように最大主応力の方向が交換され、合応力の傾角が最大となる面 (図の I, II 面、破壊時には破壊面となる) の方向も時間とともに交換されるが、同図の (1), (2) の応力状態における I, II 面に作用する応力は、モールの応力円の原理から、ともに図-5 (d) の M_1, N_2 のあいだを往復することがわかる。図-5 (c) の (1) および (2) の応力状態に対応するポールはそれぞれ図-5 (d) の III および I である。ただし、(1) の応力状態のさい、I 面に作用する応力は M_1 であらわされ、その瞬間における II 面に作用する応力は N_2 であらわされる。いま、I II 面で破壊がおこった場合を考えると、これらの面と $(90^\circ - \phi)$ の傾きをなすもう一組の破壊面に作用する応力は、 N_1, M_2 間を往復する。また、時間とともにモールの応力円の半径は 0 から $\sigma_{Df}/2$ の間を $4H_z$ の振動数で変化し、図-5 (d) の p, q, r のようにその大きさを変える。すなわち、図-5 (c) の (1) の応力状態の I 面上では、 $\sigma_D = \sigma_{Df}$ のとき最大傾角が $\angle M_1OI$ と $\angle N_2OI$ の間で周期的に増減し、合成応力も $\overline{M_1O}$ と $\overline{N_2O}$ の間で変化する。柴田の方法は、供試体の破壊時の定義が明確であり、かつ動員された内部まさつ角を合成振動応力の傾きに一致させたという点で画期的であるが、動的極限状態において、土要素は動的外力の一周期のあいだ常に極限状態にあることになる。セン断応力の方向が交番するなら図-5 (d) に示すように動的軸差応力が 0 になるときがあるはず

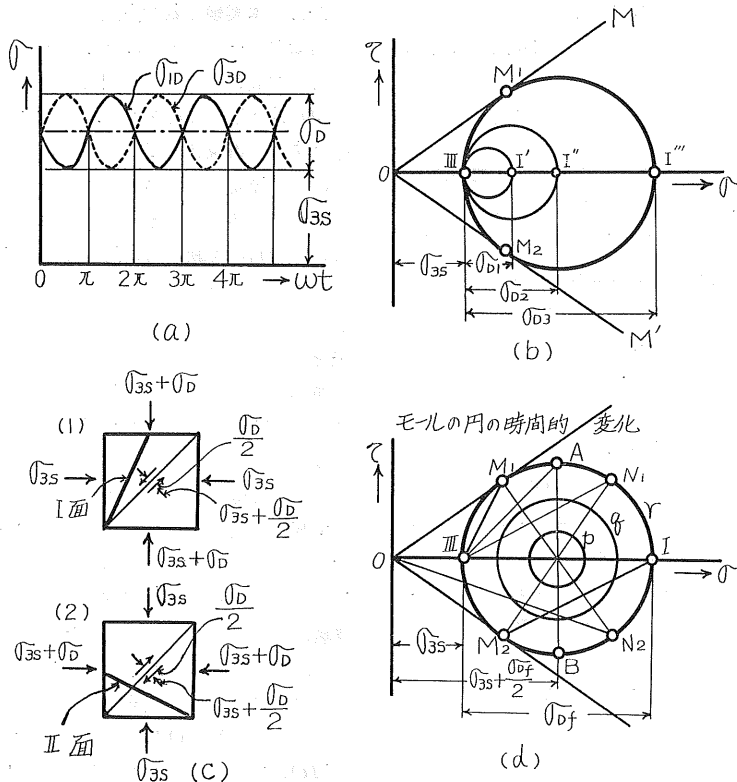


図-5 荷重方法と供試体に発生する応力

で、そのような応力状態を、いわゆる応力制御法に近い形で加えたことと、供試体内のせん断力の方向を実際の地盤中でそうであるように交番させたことに今回の実験方法の特色があると思われる。

動的実験と比較のため行なった静的三軸圧縮試験は、応力制御法で行ない、また供試体端面に働くまきつ力の影響をのぞくため、動的および静的実験において、供試体キャップおよびベDESTALは、最小限の寸法でうめ込まれたポーラストン部以外は、滑らかなステンレス鋼面となっており、シリコングリスを塗布して潤滑されている。

4. 実験結果とその考察

4-1. 動的荷重による間ゲキ比の変化

砂の強度がその間ゲキ比と密接な関係がある以上、まず動的荷重の間ゲキ比の変化におよぼす影響を知る必要がある。図-6は、側圧による拘束圧、 $\sigma_{3s} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、および 3.0 kg/cm^2 のもとで、供試体が破壊にいたるまで σ_D (図-5(b)参照) を増加させたさいの間ゲキ比の変化を示したものである。図中に示されている静的荷重によるさいの間ゲキ比の変化は、 σ_D に対応する $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})$ についてプロットされたものであるが、これと比較すると、初期間ゲキ比が同じであっても、拘束圧、あるいは静的、動的荷重の別による間ゲキ

