

技術報告資料

第 11 号

昭和 46 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

① 9:40～	土粒子比重基準の諸問題……………	産 業 短 大	今 井 芳 雄	…	1
② 10:00～	清田火山灰の2, 3の土質工学的特性と 土質試験における問題点……………	学 園 大	坂 上 孝 幸	…	7
③ 10:20～	火山灰土の力学的性質に関する実験……………	北 見 工 大	池 浦 勲	…	13
④ 10:40～	繰返し載荷を受けた乾燥砂の変形特性について……………	北 大	○中村 耕次, 平田 謙志, 小町屋利行, 土岐 祥介	…	17
⑤ 11:00～	新冠ロックフィルダム, ロック材料 大型せん断試験について……………	北 電	○宮前 繁也, 吉田 悟, 高橋 昌東	…	25
⑥ 11:20～	振動三軸圧縮試験による乾燥砂の 動的強度について(第2報)……………	北 大	土岐 祥介, 北郷 繁, ○鈴木 輝之	…	31
⑦ 11:40～	三軸圧縮試験における間ゲキ水圧の 分布と端部拘束の除去に関する実験……………	北 大 林 大 組	○北郷 繁裕, 八戸 裕	…	41
⑧ 13:00～	エレクトロドリルの試験結果について……………	青 函	持 田 豊	…	49
⑨ 13:20～	鋼管矢板の応力計算について……………	室 工 大 試 土 〃	能町 純雄, 菊地 理夫, ○森 康夫	…	57
⑩ 13:40～	鋼管矢板セル型ウエル工法の施工 —石狩河口橋— ……	札 幌 開 建	高橋 陽一, 新山 淳, ○三浦 智	…	63
⑪ 14:00～	厚岸大橋基礎鋼管ぐいの施工について……………	北 海 道 大 成 建 設	○笠原 正, 河口 逸雄, 後藤 英一	…	73
⑫ 14:30～	水路の凍上対策に断熱剤を用いた 試験例について(第2報)……………	土 試	宗 好秀, 山本 義弘, ○河合 裕志	…	93
⑬ 14:50～	粘性土盛土工における施工機械の トライフカビリティ判定方法に関する実験的考察……………	土 試	小林 繁, 佐々木晴美, ○新庄 建	…	99
⑭ 15:10～	北海道縦貫自動車道における施工管理の1例……………	道 路 公 団 バジフィック コンサルtant	森山 享治, 藤田 南甫, 渡部 聡, 高橋 敏雄	…	107
⑮ 15:30～	大倉山ジャンプ競技場の設計上の諸問題……………	開 発 局	芳賀 保夫, 小西 勉, ○菊地 和夫	…	117

土粒子比重基準の諸問題

正員 今井芳雄*

1. 前 言

土質工学はいうまでもなく土と水を扱う。そして水も温度によって同一重量の体積が変化する。単位体積重量が異なるということになる。水の単位体積重量は4℃/cm³の重量を1gram/cm³と定めて、他の温度における単位体積重量は、これをもとにした比重表によって求めるのである。土粒子についても膨脹と収縮があるから、すべての温度における夫々の単位体積重量が存在するわけであり、これも温度を知ればすぐ求められると便利なわけであろう。然し土粒子にあっては成分鉱物の種類、含有量別に温度と組み合わせなければならぬので大変な手数を要することであって求めた差異が実用上有効かどうかは疑わしいであろう。従って土の単位体積重量に関しては色々な温度のもとでということは無理なことであり何か適当な温度1つを指定したいところである。或いは15℃位がよいのかも知れない。そう決まったなら単位体積重量という表現では dimension が重量と体積の2つをいつも必要とするから手間を省くため、水の時と同様に比重であらわすと具合がよい。土粒子の比重も金属、鉱物と同じく1gram/cm³の何倍であるかという表示が便利なのは疑いをいれない筈である。ところが Jis A 1202-1969, 土粒子比重では15℃の水1cm³の重量0.999129gram/cm³の何倍であるかという表現を求めている。これは、物理、化学で取扱っている物質の比重の値と直接の比較が感覚的に困難である。又物理、その他の科学方面で使用する公式に直接 $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ をなまの代入してよいかどうかその都度判断を要するという面倒が残る。又その判断のないままの公式も提示されている Jis A 1202-1969で指定する土粒子比重測定法の実験過程から得られる測定値によって、求めうる土粒子単位体積重量は比重測定時における水温 $T^\circ\text{C}$ の体積のものであるようである。従って $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ という土粒子比重も、土粒子体積が15℃で示す体積をもとにした単位体積重量をあらわすものでもない。依然として $T^\circ\text{C}$ における体積によるものである。そうであれば数学的に土と水両者の単位

体積重量の比として構成される土粒子比重は4℃の水の単位体積重量1gram/cm³を基準にした比とするのが便利であり10進法にかなない妥当と考えるわけであります。以下節を設け比重基準の問題点を明らかにし、御批判を得たいとおもいます。

2. 土粒子比重と土粒子体積

温度 $T^\circ\text{C}$ の水で飽和した容積 V の湿潤土を考える (Fig. 1), 飽和であるから空気は Zero である。この土

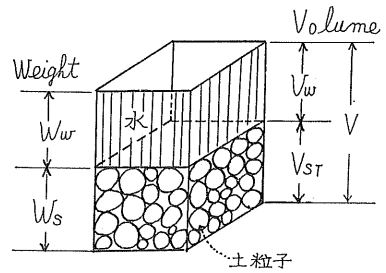


Fig. 1

と水の全重量をはかりではかり W'_b gram とする。水は同一容積 V_w であっても水温によってその重量がことなる。水の比重は4℃の時を1とすることは世界共通であって、Jis A 1202-1969, 比重試験でもこれを採用している。そこで水温 $T^\circ\text{C}$ の水の比重を G_T とし、土の乾燥重量を実測し W_s とする。水に関しては $r_w = 1\text{gram/cm}^3$ とおこなれば、 W'_b , W_s の重量の構成内容は(1), (2)式のようなのである。

$$(V - V_{sT}) \cdot r_w \cdot G_T + V_{sT} \cdot r_w \cdot G_s = W'_b \quad \dots\dots(1)$$

$$V_{sT} \cdot r_w \cdot G_s = W_s \quad \dots\dots(2)$$

(1), (2) 式の土粒子容積 V_{sT} は $T^\circ\text{C}$ の時のものと考えてよい筈である。 G_s は V_{sT} に r_w と1と緒に乗じた時 W_s になる比重とする。(1)式に(2)式の V_{sT} を代入すれば

$$V \cdot r_w G_T - \frac{W_s}{r_w \cdot G_s} \cdot r_w \cdot G_T + \frac{W_s}{r_w \cdot G_s} \cdot r_w \cdot G_s = W'_b$$

両辺に G_s を乗じて

$$G_s(V \cdot r_w \cdot G_T + W_s - W'_b) = W_s \cdot G_T$$

* 北海道産業短期大学助教授

$$\therefore G_s = \frac{W_s \cdot G_T}{W_s + V \cdot r_w \cdot G_T - W'_b} \dots\dots\dots(3)$$

(3)式の分母について考えると

$$W_s + V r_w G_T - W'_b = W_s + V \cdot r_w G_T - \{(V - V_{sT}) r_w \cdot G_T + V_{sT} \cdot r_w \cdot G_s\} = V_{sT} \cdot r_w \cdot G_T \dots\dots(4)$$

(3), (4)式の $V \cdot r_w \cdot G_T$ は容積 V の水の重量でこれのみを単独に更に実測するから(4)式の左辺は実測重量の集りであって、 $T^\circ\text{C}$ の水の比重 G_T を知のって $T^\circ\text{C}$ の土粒子体積 V_{sT} は求めるわけであり又これ以外の V_s は求め得ない。Jis A 1202-1969 の解説に 5.1 によると

$$G_s(T^\circ\text{C}/T^\circ\text{C}) = \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w \cdot G_T} \dots\dots\dots(5)$$

(5)式において V_{sT} はそのままとし $r_w \cdot G_T$ の代りに $r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}}$ を用いると定義により

$$\begin{aligned} G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C}) &= \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}}} \\ &= \frac{W_s}{V_{sT} r_w \cdot G_T} \cdot \frac{G_T}{G_{15^\circ\text{C}}} \\ &= \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w \cdot G_T} K \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

K は補正係数で表-1 に示されている。

(5)式において $r_w \cdot G_T$ の代りに $r_w \cdot G_{4^\circ\text{C}}$ を用いると

$$\begin{aligned} G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C}) &= \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w \cdot G_{4^\circ\text{C}}} \\ &= \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w \cdot G_T} \cdot \frac{G_T}{G_{4^\circ\text{C}}} \\ &= \frac{W_s}{V_{sT} \cdot r_w} \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

(5), (6), (7) 式で示すように土粒子単位体積重量はどこまでも $T^\circ\text{C}$ の土粒子体積 V_{sT} で割った W_s/V_{sT} であり $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ という比重は実際の土粒子温度に何の関係もないもの様である。却って或る任意の温度における土粒子体積を必要とする場合がおこるかも知れない又(5)式, (6), (7)式より夫々

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/T^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_T \dots\dots\dots(8)$$

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}} \dots\dots\dots(9)$$

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_{4^\circ\text{C}} \dots\dots\dots(10)$$

(8), (9), (10) は W_s を知った時 G_s のどの表現でも土粒子の容積は V_{sT} を用いている事を再び示したものである。 $T^\circ\text{C}$ 以外の温度 $t^\circ\text{C}$ の土粒子の容積は $t^\circ\text{C}$ の水温で比重試験をした時のみ求まるということである。

3. ストークスの法則と土粒子比重

水中を等速度沈降する球についてのストークスの法則は次のようである。

$$6\pi \cdot r \cdot \eta_0 v = \frac{4}{3} \pi r^3 \cdot G_s \cdot r_w - \frac{4}{3} \pi r^3 G_T \cdot r_w \dots\dots(15)$$

但し r = 球形土粒子の半径 cm

$$\eta_0 = \text{水の粘性係数} = \left\{ \frac{\text{(力としての gram) \cdot sec}}{\text{cm}^2} \right\}$$

G_s = 土粒子の比重 = $G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C}) \dots\dots$ この $T^\circ\text{C}$ は必ずしも水温 $T^\circ\text{C}$ でない。

G_T = 水温 $T^\circ\text{C}$ の水の比重

r_w = 水の単位体積重量 = 1 gram/cm³

v = 球形土粒子の等速沈降速度 = cm/sec

$\frac{4}{3} \pi r^3 \cdot G_T \cdot r_w$ = 水温 $T^\circ\text{C}$ の水が半径 r の球形土粒子に与える浮力 (Force としての gram)