比の変化の様子の違いは、かなり大きなものであることがわかる。初期間ゲキ比が動的実験では最大と最小で約55%の差であったものが、破壊時では約13%の差に減少しており、破壊時の間ゲキ比の差が供試体相互でそれほど大きくなかったことは、今後の検討のさい考慮に入れられるべきである。図-6において、間ゲキ比 e は、 σ_D の増加にしたがってほぼ直線的に減少しているのを、この勾配を図上より求め、初期間ゲキ比 e_0 の減少率と σ_D の増加の割合、

$\frac{de}{e_0} / \Delta\sigma_D$ を計算して e_0 に対しプロットしたのが図-7で

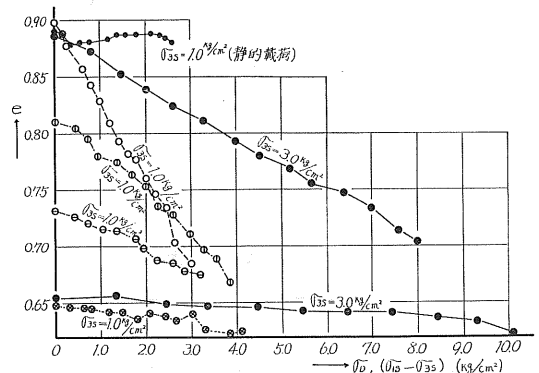


図-6 動的荷重による間ゲキ比の変化(その1)

ある。このデータは、 σ_D を一段階増加させ、所定の動圧を載荷後、供試体中に負圧をかけて自立させ、圧縮室のセルをとりはずし、 $\frac{1}{2}0\text{mm}$ よみのノギスで供試体の寸法を測定して得たものである。各 σ_D 段階毎の供試体の半径方向ヒズミ ϵ_r と軸方向ヒズミ ϵ_z は、図-8に示すようにほぼ一致している。このことから、今回のような載荷法によった場合、体積変化は三軸的に等方圧縮された場合と同じ変形をしていることが判明し、間ゲキ比の変化も、軸方向ヒズミのみの測定からそのおおよそを推定出来ることがわかった。ただしこれ等の値は、 σ_D を500回載荷したさいのヒズミあるいは間ゲキ比の変化であって、必ずしもある σ_D に対する終局的ヒズミではなく、間ゲキ比の大きなものほどヒズミの進行が長く続く傾向があるので、そのような意味であり厳密なものではない。ヒズミの載荷回数による変化については、変形係数の変化と関連して次節でべる。

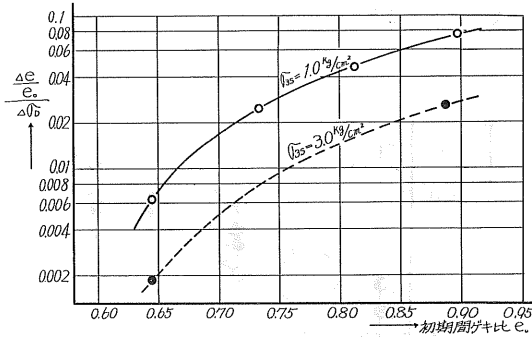


図-7 動的載荷による間ゲキ比の変化(その2)

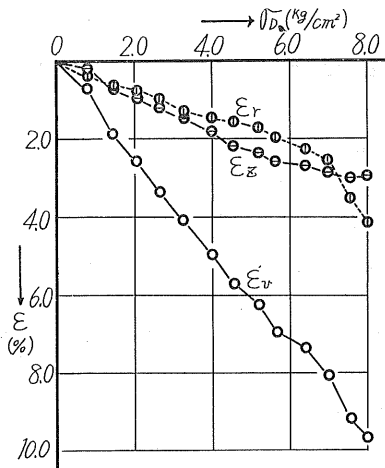


図-8 ϵ_z と ϵ_r の関係

4-2. 動的変形係数

供試体に一定拘束圧 σ_{3s} を加え、 σ_D を増加して行くと、図-9(a)に示すような等方的圧縮ヒズミ $\epsilon_z = \epsilon_r$ と、 σ_D の方向の交換にしたがってその方向も変わる動的ヒズミ ϵ_D が

生ずる。 ϵ_D の大きさは、載荷回数とともに図-9(b)に示されるように変化するが、本実験では載荷回数を500回に規定したので、このときの ϵ_D と σ_D で結果が整理されている。

今 σ_D と σ_D による動的ヒズミ ϵ_D (ϵ_D がわずかにしめ固めによる永久変形を含んでいることは、図-9(b)よりわかる)の比を動的変形係数 E_D とした。500回載荷時の E_D を250回載荷時の値と比較しその増加率 R をもとめたものが図-10である。ここで R は、250回載荷後の E_D (E_{D250})に対する500回載荷後の E_D (E_{D500})の増分を、 E_{D250} で割ったものである。 σ_D の小さな前期、破壊直前の大きな σ_D が載荷されている後期、さらにその中間の三段階について R が計算されているが、図-10によると、間ゲキ比の小さなもの、 σ_{3s} の大きなもの、動的応力レベル σ_D の小さなものほど増加の割合が小さく、 σ_{3s} の小さなもの、間ゲキ比の大きなもの、 σ_D の大きなものほど動的変形係数の増加が長時間にわたって続いていることがわかる。