$\frac{4}{3} \pi r^3 \cdot G_s \cdot r_w$ = 半径 r の球形土粒子にはたらく重力の大きさ (Force としての gram)

$$(15)式より \quad 3\eta_0 v = \frac{2}{3} r^2 (G_s - G_T) \cdot r_w \dots\dots\dots(16)$$

$$= \frac{d^2}{6} (G_s - G_T) r_w$$

$$\therefore d(\text{cm}) = \sqrt{\frac{18 \cdot \eta_0 \cdot v}{(G_s - G_T) r_w}} \dots\dots\dots(17)$$

もし粘性係数を poises, $\left\{ = \frac{\text{dyne sec}}{\text{cm}^2} \right\}$, 単位で表しこれを η とすれば浮力の

項は依然 gram であるから η_0 の代りに $\frac{\eta}{980}$ を用い且つ直径 d を mm で表すと

$$\begin{aligned} d(\text{mm}) &= \sqrt{\frac{100 \cdot 18 \cdot \eta \cdot v}{980(G_s - G_T) r_w}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 18 \cdot \eta}{980(G_s - G_T) r_w}} \\ &= \sqrt{\frac{L}{t \cdot 60}} = \sqrt{\frac{30 \cdot \eta \cdot L}{980(G_s - G_T) r_w \cdot t}} \dots\dots(18) \end{aligned}$$

(18)式は Jis A1204-1969, 7.2.1 に示された式であって、分母の G_s が水の $r_w = 1 \text{ gram/cm}^3$ を規準に用いた。土粒子比重 $G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})$ である時適合することは式の誘導から明らかである。従って $r'_w = 0.999129 \text{ gram/cm}^3$ を規準にした比重, $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ をそのまままで代入してはうまくない式の形である。又, $(G_s - G_T)$ の形は G_s との単純減算であるという事からも G_T と同一規準が必要であるとおもわれる。前言であれたごとく G_s の規準判断を必要とするということは、時に判断のないままになるおそれもあるようである。

4. 懸濁液の単位体積重量における土粒子比重 G_s

土粒子の乾燥重量を W_s とすると

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}} \dots\dots\dots(8)$$

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_{4^\circ\text{C}} \dots\dots\dots(9)$$

$$W_s = V_{sT} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/T^\circ\text{C}) \cdot r_w \cdot G_T \dots\dots\dots(10)$$

であった。懸濁液の水温が $T^\circ\text{C}$ でなく $t^\circ\text{C}$ であっても懸濁している土粒子の体積は、すでに測定ずみの土粒子比重を用いるならば V_{sT} として扱われる事になる。土粒子比重が水温 $T^\circ\text{C}$ で試験されているからである。懸濁液の水温が $t^\circ\text{C}$, 土粒子重量 W_s , $r_w = 1 \text{ gram/cm}^3$

$V_{st} = V_{sT} = V_s$ とするならば懸濁液 (suspension) の単位体積重量 r_i は (Fig.1)

$$r_i = \frac{V_s \cdot r_w \cdot G_s(TC/4C) + (V - V_s)r_w \cdot G_t}{V}$$

$$= \frac{V_s \cdot r_w \cdot G_s(TC/4C) + V \cdot r_w \cdot G_t - V_s \cdot r_w \cdot G_t}{V}$$

$$= r_w \cdot G_t + \frac{W_s}{V} \cdot \frac{G_s(TC/4C) - G_t}{G_s(TC/4C)} \dots\dots(21)$$

ここで, G_t ……水温 tC の水の比重である。今 N を 1 以下の数とするとき重量 $N \cdot W_s$ の土粒子を含む懸濁液の単位体積重量 r_N は (21) 式と同じ形でよいから

$$r_N = r_w \cdot G_t + \frac{N \cdot W_s}{V} \cdot \frac{G_s(TC/4C) - G_t}{G_s(TC/4C)} \dots\dots(22)$$

$$\therefore N = \frac{(r_N - r_w \cdot G_t) \cdot V}{W_s} \cdot \frac{G_s(TC/4C)}{G_s(TC/4C) - G_t} \dots\dots(23)$$

である。(23)式において水温 tC のとき懸濁液に浮いた Hydrometer の読みを R , 懸濁してない水温 tC の水の Hydrometer の読みを R_w とする。

Hydrometer 目盛の温度補正量を F' とすれば補正量 F' は懸濁液についても, 懸濁しない水についても同じ量で現われる。従って

$$(r_N - r_w \cdot G_t) = (R + F) r_w - (R_w + F) \cdot r_w \dots\dots(26)$$

$$= (R - R_w) \cdot r_w \dots\dots(27)$$

となる。但し(24), (25)式削除即ち tC の単独の水についても Hydrometer の読みを取れば, 懸濁液の Hydrometer の読みとの差には, 温度補正量は相殺されて残らない。Jis A1204-1969 7.3.1 に示された P の式は(23)式の N に相当するもので

$$P = \frac{100}{W_s/V} \cdot \frac{G_s}{G_s - G_t} (r' + F) \cdot r_w (\%) \dots\dots(28)$$

である。(23)式と比較するとき(28)式中の G_s , G_t は(23)式のものと同性質のものであるといえよう。即ち $G_s(TC/15C)$ ではない筈である。次に $(r' + F)$ を考えてみる。もし tC の単独の水について Hydrometer の読み R_w をとらないときは tC , 単位体積重量 r_N の懸濁液 Hydrometer の読み R にだけ $4t^\circ = t^\circ - 15C$ に相当する温度補正量 F を補正することになるから

$$r_N - r_w \cdot G_t = (R + F) r_w - r_w \cdot G_{15C}$$

$$= r_w \cdot (R + F - 1) \dots\dots(29)$$

$$= r_w \cdot (r' + F) \dots\dots(30)$$

但し, $r' = R - 1$

5. 飽和度 S と含有水の水温の影響

(Fig. 2)によると

S = 飽和度 (Degree of Saturation)

$$= \frac{V_w}{V_v} \dots\dots(41)$$

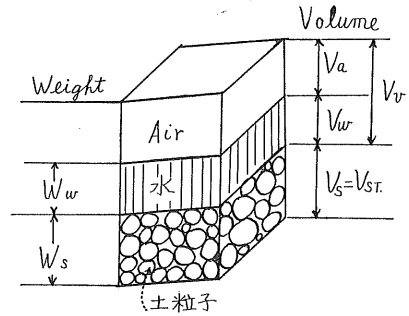


Fig. 2

$$r_w = 1 \text{ gram/cm}^3 \text{ おくと} \dots\dots(42)$$

$$e = \text{void ratio} = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots(43)$$

(43)式の分母 V_s は正確には飽和度を求めようとする湿潤土の温度の水温で比重試験をした時のみ得られる。

(41)式, (43)式から

$$S \cdot e = \frac{V_w}{V_v} \cdot \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_w}{V_s} \dots\dots(44)$$

$$\text{又 } V_s = \text{solid volume} = \frac{W_s}{G_s(TC/4C) \cdot r_w} = V_{sT} \dots\dots(45)$$

飽和度を求める湿潤土の温度を tC とすれば含有水の重量 W_w は

$$W_w = V_w \cdot r_w \cdot G_t \dots\dots(46)$$

$$\text{含水比 } w \text{ は } w = \frac{V_w \cdot r_w \cdot G_t}{W_s} \dots\dots(47)$$

(44)式から

$$S \cdot e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{V_w r_w \cdot G_s(TC/4C)}{W_s}$$

$$= \frac{V_w \cdot r_w \cdot G_t \cdot G_s(TC/4C)}{W_s \cdot G_t}$$

$$= w \cdot \frac{G_s(TC/4C)}{G_t} \dots\dots(48)$$

となり, 分母に G_t の項が入ってくる。次に $G_s(TC/15C)$ を用いると(45)式の時と同様に

$$V_s = V_{sT} = \frac{W_s}{G_s(TC/15C) \cdot r_w \cdot G_{15C}} \dots\dots(46)$$

$$\text{この時も含水比 } w \text{ は } w = \frac{V_w \cdot r_w \cdot G_t}{W_s} \dots\dots(47)$$

$$\therefore S \cdot e = \frac{V_w}{V_s} = \frac{V_w \cdot r_w \cdot G_s(TC/15C) \cdot G_{15C} \cdot G_t}{W_s \cdot G_t}$$

$$= w \cdot \frac{G_s(TC/15C) \cdot G_{15C}}{G_t} \dots\dots(50)$$

である。ここでも土粒子容積 V_s の真値は使われていない事であり, $G_s(TC/15C)$ の使用がこれを満たすものでもなかったわけである。

6. Zero-air-void 状態の乾燥密度 r_d

今、水について

$r_w = 1 \text{ gram/cm}^3$ とするとき Zero-air-void 状態の乾燥密度 r_d は定義から (Fig.1)

$$r_d = \frac{(V - V_w) \times r_w \cdot G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})}{V} \dots\dots\dots (55)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\frac{r_w}{V}}{\frac{(V - V_w) \cdot G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})}{V - V_w + V_w}} = \frac{r_w}{(V - V_w) G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})} \\ &= \frac{r_w}{\frac{1}{G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})} + \frac{V_w}{(V - V_w) G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})} \cdot \frac{r_w \cdot G_t}{r_w \cdot G_t}} \dots\dots\dots (56) \\ &= \frac{r_w}{\frac{1}{G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})} + w \cdot \frac{1}{G_t}} \end{aligned}$$

但し $G_t = t^\circ\text{C}$ の含水の比重

次に(55)式の r_d において

$$\begin{aligned} G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C}) &= G_s(T^\circ\text{C}/T^\circ\text{C}) \times G_T \\ &= G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C}) \cdot G_{15^\circ\text{C}} \dots\dots\dots (56) \end{aligned}$$

を用いると

$$\begin{aligned} r_d &= \frac{(V - V_w) r_w \cdot G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C}) \cdot G_{15^\circ\text{C}}}{V} \\ &= \frac{(V - V_w) r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}} \cdot G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})}{V} \\ &= \frac{\frac{r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}}}{V - V_w + V_w}}{\frac{(V - V_w) G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})}{V - V_w + V_w}} \\ &= \frac{\frac{r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}}}{1}}{\frac{1}{G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})} + \frac{V_w}{(V - V_w) G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})} \cdot \frac{r_w \cdot G_t \cdot G_{15^\circ\text{C}}}{r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}} \cdot G_t}} \\ &= \frac{r_w'}{\frac{1}{G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})} + w \cdot \frac{G_{15^\circ\text{C}}}{G_t}} \dots\dots\dots (57) \end{aligned}$$