一定の動的応力をくり返し載荷したさいの、今回求めた

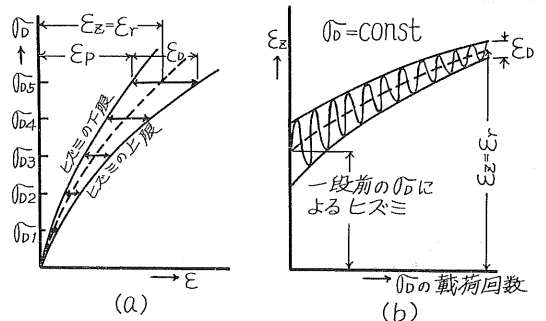


図-9 動荷重と動ヒズミの関係

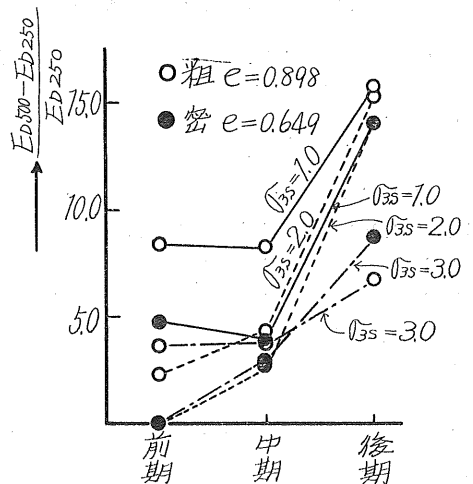


図-10 載荷回数による動的変形係数の変化(250回~500回)

ものと同じ意味での動的変形係数の変化に関する研究は、粘性土、シルトについていくつか報告⁶⁾されているが、乾燥砂についてはまだ発表されていないようである。河上、小川⁷⁾の実験は、締固めたロームについてのものであるが、 E_D は載荷回数とともに次第に増加し、10万回載荷後もまだ増加を続けていて、1万~10万回載荷の間で急激な E_D の増加がみられるといっている。しかし、この結論はこれを導くための図の表わし方に問題があるように思われる。我々の実験でも E_D は載荷回数とともに増加を続けているが、 E_D をいかなる条件で規定するかはきわめて困難な問題であり、これは当然土の動的強度を定義する上にも重要な問題とならざるを得ない。

図-11は、 σ_D 500回載荷時の E_D を示したものである。間ゲキ比の小さなもの、 σ_{3s} の大きなものの方が E_D の大きいのは当然として、 $\sigma_{3s}=4\text{kg/cm}^2$ の場合、 E_D は破壊に近づくにしたがってやや増加の傾向があり、 $\sigma_{3s}=1.0\text{kg/cm}^2$ の場合は逆にやや減少していることと比べて興味がある。図-11には示されていないが、 $\sigma_{3s}=2.0\text{kg/cm}^2$ ではやや下がりきみで、 $\sigma_{3s}=3.0\text{kg/cm}^2$ では、破壊に近づくにつれむしろ増加している。

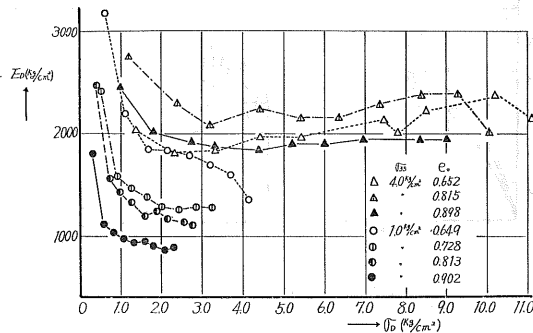


図-11 E_D と σ_D 関係(500回載荷)

この事実の理由づけとしては、まず、 σ_D が小さいときは、応力~ヒズミ曲線のごく初期の部分の E_D を求めていることになるので E_D が大きくなっていることがわかる。つぎに、 σ_{3s} が大きいと、破壊時の σ_D が大きいので、(1) σ_D の増大にしたがって供試体の締固め作用が進行し、間ゲキ比がこれにしたがって減少すること、(2) σ_D が大きくなるにしたがって平均主応力も増大し、間ゲキ比の減少を招くことなどが考えられる。ところが、図-6によると、破壊時の間ゲキ比は σ_{3s} と特にはっきりとした関係があるとはみとめられないので(1)は説明の理由として不充分である。また、図-5(a)より明らかなように、 σ_D 1サイクル載荷中の平均主応力 σ_{av} は、 $\sigma_{3s} + \frac{1}{2}\sigma_D$ であるが、 σ_D が最大のとき、最小主応力は σ_{3s} であり、これまでの研究^{8) 9)}で、ある軸差応力のときの変形係数は最小主応力 σ_{3s} と明確な関係のあることがみとめられているので、(2)も納得できる説明と

はなり得ない。 σ_D が大きいと、 σ_D の締固め作用による間ゲキ比の減少のほか平均主応力の増加による等方的圧縮があるが、この影響¹⁰⁾は、図-6の値と比べてかなり小さなもので、このことも説明となり得ない。これを要するに、この実験で得られた事実、すなわち σ_D が3~4 kg/cm^2 以上に増加すると E_D が次第に増加するということは、既往のデータにてらしても、その原因をはっきりさせることはできなかった。今後の問題である。

図-12は、 $\sigma_D=2.5\text{kg/cm}^2$ を500回載荷したさいの E_D と σ_{3s} との関係を示したものである。 E_D と間ゲキ比の関係がやや不規則となっているが、 $e_0=0.898$ および0.815では E_D と σ_{3s} の関係が両対数紙上で直線となり、これまでの多くの研究と一致している。この結果を筆者らのこれまでの報告¹¹⁾¹²⁾と比較してみる。静的くり返し載荷時の変形係数 E_{SR} 、振動実験より求めた動的変形係数 E_{DV} と、初期間ゲキ比 e_0 および σ_{3s} との関係は、豊浦砂の場合、実験式(2)、(3)で表わされることがわかっている。

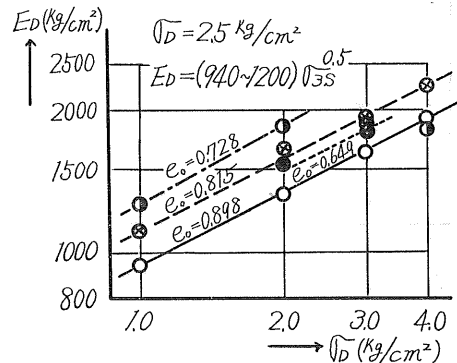


図-12 E_D と σ_{3s} の関係(500回載荷)

$$E_{SR} = (2550 - 1670 e_0) \sigma_{3s}^{0.55} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(2)$$

$$E_{DV} = (3070 - 1950 e_0) \sigma_{3s}^{0.59} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(3)$$

$e_0=0.855$ を(2)、(3)式に代入すると

$$E_{SR} = 1120 \sigma_{3s}^{0.55} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(2)'$$

$$E_{DV} = 1400 \sigma_{3s}^{0.59} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(3)'$$

となる。図-12によると、 $e_0=0.855$ に対する E_D と σ_{3s} の関係は、

$$E_D = 1030 \sigma_{3s}^{0.50} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(4)$$

となり、地震を想定した、2~4 Hz 程度の周波数での動的変形係数 E_D は、振動数、ヒズミレベルの相当異なる振動実験から求めた E_{DV} とあまり一致しないが、今回の実験とヒズミレベル(約0.1~0.3%)の等しい静的くり返し載荷実験より得た値、 E_{SR} とよく一致しており、静的くり返し載荷試験のこの種の問題への適用に対する、一つの目安ともなると思われる。

4-3. 動的内部まさつ角

まえにのべたように、土の動的強度の定義がまだあまりはっきりしていないのであるから、動的内部まさつ角という術語も明確なものでない。それで以下において動的内部まさつ角 ϕ_D を、ある σ_{3s} のもとで、 σ_D が σ_{Dr} (図-5(d)参照)の大きさになったとき破壊がおきたとすると、このときのモールの応力円の包絡線の勾配を、動的内部まさつ角 ϕ_D と定義する。

図-13は、破壊時の動的応力 σ_{Dr} と、静的三軸圧縮試験の結果から得た破壊時の軸差応力 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_f$ の比を示したものである。初期間ゲキ比 e_0 の大きなもので約8%, 小さなもので約20~30%, σ_D の方が大きくなっている。 σ_{3s} の大きなものほど静動時の強度の差が小さいようであるが、 $\sigma_{3s}=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 4点中、2点がこの傾向に反して、 σ_{3s} の大きさと動的条件下での強度増加との関係については疑問が残る。図-14は、柴田¹³⁾等の実験結果であるが、動態時の最大主応力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{d \max}$ と静態時の最大主応力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{s \max}$ が比較されている。この実験法が、筆者等のものと最も異なる点は、動員される内部まさつ角の時間的変化の有無であるが、結果は大きく違って来ており、図-14では、動態時の最大主応力比が静態時より最大30%も小さく

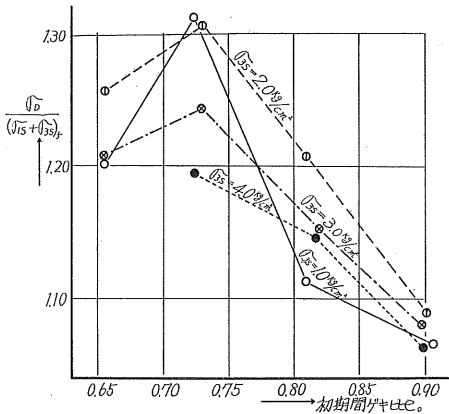


図-13 動的および静的軸差応力の比較

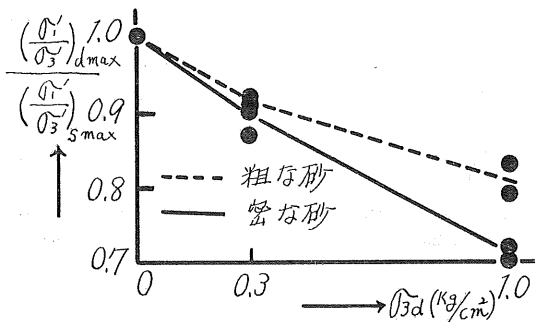


図-14 動的および静的最大主応力比の比較 (柴田, 行友)