となる。分子に $r_w' = r_w \cdot G_{15^\circ\text{C}} = 0.999129 \text{ gram/cm}^3$ を採っても、分母の含水比 w のままでなくやはり補正することの必要性は理論上(56)式と同様であって $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ と r_w' を用いる事で精密な式になるというものでもないようである。Jis A 1210-1969 (搦き固め) 解説(1.6) 式は $r_w' = 0.999 \text{ gram/cm}^3$ を分子において計算しているが、分母にある含水比 w はただ w のままであるから、無理にこちらが誤差がないといえないようである。

7. Hydrometer の温度補正 (Appendix)

単位体積重量 r_T の水に浮かんだ Hydrometer の水面下の stem の長さを h とする (Fig.3), この h 部分の volume を $V_2 + \Delta V$ とする水温が $\Delta t^\circ\text{C}$ だけ低くなり単位体積重量が r_t になったとする。このため Hydrometer の浮き上がった長さを Δh とする (目盛 mn 線が水面に達した)。

stem の断面積を a とすると

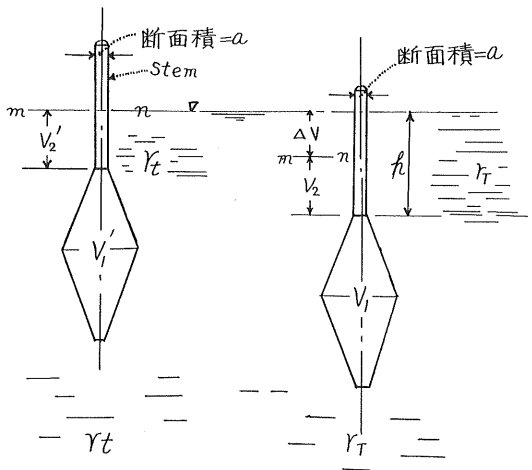


Fig.3

$$\Delta V = a \cdot \Delta h \dots\dots\dots(60)$$

であり

$$V_1' + V_2' = (V_1 + V_2)(1 - \alpha \cdot \Delta t) \dots\dots\dots(61)$$

となる。但し $\alpha = 1^\circ\text{C}$ につき体積膨張係数

又、 Δk を 1 より小さい無名数とし

$$r_H = r_T(1 + \Delta k) \dots\dots\dots(62)$$

とすれば

$$r_T(1 + \Delta k)(V_1 + V_2)(1 - \alpha \cdot \Delta t) = W_H = r_T(V_1 + V_2 + \Delta V) \dots\dots\dots(63)$$

である。 $W_H = \text{Hydrometer}$ の重量

(63)式から

$$\begin{aligned} (V_1 + V_2)\{(1 + \Delta k)(1 - \alpha \cdot \Delta t) - 1\} &= \Delta V \\ \therefore (V_1 + V_2)\{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\} &= \Delta V \\ \therefore (V_1 + a(h - \Delta h))\{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\} &= \Delta h \cdot a \\ \therefore \frac{V_1 + ah - a \cdot \Delta h}{a} \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\} &= \Delta h \\ \therefore \frac{V_1 + ah}{a} \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\} & \\ &= \Delta h[1 + \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\}] \\ \therefore \Delta h &= \frac{\frac{V_1 + ah}{a} \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\}}{1 + \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\}} \\ &= \frac{V_1 + ah}{a} \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\} [1 - \{\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) - \alpha \cdot \Delta t\}] \\ &= \frac{V_1 + ah}{a} \{\Delta k - \Delta k \cdot \alpha \cdot \Delta t - \alpha \cdot \Delta t - (\Delta k)^2(1 - \alpha \cdot \Delta t)^2 + 2\Delta k(1 - \alpha \cdot \Delta t) \times \alpha \cdot \Delta t - (\alpha \cdot \Delta t)^2\} \\ &= \frac{V_1 + ah}{a} \{\Delta k - \alpha \cdot \Delta t\} \dots\dots\dots(64) \end{aligned}$$

となり、

Hydrometer の目盛りは長さ $\frac{V_1 + ah}{a}$ の単位で測ってあるから長さ Δh に相当する目盛よみの補正量は $\{\Delta k - \alpha \cdot \Delta t\}$ であり表 2 の F である。目盛りについては通商産業省令第 81 号(1967 年 6 月 29 日, 改正 1969 年 6 月 16 日), 計量器検定検査規則第 23 章第 1466 条第 1 項に……浮ひょう型比重計の目盛線は温度 15 度の場合を標準として定められかつ表わす比重等の値が温度 4 度の水を標準として定められたものでなければならない……(以下略)とあり、だ足ながら抜き書きしておく。

8. 結 言

Jis A1202-1969 比重試験の解説では、15℃ は平均地下水温であって、 $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ を使うのもこのためとあるが、(4)式でみるように土粒子容積、 V_{ST} は $T^\circ\text{C}$ の時のものであって、 $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ を土粒子比重として採用しても、土粒子乾燥重量 W_s 1 つのみでは、この値か

ら 15℃ における体積に変換することは出来ないようである。懸濁液、湿潤土等水と一緒にものを扱う時も、土粒子体積はどの G_s の表現を使っても土粒子については重量 W_s から知りうるものは V_{ST} に限られ、 $T^\circ\text{C}$ 以外の温度の要素は織りこめない。従って $G_s(T^\circ\text{C}/15^\circ\text{C})$ の効果はない。これに反し水は土粒子とは別に、温度を知れば自由に容積変化を表現出来るから、それを織りこむつもりになれば可能であるわけで、もはや 15℃ に何の関係もいらぬわけである。Zero-air-void 状態における乾燥密度 r_a も分子に $r'_w = 0.999 \text{ gram/cm}^3$ をおいても別に理論的に妥当というものでない様であった。

これを要するに土粒子の容積は V_{ST} しか知り得ないのであるから物理、その他科学に用いられている $G_s(T^\circ\text{C}/4^\circ\text{C})$ を正式なものとして仲間入りする方が、無用の戸まどいを起さず便利であり、そうあるべきとおもいます。全般にわたり独断も多かるうとおもいます。皆様の御教示を待つ次第であります。

清田火山灰の2,3の土質工学的特性と土質試験における問題点

正員 坂上 孝幸*

1. まえがき

清田火山灰の名は、昭和43年5月のいわゆる“1968年十勝沖地震”の際に、この火山灰による盛土地盤が大きく沈下したり軟弱化して問題となり大きくクローズアップされたものである。すなわち、札幌市の南東約10kmの清田付近に広く丘陵地帯をなして堆積している火山灰地を整地して造成した清田団地において、その火山灰による盛土地盤での被害が多く発生し、この火山灰盛土の土質工学的特性が検討されることになった。その後、多くの研究者によりこの火山灰の検討がなされているが、その全貌はまだ明らかになっていない。

また、昭和43年4月の北海学園大学工学部の設立にあたり、清田団地の南方約500mの丘陵地帯に当大学の総合グラウンドの造成が計画され、昭和42年11月から44年6月にかけて、約40,000 m^2 のグラウンドが造成された。現在、学生のクラブ活動等に利用されているが、将来は十分な整備の上、本格的な総合グラウンドとしての利用が期待されている。しかし、この総合グラウンドの造成にあたり、この地帯が火山灰地であり、その上、大規模な切盛土を含む工事であったので、施工上の多くの問題点や造成後の維持等について種々検討された。そのなかで特にこの火山灰盛土の斜面の安定性など土質工学上のいくつかの問題点が指摘されている。

この報文は、この火山灰地帯の開発が今後急速に進められる段階において、最近大きく問題化し条件によっては災害の可能性をも多く含んでいると思われるこの清田火山灰をとりあげ、その土質工学的特性を本格的に把握するために行なったいくつかの実験的研究をまとめたものであり、とくに、土質試験により得られたいくつかの工学的特性とその試験の際における問題点について考察したものである。

2. 試験および試験項目

2-1 試料

本試験に用いた試料は、前述の当大学の総合グラウンドの自然状態で切土された南側の北向斜面から、自然含水

比を考えて斜面の地表面から約50~100cmの深さのところから採取したものを使用した。

また、試料の種類は2種類あって、1つは自然状態で地表面から約1~1.5mの深さまで層をなして堆積している茶色系統の火山灰（以下清田（茶）と呼ぶ）と、他の1つは清田（茶）の下に相当な厚さで堆積している灰色系統の火山灰（以下清田（灰）と呼ぶ）である。

2-2 試験項目

試験目的を、主として乱した試料の土質工学的特性の把握におき、概ね次のような項目について試験を行なった。

- (1) 自然状態における性状
- (2) 比重試験
- (3) 粒度試験
- (4) コンシステンシー試験
- (5) 遠心含水当量試験
- (6) 締固め試験

3. 試験結果とその考察

3-1 自然状態における性状

清田火山灰の自然状態の湿潤密度 r_t 、乾燥密度 r_d 、含水比 w 、間ゲキ比 e の値（測定値は、5ヶの最大、最小を除き中間の3ヶの平均値、以下同じ）は、表一1のとおりである。

表一1 自然状態における性状

種類	清田（茶）	清田（灰）
湿潤密度 (r_t) g/cm^3	0.930	1.185
乾燥密度 (r_d) g/cm^3	0.692	0.894
含水比 (w) %	34.4	32.6
間ゲキ比 (e)	2.52	1.68

このなかの湿潤密度は、サンプリングによる体積測定が困難であり、砂置換法により求めたものである。又間ゲキ比は、後出の比重 G_s {清田（茶）の G_s は2.44、清田（灰）の G_s は2.40}を用いて計算したものである。

清田火山灰は一見したところ砂のような感じである

* 北海学園大学工学部土木工学科 助教授

表一 2 代表的な土の単位体積重量および含水比*

種 類	チュウ積世		洪 積 世 粘 性 土	関東ローム	有 機 土 (ピ ー ト)
	粘 性 土	砂 質 土			
湿 潤 密 度 (r_t) g/cm ³	1.3~1.8	1.6~2.0	1.6~2.0	1.2~1.5	0.8~1.3
乾 燥 密 度 (r_d) g/cm ³	0.5~1.4	1.2~1.8	1.1~1.6	0.6~0.7	0.1~0.6
含 水 比 (w) %	150~30	30~10	40~20	180~20	1200~80

* 土質試験法：代表的な土の測定例による。

が、一般に火山灰は特殊土といわれるだけにこの清田火山灰も表一にみられるようにきわめて特殊な土性をもっている。いま、全国各地の代表的な土の単位体積重量および含水比の測定例(表一2)とくらべてみるとその特殊性がよくわかる。