なっており、さらに初期間ゲキ比の大きなものほど、静・動の差が大きく、図-13と逆の結果が出ている。図-14において、動的側圧 σ_{3d} (本実験では $\sigma_{3d}=\sigma_{1d}=\sigma_D$)の大きなものほど強度比が小さくなっているが、図-13を図-14と同じ表現に書き変えても、 σ_D の強度比にあたる影響はみとめられなかった。

たびたび問題になった一荷重段階の載荷回数の影響をしらべるために、 $\sigma_{3s}=1.0 \text{ kg/cm}^2$, $e_0=0.816$ の供試体について、各荷重3000回載荷、および毎分1%程度の軸方向ヒズミが生ずる速さで σ_D を連続的に増加させる2種類の実験を行ない、その結果を図-15に示した。予想されるように、載荷方法により σ_{Dr} , e_{Dr} は全くことなり、500回および、3000回載荷の σ_{Dr} から、粘着力がないものとして ϕ_D を計算すると、それぞれ30°および43°となり、 σ_D を連続的に

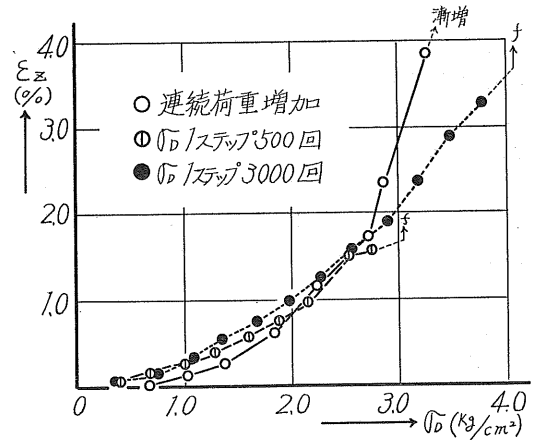


図-15 載荷回数の影響

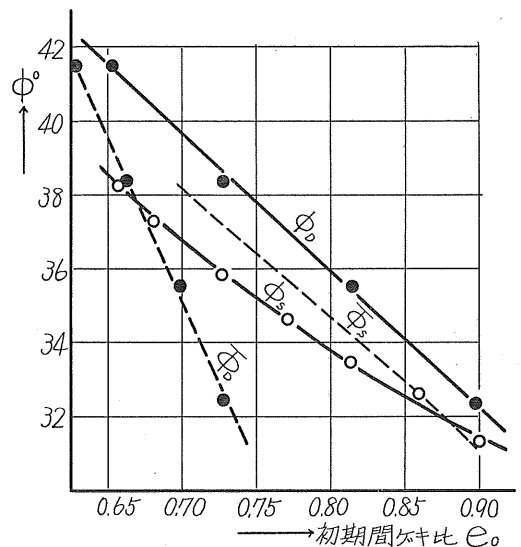


図-16 静的および動的内部まさつ角の比較

増加させた場合は、さらに σ_{Dr} が増加しており、明確な破壊点を見出すことができないという結果を得た。これだけの結果から結論らしいことはいえないので、載荷方法の影響については、今後研究を続けて行きたいと思っている。

ϕ_D と静的内部マサツ角 ϕ_s を初期間ゲキ比に対し角度でプロットしたものが図-16 である。両者とも初期間ゲキ比の減少にしたがい、ごくゆるやかなカーブで増加している。 ϕ_D と ϕ_s の差は、初期間ゲキ比 e_0 の大きい所で約 1° 、小さい所で約 3° であり、 ϕ_D の方が大きい、実用上ほぼ等しいとしても良い程度の差である。なお、 ϕ_D 、 ϕ_s は、4本の供試体の試験結果を最小二乗法で計算したものであるが、モールの円の包絡線を、機械的に引いて求めた結果とほとんど同じであった。 ϕ_D は、初期間ゲキ比に対してプロットされているが、破壊直前の供試体間ゲキ比が σ_D によるしめ固めによりかなり減少している、図-7、および供試体の軸ヒズミから破壊時の間ゲキ比を推定し、破壊時の間ゲキ比に対しプロットしたものが $\bar{\phi}_D$ である。池浦¹⁴⁾の実験結果から、静的試験の破壊時の間ゲキ比を推定し、 ϕ_s と間ゲキ比の関係を修正したものが $\bar{\phi}_s$ として点線で示されている。一般には、破壊時の間ゲキ比が正確にわからないのと、破壊時の間ゲキ比が初期間ゲキ比とそれほど差がないことから、初期間ゲキ比で結果を整理しており、それで十分とされているが、荷重がくり返し載荷され、間ゲキ比が大幅に変化する場合は、初期間ゲキ比のみで結果を整理することは不合理であり、その一つの例が、 $\bar{\phi}_D$ と考えられる。 ϕ_D と ϕ_s の大小関係が入れかわり、 ϕ_D と ϕ_s では、初期間ゲキ比の小さな所でその差が大きかったのが、 $\bar{\phi}_D$ と $\bar{\phi}_s$ (あるいは $\bar{\phi}_s$) で比較すると、その関係も逆で、 e_0 の大きなもので差が大きくなっている。

5. 結 論

以上の考察を要約すると次のようになる。

- 1) 円柱供試体の軸および半径方向に交互に動荷重を加えたさい、しめ固めによる体積変化は等方的で、軸ヒズミと半径方向ヒズミは等しく、かつ動荷重の増加にしたがい破壊直前まで直線的に増加する。
- 2) 動的条件での破壊時の間ゲキ比は、初期間ゲキ比を 0.65~0.9 に変化させたにもかかわらず、0.63~0.73 というせまい範囲に分布し、静的条件のように、初期の間ゲキ比と破壊時のそれがほとんどかわらないのとは、趣をだいぶことにすることがわかった。
- 3) 一定の大きさの動的荷重に対する動的ヒズミは、載荷回数の増加とともに、拘束圧の小さなもの、初期間ゲキ比の大きなもの、動的応力の大きなものほど長期間にわたって減少をつづけ、動的変形係数はそれに従って増加する。動的荷重が 3~4 kg/cm² より大きくなるにしたがい、動的変形係数が増加するが、この理由はうまく説明できなかった。

かった。

4) 動的変形係数は、静的くり返し載荷実験より求めた値とほぼ一致した。

5) 動的破壊荷重の大きさは、載荷方法により大きく異なり、同一方法によっても、各荷重段階の載荷回数の差により、30%以上の違いがおり得る。

6) 静的および動的内部マサツ角は、同一初期間ゲキ比の場合、動的強度の方が $1\sim3^\circ$ 大きくなるが、破壊時の間ゲキ比で比較すると、静的強度の方が大きくなる。また、間ゲキ比の影響は、初期間ゲキ比で比較すると、間ゲキ比の大きなものほど、静的、動的強度の差が小さいが、破壊時の間ゲキ比で比較すると、その関係は逆になる。

リー (Lee, K. L.)¹⁵⁾は一連の実験を行ない、飽和砂の動的強度が、圧密圧、異方圧密度、振動数等と非常に複雑な関係にあることをみとめ、「三種類の土について振動荷重に対する強度と静的強度とを比較したが、静的強度から振動荷重に対する強度を予測するための相互関係を見出そうとする試みは、失敗に終わった。」とその論文の最後を結んでいる。最も単純な乾燥砂についての実験ですら、以上述べてきたような他の研究者の研究結果とのくい違いや、多くの問題点が認められる。未知の自然要素を含んだ土に、全く不規則な条件で外力が加わるのであるから、その際の土の強度を定量的に表わすこと、つまり、動的な条件下における土の強度を規定することはきわめて困難なことであると考えられる。

この実験は、北郷、土岐の企画指導のもとに、鈴木と本学四年目学生村良平が昭和44年度の修士および学士論文として実験と資料の整理を行なったもので、現在実験が継続中のものである。これまで実験を熱心に行なってくれた村君に紙上をかりて謝意を表します。

文 献

- 1) Lee, K. L. & Seed, H. B. : "Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand" Proc. of ASCE, Vol. 93, SM 5, 1967.
- 2) 市原松平 : 土の動的性質—耐震設計のための土の動的強度, 第23回土木学会年次講演会, 特別講演, 昭和43年10月
- 3) 柴田徹, 行友浩 : 砂の振動三軸試験について, 第24回土木学会年次講演会, III-46, 昭和44年9月
- 4) Timmerman, D. H. & Wu, T. H. : "Behavior of Dry Sand under Cyclic Loading", Proc. of ASCE, Vol. 95, SM. 4, 1969
- 5) Seed, H. B. & Lee, K. L. : "Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading", Proc. of ASCE, Vol. 92, SM. 6, 1966.
- 6) 河上房義・小川正二 : くり返し応力を受けた締固め土の力学的性質, 土木学会論文集, No.96, 昭和38年
- 7) 文献6)と同じ。
- 8) 土岐・池浦・国見・鈴木(佳) : 砂の強度特性に関する

- る実験的研究，土質工学会北海道支部技術報告資料，
第9号，昭和44年2月
- 9) 土岐祥介，石倉大幹：砂の動的弾性係数に関する実
験的研究，第23回土木学会年次講演会，Ⅲ-1，昭和43
年10月
- 10) Ko, H. Y. & Scott, R. F. : "Deformation of Sand
in Hydrostatic Compression," Proc. of ASCE, Vol. 93,
SM, 3, 1967
- 11) 文献8)と同じ。
- 12) 文献9)と同じ。
- 13) 文献3)と同じ。
- 14) 池浦勲：砂の力学的性質に関する研究，昭和43年度
修士論文として北海道大学工学研究科に提出。
- 15) 文献1)と同じ。

土質工学会北海道支部賞選考経過

選考委員

委員長	北海道大学 教授	北 郷 繁
委 員	北海道大学 教授	山 本 茂
	北海道電力KK土木部長	中 村 謙 平
	開発局土木試験所長	古 谷 浩 三
	国鉄札幌工事局技術次長	金 子 慶 一
	道立寒地建築研究所長	四王天 政 信
	北海道開発コンサルタントKK取締役	佐々木 敏 雄