すなわち、一見したところ砂のようにみえるが、 r_t 、 r_d ともに普通の砂質土にくらべ約60%の値であり、 r_t はほぼ普通の土の水中単位重量に等しい。また、含水比は30~35%の範囲であり、飽和度は清田(茶)が33.2%、清田(灰)が46.6%である。このことは、一般の砂とくらべるとその特殊性がよくうかがえる。いま、ゆるい自然状態の砂の e を0.8、 G_s を2.65とすると、飽和状態の含水比が約30%となる。自然状態の砂が地下水位以上で飽和していることは殆んどないから、自然状態での含水比はこの値よりかなり小さいことになる。このようにしてみると、この火山灰が不飽和の状態では含水比が30~35%であることは、 G_s や e との関係による面が大きい、一般の砂にくらべてかなり大きいことになり、火山灰の1つの特性とみることができる。これらのことは、北郷博士らの清田団地の震害調査の試験結果からも指摘されているところである。

e については、均等でゆるい砂の e が0.85程度なのにくらべても2~3倍の値を示して、いわばこの火山灰の e の値は有機質の粘土に近い値である。このことは、火山灰が多孔性の物質であることに原因があると考えられるが、一般に堆積状態そのものが構造的に非常にゆるい状態にあることを暗示しているようである。そして、一般に e が大きいということは圧縮性の大きい不安定な状態を示すことになるが、実際の清田火山灰の自然状態での外観はよく締まって安定している感じである。たとえば、コーンペネトロメーターによる貫入試験が困難であることや、ところによってはほぼ直角に近い角度で数mの法面を長期間維持していることである。この e が大きいのにかなりの強度を有しているようにみえるのはこの火山灰の1つの特性であると考えられる。これらの現象は、自然状態における火山灰が構造上の特殊性に加えて一種の見かけの粘着力をもつことの影響によるものではないかと考えられる。したがって、この一見安定してい

るような状態もある範囲の条件の下にだけいえるいわゆる見かけの安定であって、後述のコンステンシー試験結果からも明らかであるが、ある限界条件を過ぎると急激に状態が変化するという危険性を有しているように思われる。

3-2 比重 G_s

G_s は、実験で容易に求められない土質定数の e や飽和度 S の計算などにも用いられるので重要な数値である。前述の e の計算に用いた G_s はJ I S A 1202により炉乾燥した試料を用いて慎重に測定した結果であり、清田(茶)が2.44、清田(灰)が2.40である。これは普通の土粒子の G_s が2.65程度といわれているものにくらべるとかなり小さい値である。このことは、清田火山灰が普通の土と異なる面の1つであるとみてよい。

しかし、火山灰の比重試験において一般の土に対する問題点の外に火山灰なるがゆえのいろいろな問題点が多い。たとえば、多孔質であるため自然のままでも処理したもの、すりつぶして微粉にした場合とでは G_s の値が異なること、自然状態での最大粒径のちがいに G_s がどう変るか、また、試験の際の気ほう除去の操作で煮沸法の場合に、 G_s の一定値を求めるにはどれ程の煮沸時間が必要かなど、試料と試験法ともに検討しなければならない点が多い。

本試験においては、気泡除去のための煮沸時間と G_s 、最大粒径と G_s との2つの関係に問題点をしぼり検討を加えた。

(1) 煮沸時間と G_s

比重試験の際におこなう気ほう除去の方法として、減圧法と煮沸法が一般に用いられている。本試験では火山灰が G_s の小さい粒子であり、減圧法の場合には減圧時の気圧変化に伴い急激に沸き立つ危険性を考慮して煮沸法を採用した。いま、この煮沸法における煮沸時間に関するいくつかの規定を試料の準備、煮沸時間および条件等をあわせて比較してみるとかなりのちがいがみられる。

J I S A 1202によれば、炉乾燥した試料を用いるときには、110℃で一定重量になるまで少くとも12時間以上炉乾燥し、デシケーターの中で室温までさましたのちに重量 W_s をはかり、その後この試料を12時間以上蒸留

水に浸しておく。比重ビンの中の気ほうを除くには、気圧を水銀柱で100mm以下に下げるか、10分以上静かに煮ることになっており、また、ときどき比重ビンを振り、気ほうの抜け出すのを助けることを規定している。

また、火山灰土の代表例の1つであるシラスに関するものとして、JIS A1202に準拠した土質工学会シラス研究委員会案の“シラス粒子の比重試験方法”によれば、炉乾燥試料では110℃で一定重量になるまで少なくとも12時間炉乾燥し、デシケーターの中でさましたのちに重量 W_s をはかり、試料を比重ビンに入れて蒸留水を加

えてから約24時間放置する。比重ビンの中の気ほうを除くには、2時間以上静かに煮ることになっており、また、ときどき比重ビンを振り気ほうの抜け出すのを助けると規定している。

一方、関東ロームの測定例によると、煮沸中比重ビンを振ることなくウォーターバスの中で煮た方法では比重値が一定に達するまでに約3時間近い煮沸時間が必要であることを示している⁴⁾。

いま、これらの規定や例のなかで異なる部分を比較するためにまとめたものが表-3である。

表-3 比重試験の煮沸時間

種類	試料の準備	煮沸時間	煮沸時の条件
JIS A 1202 シラス粒子の試験方法(案)	12時間以上蒸留水に浸す 約24時間蒸留水に浸す	10分以上 2時間以上	ときどき比重ビンを振る "
関東ロームの測定例*	12時間以上蒸留水に浸す	10分以上 約3時間	" ウォーターバスの中で振らない

* 土質試験法：関東ロームの煮沸時間の一例(日本道路公団による)

表-3からわかることは、試験の対象となる土質の種類により気ほう除去のための煮沖時間に大きなちがいがあること、規定だけから清田火山灰の場合にはどれ程の煮沸時間が必要なのかは不明確である。そこで、この清田火山灰の比重値が一定になるための所要時間を求めるために煮沸時間と G_s との関係を求めた結果が図-1である。

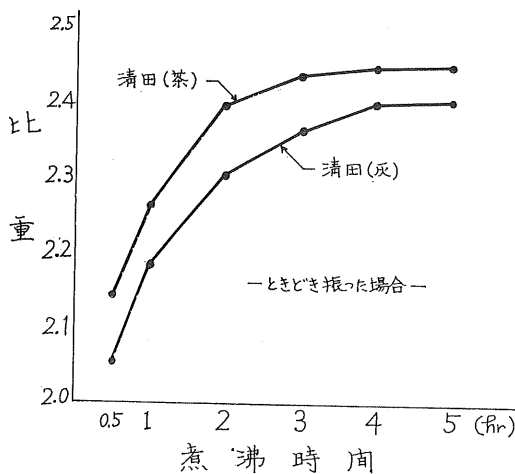


図-1 煮沸時間と比重

図-1から、清田火山灰の場合の煮沸時間はときどき振りながら少なくとも4時間以上は必要であり、比重の使用目的によってはかなり慎重に気ほう除去につとめなければならないことになる。

(2) 最大粒径と G_s

最大粒径と G_s の関係については、いままでもいくつかの例が発表されているがシラスの試験結果などからは、最大粒径の大きな試料ほど比重が小さいことや、最大粒径の大きな試料ほど測定値のバラツキが大きくなる傾向があることなどが指摘されている。しかし、清田火山灰についてはこの関係の検討は少ないようである。そこで清田火山灰について、自然状態のままのものと同最大粒径を自然状態でそれぞれ2mm, 0.42mm, 0.074mmとした場合の煮沸時間4時間に対する試験結果が図-2である。

図-2から、自然状態のままのもの(この試料では最大粒径19.1mm)は多孔性の大きな粒径のものを含んでいるから、その粗粒分の内部に保有する空気や水分の量で

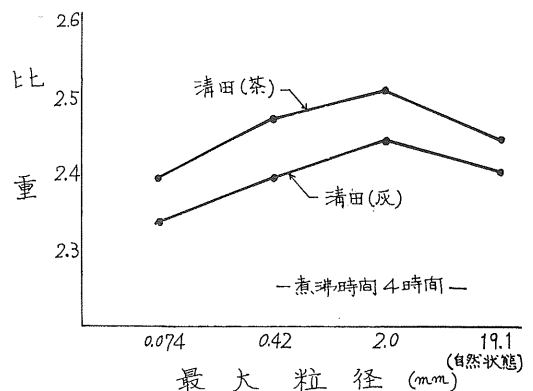


図-2 最大粒径と比重

G_s は小さいと一応考えることはできるが、最大粒径が2mmの場合を最大としてそれよりも最大粒径が小さくなるに従って G_s が小さくなっていることは、すりつぶして微粉にした場合とちがった傾向である。このことは、自然状態で粒径が小さい粒子ではこの火山灰の特性から粒子の表面積と粗な表面の影響により、同じ煮沸時間では気ほう除去にわざわざして G_s が小さく求められたのか、火山灰粒子の鉱物質のちがいであるのか、または、試験上の問題は今後検討の必要があると思われる。しかし、これらの測定値からみて e 、 S の計算に用いる場合にその目的により精度の上から重要度は異なるであろうが、最大粒径のとり方は問題点として指摘されることである。この点については、シラスの物理試験を行なう際の注意のなかにも、粒子⁶⁾比重は粒径によって大きな差のあることが指摘されているので、今後とも検討してゆきたい。

なお、試験の際における試料の乾燥程度のちがいによる G_s の変化などについては今後の問題として検討してゆきたい。

3-3 含水比 w

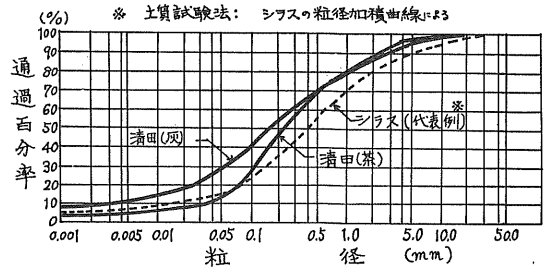
表一1の含水比の値は、J I Sにより110°Cで約24時間乾燥した結果であるが、ここであえて含水比をとりあげたのは、この火山灰が一定値の含水比を示すにはどれ程の乾燥時間が必要であるかを知ることだけでなく、比重試験の際の気ほう除去のための操作で煮沸時間を問題としたことと共通の点に立っている。すなわち、気泡除去に多孔質と粗な表面とが影響しているならば一旦保有した水分を除去する場合にもその影響があるはずであると考えたからである。

一般に、一定重量になるまでの乾燥に要する時間は、試料の量、土の種類、初期の含水量、試料の厚さや乾燥器の容量などにより異なるが、普通の土で15~16時間、どんな土でも一応翌日まで乾燥炉中で乾燥した場合は、一定重量になったものとして取扱ってよいようになっている⁷⁾。しかし、この乾燥時間の長短は別の面からみればかなり問題となる点である。それは土の問題を扱う場合に必ずといってよい程この含水比が必要となり、とりわけ次の作業、計算等の工程に大きく関係し土質実験上の1つの要点であるからである。そのため、約100gの試料を用いて自然含水比30~35%の清田火山灰の乾燥時間と含水比の関係を求めると、約4時間位からはほぼ一定値に近づき8時間くらいで一定値とみなされる結果が得られた。これは比重測定に必要な煮沸時間の4時間とほぼ同じ結果であり、これを関連させて考えるとこの火山灰の1つの特性がみられるかも知れない。