選考経過

昭和44年3月10日支部事務局会議室において、`支部賞授与規程`ならびに`土質工学会北海道支部賞選考要領`により慎重審議した結果、つぎの3編を受賞論文として選考した。

土質工学会北海道支部賞選考理由

論文名：群ぐい効果に関する実験的研究

著 者：菊地 理，森 康夫

受賞者：森 康夫

選考理由

群ぐいの水平抵抗は、群ぐいを構成しているぐいの中心間隔あるいは、斜ぐいの有無などによって支配されることは、一般に知られている。しかし群ぐい基礎を計画設計するにあたり、その水平抵抗を定量的に正しく算定することは困難である。その理由の一つとして、設計に際しくいの水平抵抗を算定するうえで重要な水平地盤反力係数(K 値)の決定法に定説がないことがあげられる。

この報文は、群ぐい効果のうちの水平抵抗を究明するため、第1段階として実用設計々算に用いる合理的な K 値の決定法について数多くの実測データを整理して検討を加えたものである。

著者らは、 K 値と変位と(y)の関係を $K = a \cdot (y)^n$ と表わし、3個所の実際現場で実施した単ぐい、ぐいの中心間隔の異なる群ぐいおよび斜ぐいなどについて数多くの水平荷重試験のデータに基づき変位と Y.L. Chanag の式から逆算した K 値から a および n を求めた。このことから単ぐいと群ぐいでは、 a はかなりの差があるが n はほぼ一定値をとるほか、 a は地盤強度によっても大きな影響を受け変化すること、直々群ぐいと単ぐいの a の比は、群ぐいのぐい中心間隔に比例して増加しくい中心間隔が大になるにつれ単ぐいの a に近づく傾向のあること、また、各現場ごとに同一変位における群ぐいの K 値が単ぐいの K 値より小さいことなどを指摘し、いままで把握することが困難であった群ぐいの水平抵抗の定量的性質を明らかにすることが可能となったとしている。

一方、基礎地盤の K 値をゴムチューブ法にふって深さ方向に数点測定した結果、軟弱地盤では K 値が地盤深度に比例して直線的に増加する傾向のあったことから、 K 値を変位(Δr)および深さ(X)の函数として $K = A \cdot X \cdot (\Delta r)^n$ で表わし実測値から A 、 X 、および n を求めた。

このことによってゴムチューブ法で求めた K 値から単ぐいおよび群ぐいの荷重と変位の関係のある程度推定できるとしている。さらに著者らは、水平荷重試験結果から逆算して求めた K 値とゴムチューブ法によって求めた K 値の上記検討結果を対比させ、妥当な K 値の測定深さの決定法を提案している。これを要するに、従来不明確であった水平抵抗に対する群ぐい効果を定量的に求める方法を提案するとともに、ゴムチューブ法で求めた K 値の実用設計上への新たな活用法を提示したことは、ぐい基礎の設計に寄与するところ大であり、土質工学会北海道支部賞を受けるに値するものと認められる。

論文名：飽和粘土における間ゲキ水圧の挙動とヒズミ速度の関係について

著者：北郷 繁，八戸 裕，水野隆幸，佐藤正義

受賞者：佐藤正義

選考理由

三軸圧縮試験における間ゲキ水圧の測定は供試体の下端で行ない、これを以って供試体の中央部に発生するセン断面上の間ゲキ水圧とするのが普通である。そのためには十分遅いヒズミ速度でセン断する必要があるが、現在のところこのための最適なヒズミ速度についての定説はない。各研究機関、各研究者は各々異ったヒズミ速度を最適ヒズミ速度として採用しているにすぎない。そこで著者等はこの最適なヒズミ速度を規定するものの1つが透水係数であると考え、透水係数を 10^{-9} ～ 10^{-8} cm/secに変化させた供試体で、ヒズミ速度を2.5, 0.5, 0.1, 0.02, 0.004%/minと5段階に変えてセン断試験を行ない、透水係数とヒズミ速度の関係を明らかにしようとしたものである。

透水係数の算定は、等方三軸圧縮試験で放射方向にだけ排水を許す Escario の理論にもとづいて行なわれた。圧密圧力は 0.5 ～ 7.0 kg/cm²の5段階で、良好な結果を得ているようである。

3種類の土について行なった実験結果によると、ある圧密圧における供試体の破カイ時の間ゲキ圧係数 A_f は、ヒズミ速度が 0.02 ～ 0.004 %/minでは余り差は無いが、 0.1 ～ 2.5 %/minではかなりの差が生じている。また、 A_f はヒズミ速度が 0.02 ～ 0.004 %/minでは圧密圧の大きさに余り関係なくほぼ一定値を示しているのに対して、 0.1 ～ 2.5 %/minでは圧密圧が大きくなるとともに A_f も大きくなる傾向を示している。更にヒズミに対する間ゲキ圧係数の変化を示す曲線の勾配等の見地からも検討を加えて、透水係数が 10^{-9} ～ 10^{-8} %/secの範囲では 0.02 %/min程度が最適なヒズミ速度であると結論している。また、 0.004 ～ 2.5 %/minのヒズミ速度では軸差応力に殆んど影響を与えていないことを確認している。