3-4 粒 度

J I S A1204による粒度試験結果が図一3および表一

4である。なお、図一3の粒径加積曲線に比較のためにシラスの代表的なものを併示してある。



図一3 粒径加積曲線

表一4 粒度試験結果一覧表

種 類	清田(茶)	清田(灰)
最大粒径 (mm)	19.1	19.1
土粒子の比重	2.44	2.40
使用した分散剤	苛性ソーダ	苛性ソーダ
4.76 mm 以上の粒子 (%)	3.1	6.3
4.76 ~ 2 mm の粒子 "	7.4	8.9
2 ~ 0.42 mm の粒子 "	23.8	17.2
0.42 ~ 0.074 mm の粒子 "	45.7	30.9
0.074 ~ 0.005 mm のシルト分 "	12.0	25.7
0.005 mm 以下の粘土分 "	12.0	11.0
60 % 粒径 (mm)	0.35	0.26
30 % " "	0.13	0.053
10 % " "	0.042	0.0035
2000 μ フレイ通過重量百分率 (%)	85.9	84.8
420 μ " "	65.7	67.6
74 μ " "	20.2	36.7
均 等 係 数	8.3	74.0
曲 率 係 数	1.15	3.10
三角座標による分類	砂質ローム	砂質ローム

この粒度試験の結果から、三角座標による分類では砂質ロームになっている。また、粒径加積曲線の形からはシラスに類似している点であるが、総体的に粒径が小さく自然含水比や後出のコンシステンシー、遠心含水当量の試験結果から類似点、相異点がいくつかみられ、シラスとの比較における性状の決定はむづかしい。

3-5 コンシステンシー

J I S A1205, 1206による液性限界、塑性限界試験の結果が表一5である。

表一 液性限界と塑性限界

種 類	清 田 (茶)	清 田 (灰)
液性限界 (LL) %	63.0	50.5
塑性限界 (PL) %	NP	NP

また、流動曲線から求められた流動指数 I_f は清田(茶)が13、清田(灰)が4である。このなかで液性限界試験は作業がむずかしく、特にミゾ切りの際の作業が含水比のわずかな変化で困難な状態となったが、一応の試験を終えることができた。しかし、塑性限界試験においては、両試料とも全く不可能であったので、NPと判断した。

これらの結果から、液性限界が50~65%で自然含水比が30~35%ということは、自然状態においては一応の安定が考えられるが、清田(灰)の場合に流動指数 I_f が非常に小さいということは、含水比が50%程度を境として、それからの含水比の変化にともなって急激な土の状態変化がおこることを意味しているから、自然状態と乱した試料とのちがいはあるがある条件になれば突然崩壊するといった性質をもった火山灰でないかと考えられる。このことは前に危険な一面をもっていると述べたことに外ならない。

この現象は、この火山灰の構造上の特性から保水能力ぎりぎりまで安定を保ちその限界において突然崩壊するという1つの特性を示しているものと考えられ、一見するとシラスの崩壊現象に類似している点があるのでないかと思われる。

3-6 遠心含水当量

遠心含水当量試験は、土の毛管性および透水性を明らかにする試験で、とくに毛管作用によって保持される水は土性に重要な影響を与えている。とりわけ、この火山灰のような多孔性の粒子の場合にこの毛管性、特に毛管ポテンシャルによる見かけの安定など、その影響は大きいものと思われる。J I S A 1207 による試験結果が表一6である。

表一6 遠心含水当量

種 類	清田(茶)	清田(灰)	シラス*
遠心含水当量 (%)	15.7	16.2	8.0

* 土質試験法：シラスの遠心含水当量測定値による。

表一6から、北海道のような寒冷地において重要な凍上性について1つの判断ができそうである。すなわち、凍上現象の原因が毛管作用が大きく、かつ透水性がよいということであれば、この火山灰は一応透水性は普通の

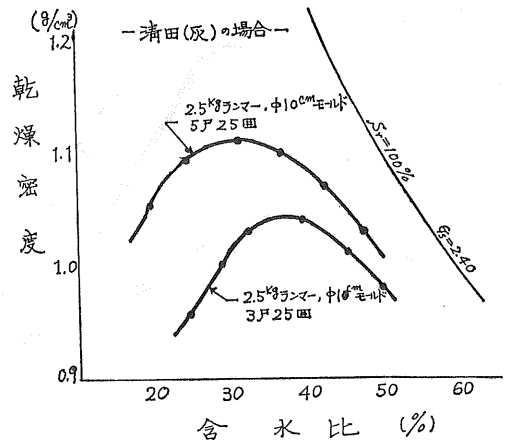
土にくらべてよい方であるとみなされ、また、一般に遠心含水当量が12%以上になると毛管作用がかなり増大し、凍上性の強い土が多くなるといわれていることから、凍上に関しては要注意の土であるといえることができる。

3-7 締固め特性

清田火山灰の締固め特性を検討するにあたり、主として締固めエネルギーと乾燥密度、試料の乾燥過程(初期含水比)と締固め特性に重点をおき一連の試験を行なった。

(1) 締固めエネルギーと乾燥密度

締固めエネルギーの増加により締固め密度が増加する傾向を知ることは、実際の締固め機械の転圧条件に関係し重要なことである。J I S A 1210によれば、試料の準備、使用方法および突固め方法として、試験目的、土の種類によりいくつかの組合せを規定している。この清田火山灰もくだけやすい粗粒分を多く含んでいることから、試料の準備と使用方法として、乾燥法で非繰返し法の組合せを採用した。この組合せで2.5 kgランマー、落下高30cm、モールド内径10cmの条件で突固め層数と各層当り突固め回数を変化させて行なったものの代表的な結果が図一4である。



図一4 締固めエネルギーと乾燥密度

図一4から、この清田火山灰においても、一般にいわれているように締固めエネルギーの増加に対し最大乾燥密度が増加し、しかも最適含水比が小さくなり、その結果ピークを示す山は左上に上った形となる。しかし、 r_d は小さくたとえば、清田(灰)では3層25回で最大乾燥密度が1.04 g/cm³、最適含水比38%程度で山はなだらかな曲線となり、なかには2つの山をなすような形の場合もあり今後詳細な検討が必要であると思われる。また、

ゼロ空気間ゲキ曲線が締固め曲線の群からかなり離れているのがめだちこの火山灰の1つの特徴であるようにも考えられるが、検討の必要性があると思われる。

(2) 試料の乾燥過程と締固め特性

土質の種類によっては、締固め試験により得られる締固め曲線が、同じ試料を用い同じ方法で突固めた場合でも、あらかじめ試料をいったん空気乾燥させてから水を加えて試料の含水量を変化させて行なった場合と、乾燥の過程にある試料を用いて試験を行なった場合とではその形が異なり、ことに高含水比の粘性土や火山灰性粘性土においてはその傾向が強いことが知られている。このような傾向は粘性土でなくても火山灰のように含水量の内容が、内部保有水(初期含水比)と短期間の加水による含水量である自由水にあたるものに分けて考えられるようなものでは、この傾向があるのではないかと考えられる。

この試験ではその傾向を確かめるため次のような方法で実験を行なった。すなわち、JISによる粒度調整ののち自然状態の含水量の試料に加水し十分浸透させたあとで、それを乾燥させながら試験を行ない、或る含水比のところから逆に加水しながら締固め曲線を描いたものが図-5である。

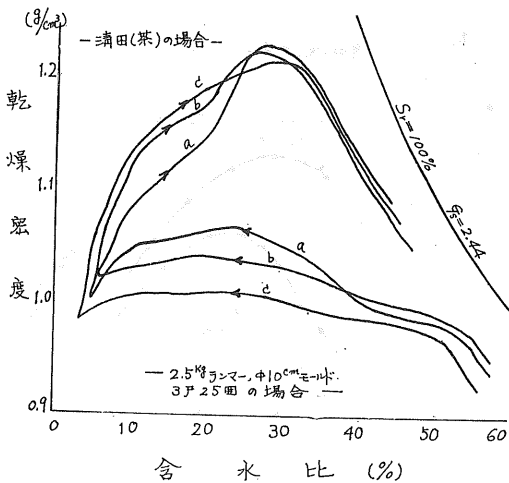


図-5 乾燥および加水過程の締固め曲線

図-5から、乾燥過程と加水過程における締固め曲線は完全にちがった形をなし、乾燥過程の山はゆるやかでピークをもたず、加水過程のものより小さい r_d を示しながら進み、加水過程の部分で前より大きい r_d を示す1つのピークをもつ山の形をなしている。このことは、

関東ロームなどの粘性土の場合はいわゆる拘束水が土粒子間を結ぶ構造骨格をなしているときみなされるのに対し、多孔質の火山灰の場合は土粒子の表面に吸着された水がこれらの現象を示すのではないかと考えられる。すなわち、加水された水のみが締固めの際の土の状態を支配する水と考えられ、拘束されている水はその役をなさず、しかも含水量として測定されるのでこのような現象がおこるものであると思われる。いわば、測定された含水量が自由水として働くか、吸着された水として働くかのちがいによると考えられる。また、同じ含水量で加水過程での最大の r_d が乾燥過程のものより14~18%の増加率を示し、締固めエネルギーの差による増加率が3層25回と5層25回で約7%というのにくらべると、2~2.5倍の増加率であり、この乾燥、加水過程の差による影響は無視できない点であると考えられる。

4. あとがき

この報文は、清田火山灰に関するいくつかの土質試験を通して得た結果からその土質工学的特性と試験の際における問題点を考察したものであるが、それぞれに問題点があるようで今時ともこれら問題点を中心に研究を続ける予定である。

また、この報文の実験データは、本学工学部土木工学科3年目学生の後期土質実験において、坂上の指導によりテーマとしてとりあげた“火山灰土の工学的性質”で得られた実験結果の一部を坂上が検討し、整理したものである。なお、今後とも学生実験の内容を充実しこのような生きたデータによる研究を学生自身によっても発表できるよう一層の努力をしてゆきたい。

おわりに、この報文をまとめるにあたり御指導いただいた伊福部宗夫教授、積極的に実験に参加してその実をあげた土木工学科3年目の学生諸君、および試料の採取から終始実験にご協力いただいた実験助手の高橋徳名、早川寛志の両君に心から謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 例えば、北郷・土岐・三田地・鈴木・鈴木：火山灰の2.3の土質力学的特性と清田団地における震害(1968年十勝沖地震) 土質工学会北海道支部 技術報告資料 第9号
- 2), 3) 文献1)に同じ
- 4) 土質工学会：土質試験法
- 5), 6), 7), 8) 文献4)に同じ