全応力解析によるセン断抵抗角はヒズミ速度の大小によって影響を受けないが、有効応力解析によるセン断抵抗角については、かなり大きな影響を受けることを示している。

これを要するに、従来三軸圧縮試験において供試体下端で間ゲキ水圧を測定するとき、各研究所や研究者は、それぞれ異ったヒズミ速度を採用してセン断試験を行なっている。これを透水係数の大小と関連させて最適なヒズミ速度をきめようとする試みであって、近時重要視されつつある有効応力解析法の基礎に一知見を加えたものと考えられ、支部賞を受けるに値するものと認められる。

論文名：盛土基層のスベリ破壊と沈下に対する若干の考察～特に2層系地盤のスベリと泥炭地盤の沈下経過について～

著者および受賞者：佐田頼光

選考理由

この報文は、副題が示すように地盤強度が2層にわたって変化する場合における限界荷重強度と泥炭地盤の沈下経過について、前者は主として理論的な面から、後者は実験あるいは経験的な面から検討を加えたものである。

軟弱地盤の盛土において、緩速段階施工法や旧道路上にカサ上げを行なう場合、地盤の強度は圧密された部分とそうでない部分とで異なり、スベリ破壊に対する安全度を検討する際当然このような条件を考慮しなければならない。従来こうした場合、地盤強度は設計者の判断で適当な値を採り、均一地盤として処理されることが多かった。

著者は深さ方向及び横方向に強度が顕著に変化する場合、深さ方向に強度が漸変する場合などについて重ね合せの方法により盛土荷重強度と強度比、盛土の形状係数、スベリ円の位置を表す係数の関係を求め、これより限界荷重強度を2変数の極小問題として誘導しようとした。地盤強度が均一でない場合のこうした試みは、例えばButtonなどによって行なわれているが、一般式で表現することは困難とされており、一般にはくり返し計算によって求められている。この報文でも限界荷重強度を与える一般式は誘導されていないが、横方向に強度が2分される場合について、くり返し計算によって求められた安定係数を図表化し、すでに求められている均一地盤に対する宮川博士の曲線と対比するなど軟弱地盤の盛土の設計に対して有益な資料を提示している。

一方、泥炭地盤の沈下の時間的経過については、Terzaghiの理論が適用できないと云われ、双曲線式や対数型式などの経験式が提案されている。しかし、これらは圧密試験や地盤性状との結びつきが検討されていないため盛土施工後の現地におけるある期間の沈下観測値から、それ以後の沈下速度を推定できるようにせず、計画設計時に沈

下の時間的推移を予測することはできない。

著者は、現地沈下との結びつきを深める意味から載荷方法を従来の方法によらず、対象とする荷重を1次的に加えるなどの工夫、改良をこらした圧密試験から求めた時間～沈下曲線について検討し、24時間以内では拋物線型式で表わすのが妥当との結論を導き、現地の沈下もほぼ同様な型式で表わされるとしている。さらに著者は、観測例について室内、現地の時間～沈下曲線が圧密層の厚さを媒介に一定の関係があることに着目し、一応均一層に対する沈下の時間的経過の推定式を示した。

これを要するに、著者は、軟弱地盤上の盛土の設計における、従来の慣用法の欠陥を補正して、実用的な設計方法を提案した。

本報文の提案は、特に軟弱地盤の多い北海道におけるこの種の設計、施工に寄与するところ大であると認められる。

よって、著者は、土質工学会北海道支部賞を受けるに値するものである。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部賞選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

- 第4条
1. 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。
 2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。
 3. 選考委員会に委員長をおく。
 4. 委員長は、委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規程は、昭和42年度より施行する。

土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は、奨励賞と考える。
2. 授賞候補者は、新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。

直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。

4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会後すみやかに（1週間内を原則とする）行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA.B.C.の順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、¹学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに（1週間以内を原則とする）選考委員会議を開いて行なう。この際は、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

技術報告資料第10号編集委員（五十音順）

委員長	河野文弘（開発局）	委員	佐々木晴美（開発局）
副委員長	本間四郎（道・土木部）	〃	菅原勉（国鉄）
委員	荒川利輝（大林組）	〃	土岐祥介（北大）
〃	伊藤哲夫（北電）	〃	芳賀保夫（開発局）
〃	梅田安治（北大）	〃	橋本守穂（道・土木部）
〃	小野幸一（日本舗道）	〃	藤村成夫（寒研）
〃	小尾恭弘（伊藤組）	〃	松尾徹郎（開発局）
〃	上井偉誉（開発局）	〃	松田豊治（道・土木部）
〃	坂上孝幸（北海学園）	〃	三田地利之（北大）

実費頒価 ¥560

技術報告資料 第10号	
発行	土質工学会北海道支部 札幌市南1条西2丁目 勸銀ビル五階 TEL ☎ 7 0 3 8
編集	技術報告資料編集委員会
印刷所	日栄舎印刷株式会社 札幌市菊水西町10丁目 TEL 代表 ☎ 9 2 6 7