火山灰土の力学的性質に関する実験

正員 池 浦 勲*

1. まえがき

本道に広く分布する火山灰土は、その成因、風化程度によってレキから粘土化したものまで多様の粒度分布を有する。また粒度のほかに土粒子内部の空隙や硬さ、保水性など土粒子自身の性質がセン断、突固め、透水特性のような工学的性質に大きく影響するといわれている^{1),2)}が、本道の火山灰土についての研究は、その分布を中心にしたものは進んでいても、力学的性質については1,2を除いてあまり進められていないように思われる。

本実験は、火山灰土の力学的特性に、上記のような幾

多の要因がどのように影響しているかを考察しようとするものであるが、今回は、大よその挙動を把握する為にこれまで行なった若干の試験結果を報告する。

実施した試験は含水状態を変えた排水三軸圧縮試験と突固め試験である。

2. 試料および試験方法

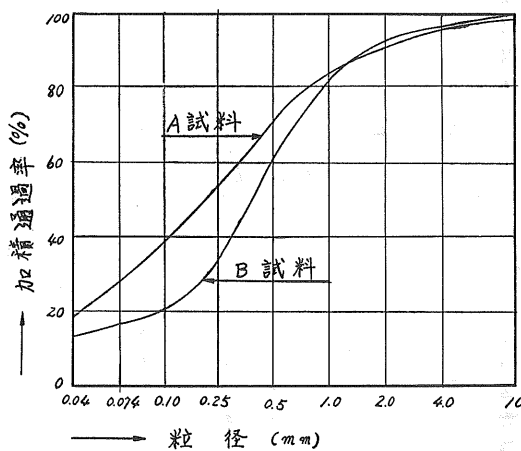
2-1 試料

試料の名称、産地、物理的性質は表一1、図一1に示すようである。

このうち比重 G_s の値は、土粒子の多孔質に起因して

表一1 試料の物理的性質

試料名	産地	比重 G_s (JIS A 1202)		シルト分以下 (%)	三角座標分類
		2 mm以下	4.76mm以下		
A 試料	網走管内訓子府町	2.51	2.49	29	砂質ローム
B 試料	〃 美幌町	2.63	2.53	17	砂



図一1 粒径加積曲線

試験方法(試料調整,脱気方法)により差が生じ,そのうちの値を採用するかは G_s の使われ方によって選択すべきかも知れないが,ここでは JIS A 1202 による G_s をもつ

てして以下の間ゲキ比 e 、飽和度 S の計算を行なう。

試料は採取後空気を乾燥をし、このなかから 2.0 mm フルイ、4.76 mm フルイ通過分をそれぞれ三軸試験用、突固め試験用に採用した。

2-2 三軸圧縮試験

定側圧、歪制御による乱した試料の排水三軸圧縮試験を表一2に示す条件で行なった。

表一2 三軸圧縮試験条件

		含水比 (%)	飽和度 (%)	その他
A 試料	気乾	0.9	89~95	密度 4段階 側圧 3段階 歪速度 1%/分
	水浸	40~45		
B 試料	気乾	0.3	85~90	
	水浸	21~26		

気乾状態は一定の密度をもつ直径 5 cm、高さ 12 cm の供試体を砂質土成形モールドを用いて作成し、水浸状態の場合はその後上部排水路から真空をかけ下盤から徐々に

* 北見工業大学土木工学科 講師 工修

水を導き入れたものである。(以下前者を D_{ry} , 後者を W_{et} と略記する)

2-3 突固め試験

突固め特性に及ぼす初期含水比 w_i , 突固めエネルギー E_c の影響をみるために表-3のような条件で突固め試験を行なった。

表-3 突固め試験条件

		初期含水比(%)	突固めエネルギー cm · kg/cm ²	その他
A 試料	I	1.0	1.9 (5層5回) 3.8 (5層10回) 5.6 (5層15回) 5.6 (3層25回)	モールド径 10cm ランマー 2.5kg 落下高 30cm 試料最大粒径 4.76mm くり返し試料使用
	II	12.1		
	III	22.8		
B 試料	I	0.5		
	II	7.0		
	III	12.9		

上表の初期含水比IIIは, いったん空気乾燥した試料に適量の水を加えてよく混ぜ合せ, 予備実験で得られた気乾試料の最適含水比よりやや低い含水比に調整してビニール袋に入れ密封状態で10日間以上放置したものである。

同様に含水比IIIと気乾Iのほぼ中間になるよう初期含水比IIを設定した。

3. 実験結果とその考察

3-1 三軸圧縮試験

(i) 破壊時軸ヒズミについて

セン断時の応力-ヒズミ曲線はA, B試料とも明瞭なピークを有している。図-2はその破壊時の軸ヒズミ e_f を図示したものであるがA試料の D_{ry} を除いては, ゆるい試料ほど側圧の高いほど, 破壊に至るに大きなヒ

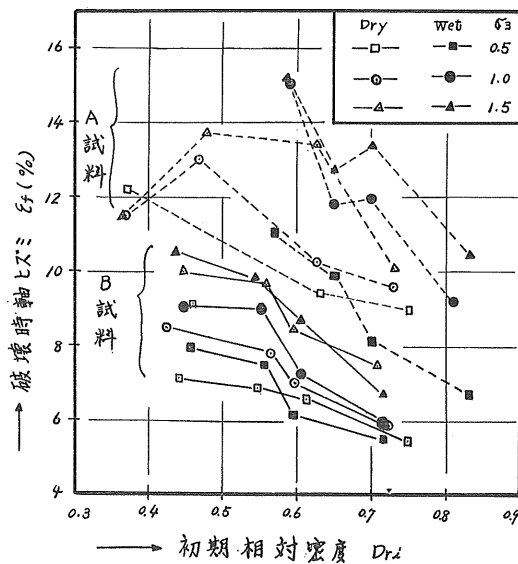


図-2 e_f と D_r の関係

ズミを要するようである。

(ii) セン断強度と含水状態の関係について

図-3は破壊時の主応力比 $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_f$ と相対密度 D_r の関

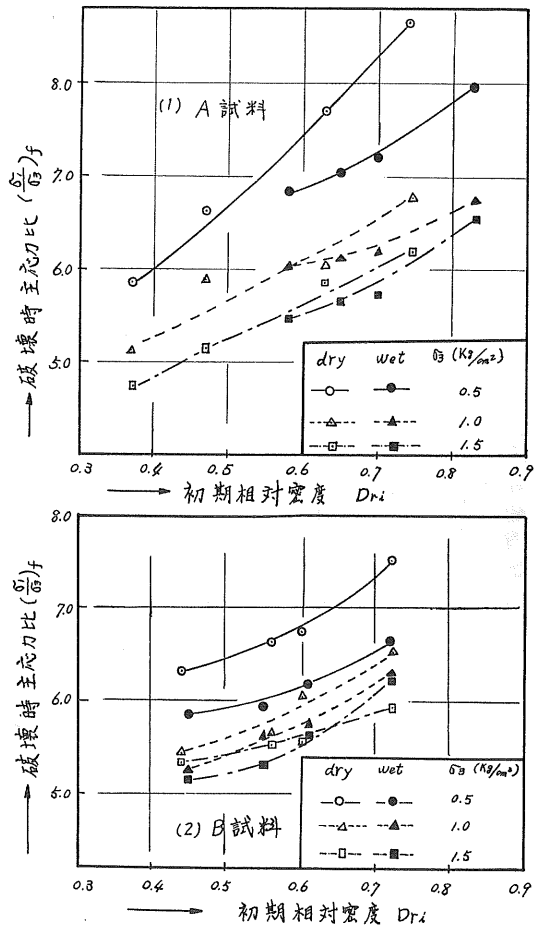


図-3 $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_f$ と D_r の関係

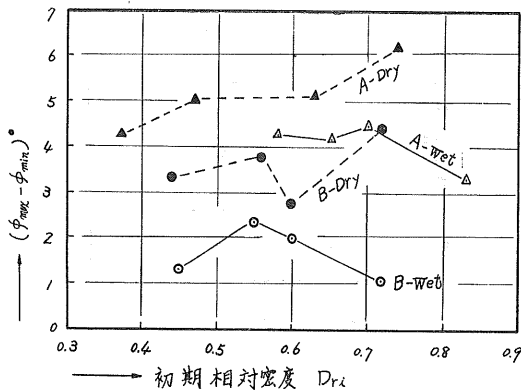


図-4 $(\phi_{max} - \phi_{min})$ と D_r の関係

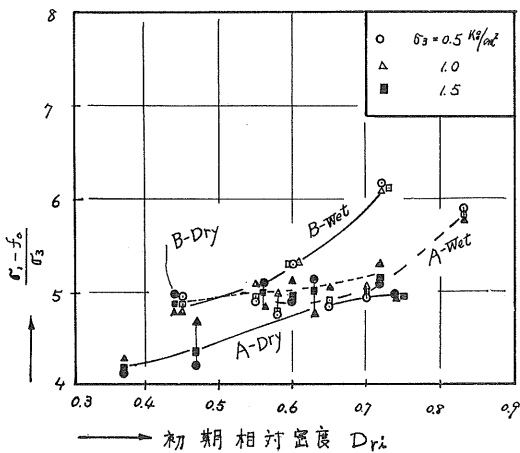


図-5 $\left(\frac{\sigma_1 - f_0}{\sigma_3}\right)$ と D_r の関係

係を示したものである。

これより、ある密度の土に対してその含水比にかかわらず側圧 σ_3 が増すにつれ $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_f$ の減少することは明らかである。すなわち σ - τ 関係におけるモール・クーロンの破壊包絡線は原点を通る直線ではない。各密度についてセン断抵抗角 $\phi = \sin^{-1} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$ を求めてみると図-4に示すように σ_3 によって ϕ は大きく変化する。

一般にセン断抵抗角 ϕ と粘着切片 c は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f - \sigma_3$ 関係の傾き m_0 、切片 f_0 のとき $\sin \phi = \frac{m_0}{2 + m_0}$

$c = \frac{f_0}{2\sqrt{1+m_0}}$ より求められるがいま図-3の縦軸を $\frac{\sigma_1 - f_0}{\sigma_3}$ に書き換えてみる。粘着切片を差引いて考えたらどうなるであろうかということである。

図-5はその結果であるが、当然のように σ_3 による

$\left(\frac{\sigma_1 - f_0}{\sigma_3}\right)$ の違いは激減し平均0.3、 ϕ にして $1^\circ 20'$ の違いである。

図-5をさらに細かく見ると $\sigma_3 = a$ における $\left(\frac{\sigma_1 - f_0}{\sigma_3}\right)$ の値を ma とするとき、全部で16シリーズのうち

- ① $m_{1.0} > m_{0.5} > m_{1.5}$ のもの 8
- ② $m_{1.5} > m_{0.5} > m_{1.0}$ のもの 6
- ③ $m_{1.5} = m_{0.5} = m_{1.0}$ のもの 2

であることがわかる。

①, ②, ③はそれぞれ図-6の(1), (2), (3)のような σ - τ 関係を表わすと考えられ、平均的性質(3)をはさんで(1), (2)がほぼ同数ずつ現われていることになる。火山灰土の σ - τ 関係が本来(3)のような直線関係であり(1), (2)は試験値のバラツキであるとも考えられるが、結論を導くにはより広範囲の側圧についての実験と、ダイレイタンスの測定が必要と考える。

強度に及ぼす含水の影響を考えてみると、図-3のように浸水することによって、この種の火山灰は強度を減じる傾向にある。この減少は図-7にみるように粘着切片 c の減少によるものであり、 ϕ はむしろ増加の傾向に

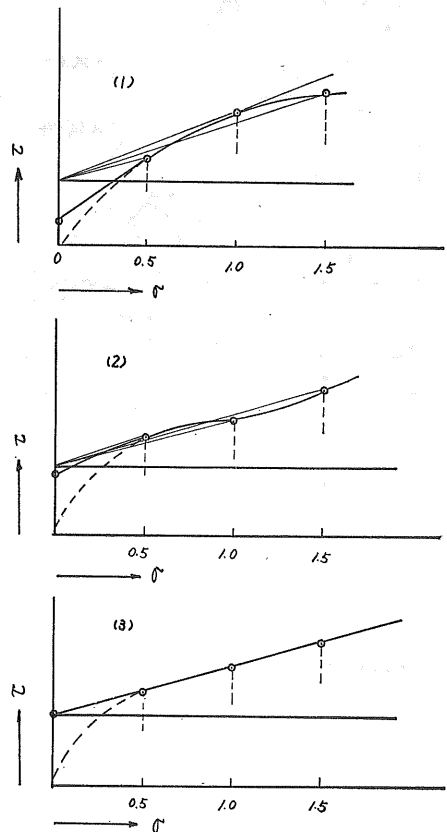


図-6 σ - τ 関係

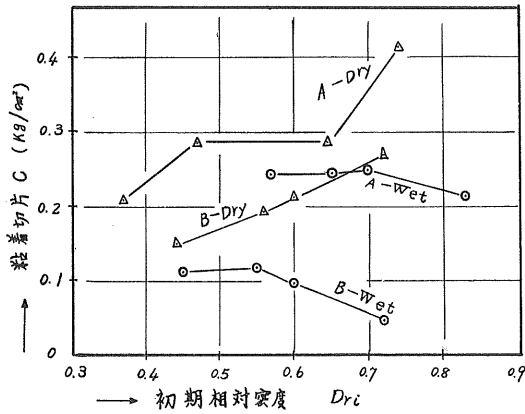


図-7 CとDriの関係

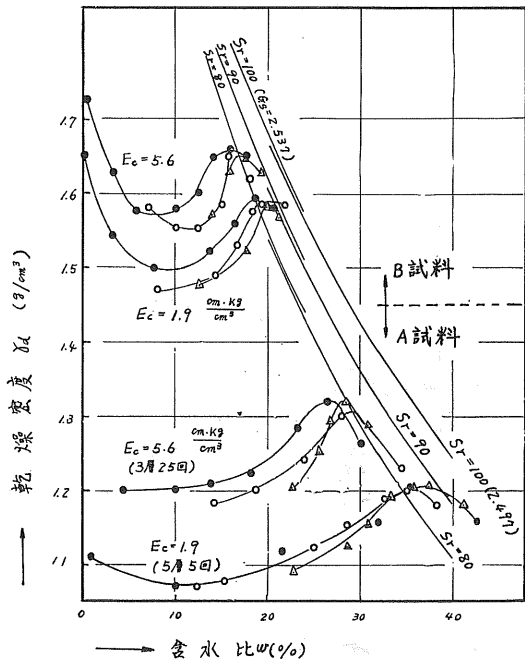


図-8 突固め試験結果

ある(図-5)。これは $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ の水浸による $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ での減少割合が他の側圧のものに比して大きいためである。

3-2 突固め試験

図-8は突固め試験結果を示すものである。突固めエネルギー $E_c=3.8 \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}^2} \right)$ の r_d-w 曲線は図中に示していないが $E_c=1.9$ と $5.6 \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}^2} \right)$ の曲線の間位置している。両試料ともに r_d-w 曲線は明らかにピークを有する。このピークでは $E_c=5.6$ (3層25回)の場合飽

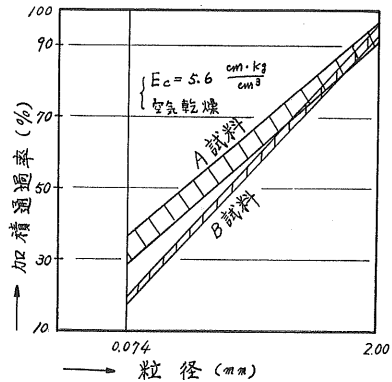


図-9 突固め前後の粒径加積曲線

和度 $S=75\%$ であり、 E_c を減じていくと S はやや増加の傾向にある。

また初期含水比 w_i は、最適含水比 w_{opt} 付近では r_d-w 曲線にほとんど影響しなくなる。

以上が図-8からよみとれるところであるが、ここにおいて注意しなければならないのは土粒子の破碎の影響である。今回は一連の突固め試験において試料を繰返して使用したわけであるが、その間の粒子破碎、粒度変化が図-8に、さらに他の工学的性質にどのような影響をもつものかを今後検討しなければならぬと考える。図-9は、空気乾燥した試料の $E_c=5.6$ の場合の突固めによる粒度変化の一測定結果である。

4. むすび

以上をまとめると

- (1)火山灰土の強度は水浸することによってやや強度を減じるようである。粘着切片の取扱い方、広範囲の σ での $\sigma-\tau$ 特性を検討するためにダイレイタンサー測定を含めたより多くの実験が必要である。
- (2)繰返し試料使用法による突固め曲線のピークでの飽和度 S は75%から85%に分布する(ただし $E_c=1.9\sim 5.6$)。突固め中に粒子破碎が起っており、非繰返し試料使用法による試験と比較検討する必要がある。

本実験は小野節男、大土一雄、二本柳均、渋谷幸雄の4君が卒業研究として行なったものを池浦がとりまとめたものであることを記してここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 久野悟郎：土の締固め、技報堂全書57, 1963
- 2) 森 満雄：火山レキの締固め特性と支持力、土と基礎, Vol 13, No. 6, 1965

繰り返し载荷を受けた乾燥砂の変形特性について

正員 ○中村耕次*
 小町屋利行**
 平田謙志***
 正員 土岐祥介****

1. まえがき

本実験は、三軸圧縮試験における乾燥砂の変形特性と強度特性について考察したものである。この種の実験は一昨年^{1),2)}から行なっているが、今回の特徴は静的繰り返し载荷の繰り返し点を応力でコントロールしたこと、および供試体の側方ヒズミを直接ピックアップで測定したことである。なお、この実験の概要は土木学会第25回年次学術講演会で発表している、以下では主として変形特性について考察を加えることにする。

2. 実験方法と試料

2-1

実験に使用した試料は豊浦砂であり、その物理的性質を表一に、粒径加積曲線を図一に示す。表一にあるようにこの試料は主として石英から成り立っており角ばった粒子が多い。

2-2 実験方法

変形量測定の精度を高めるため供試体の大きさを昨年度までよりも5割増し、すなわち直径75mm、高さ185mmとし、ノギスで直径、高さを計り初期間ギキ比 e_0 を求

表一 物理的性質

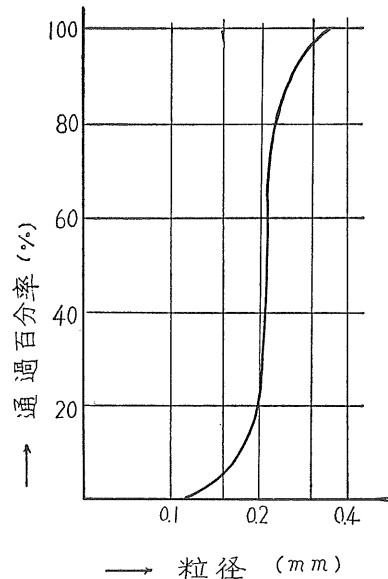
比重		2.65
10%粒径	D_{10}	0.18 mm
30%粒径	D_{30}	0.205 mm
60%粒径	D_{60}	0.210 mm
均等係数	U_c	0.19
曲率係数	U_o	1.13
e_{max}		0.95
e_{min}		0.65
粒形		角ばっている

* 北大工学部土木工学科 助手

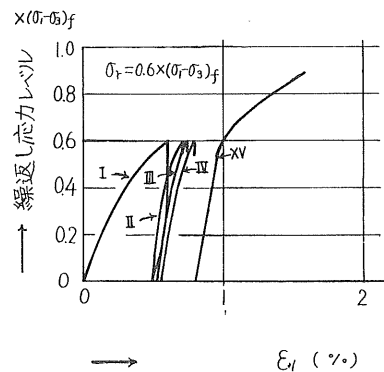
** 中央復建コンサルタント

*** 日本軽金属株式会社

**** 北大工学部土木工学科 助教授



図一 粒径加積曲線



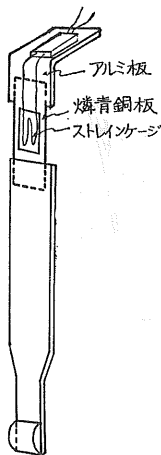
図二 载荷方法

めた。載荷方法は図—2に示すような静的繰り返し載荷で、繰り返し応力レベルは繰り返し載荷をしない試験（以下 *S-Test* と呼ぶ）で、あらかじめ求めておいた最大軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の 20%、40%、60%、80% の 4 種類とした。ヒズミ速度 $\dot{\epsilon} = 0.5\%/min$ で載荷し、繰り返し応力点まで軸差応力が達したら除荷し、軸差応力が零となったとき再び載荷した。この繰り返し載荷は、繰り返し応力レベルが低い場合は、供試体がほぼ同じ応力—ヒズミ曲線のヒステリシスループに沿って変形を繰り返すまで、すなわち弾性体のような挙動をとるにいたるまで載荷と除荷を繰り返すことにした。繰り返し応力レベルが $0.6 \times (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 、 $0.8 \times (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ のように高い場合、この状態にはなかなかいたらないので、残留ヒズミ（応力を除荷したときの軸ヒズミと前サイクルの応力除荷時の軸ヒズミとの差）がほぼ一定値となる14回で終了させ、15回目の載荷で破壊に至らしめた。なお、応力レベルの低い場合も15サイクル目で破壊に至らしめた。以下この繰り返し載荷試験を *R-Test* と呼ぶことにする。表—2は実験ケースを示している。

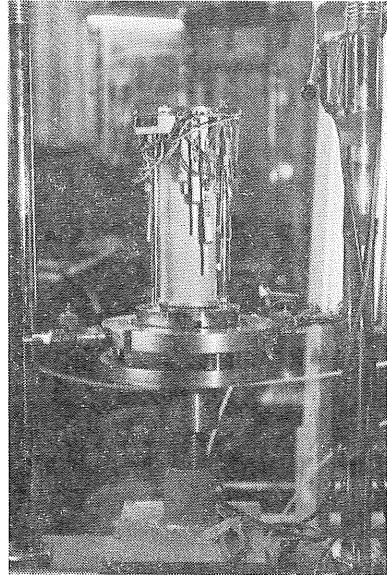
側方ヒズミの測定は図—3および写真—1に示すようにピックアップを供試体の上部、中部、下部にそれぞれ4個ずつ計12個とりつけ、供試体に生ずる側方ヒズミの

表—2 実験ケース

<i>S-Test</i>	σ_3 kg/cm ²	0.5	1.0	2.5	5.0	計16ケース
	r g/cm ³	1.410	1.463	1.515	1.570	
<i>R-Test</i>	σ_3 kg/cm ²	0.5	1.0	2.5	5.0	計64ケース
	r g/cm ³	1.410	1.463	1.515	1.570	
	$\frac{\sigma_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$	0.2	0.4	0.6	0.8	



図—3 側方ヒズミ測定用ピックアップ



写真—1 側方ヒズミ測定用ピックアップの設定

値（和）を *X-Y*レコーダーに自記させた。このピックアップの精度であるが、供試体が特別不均一な変形をしない限り、マイクロメーターを用いた測定結果との差異は3~8%であったのでほぼ満足すべきものであるとみなした。

供試体上下端部の摩擦の側方ヒズミに与える影響を少なくするために、ベディスタルをステンレス製とし、中央の直径15mm程度の小さなポーラスストーン部以外には、シリコンオイルを薄く一様に塗り、さらに砂供試体との間にゴムスリーブを入れて端面の摩擦を減少させた。

3. 実験結果と考察

3—1 応力—ヒズミ曲線

砂試料にせん断応力を作用させることによって生ずる変形には、砂粒子の個々の接触部における変形による部分もあるが、大部分は接触している粒子同士がその相対的位置を変えることによって生ずるものである。微小変形の領域でも、上述のような非可逆的な微小なスベリと微小な回転が粒子の接触部で発生しているのであるが、1個の砂供試体としての変形が外力に比例する範囲がある。このようなとき、砂供試体は弾性的挙動をとる、とここでは言うことにする。

図—4は、応力—ヒズミ曲線と、軸ヒズミ e_1 に対する e_1 と側方ヒズミ e_3 の比、すなわち e_3/e_1 の変化をプロットしたものである。これをみると、繰り返し応力レベル σ_r が $0.4 \times (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 以下のとき、繰り返し載荷が e_1 の1

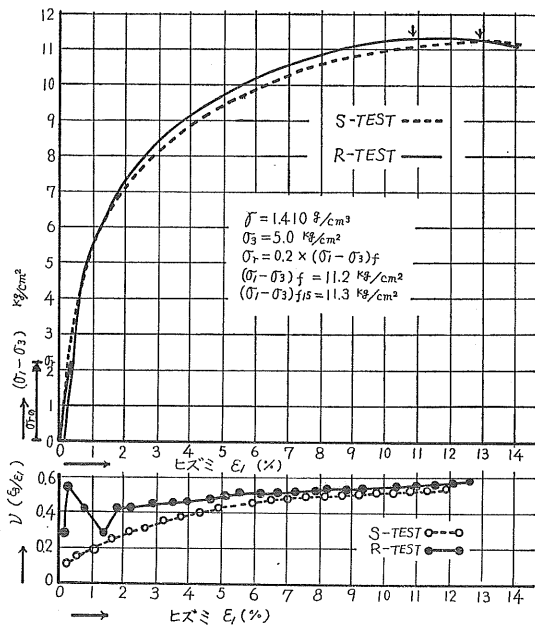


図-4(a) 応力-ヒズミ曲線と $\epsilon_1 - \epsilon_3/\epsilon_1$ 曲線

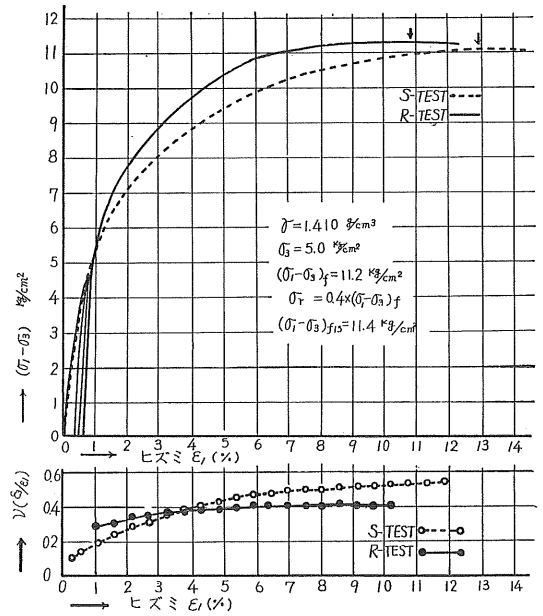


図-4(b) 応力-ヒズミ曲線と $\epsilon_1 - \epsilon_3/\epsilon_1$ 曲線

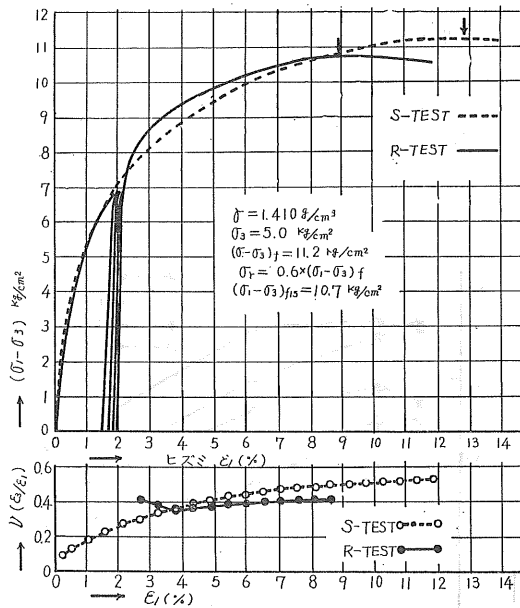


図-4(c) 応力-ヒズミ曲線と $\epsilon_1 - \epsilon_3/\epsilon_1$ 曲線

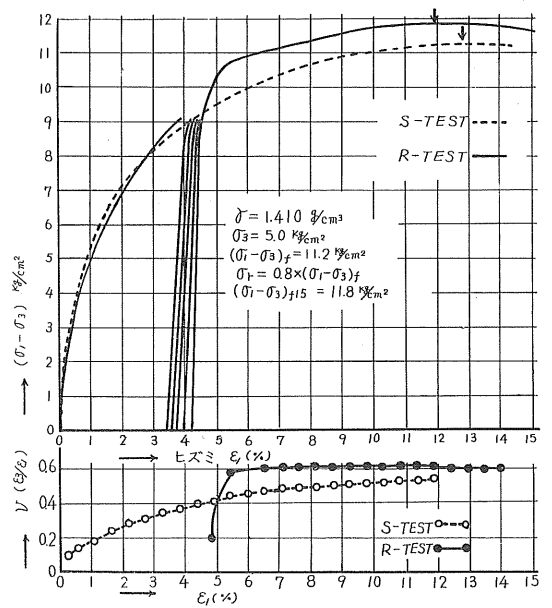


図-4(d) 応力-ヒズミ曲線と $\epsilon_1 - \epsilon_3/\epsilon_1$ 曲線

%未満で行なわれている。応力-ヒズミ曲線を見ると、 σ_r が低い場合、繰り返し載荷時に供試体はほとんど弾性的挙動をとることが分る。図に示してあるのは、供試体の密度が小さい場合であるが、密な場合の方がこの傾向が強い。

筆者らが報告しているように、弾性範囲内で繰り返し載荷を行なうと、破壊強度はわずかではあるが大きくなる。この増加は、内部摩擦角にしてたかだか 1° であるが、図-4からもわかるように、繰り返し載荷直後の部分の応力-ヒズミ曲線が、S-Testのものの左上方に位置しており、これが破壊荷重をかける以前に小さな荷重を繰り返し載荷したときの応力-ヒズミ曲線の一つの特徴となっている。この現象は砂の強度成分中のダイレイタンシー成分の影響を考えると、理解されるものと思われる。すなわち、後述するように、R-Testにおいて、供試体が応力-ヒズミ曲線からみて弾性的挙動をしていると考えられる部分の e_3/e_1 は、S-Testにおける同じ e_1 のときの値より大きくなっていることと対応している。

ここで、 e_3/e_1 はセン断ヒズミの増加に伴う供試体の体積膨張の度合を示すもので、言うまでもなく e_3/e_1 が0.5以上では供試体は体積膨張を起していることになる。供試体を変形させるに要する外からの仕事は、あるセン断強度をもつ供試体がある量だけひずませるに要する仕事と、供試体に加えられている拘束圧 σ_3 と、軸ヒズミ e_1 の増加に伴う体積ヒズミ(増加) $\frac{\Delta V}{V}$ との積、 $\frac{\Delta V}{V} \times \sigma_3$ で表わされる仕事の和となる。この $\frac{\Delta V}{V} \times \sigma_3$ がセン断強度中にしめるダイレイタンシー成分であるから、ある軸ヒズミにおける軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ はダイレイタンシー成分の大きなものほど、いいかえると e_3/e_1 が大きなものほど大きいことになる。S-Test、およびR-Testにおける応力-ヒズミ曲線の違いは、両試験法における e_3/e_1 の違いの面から一応の説明はされるものと思う。ただし、破壊点付近では、S、R-Testで e_3/e_1 に差があまりないので前述のように破壊強度の差はほとんどないのである。

本実験では供試体が一定体積であるように強制していないので、セン断変形には必ず容積変化を伴う。今、軸方向ヒズミが $d e_1$ だけ増加するあいだに、側方ヒズミが $d e_3$ 変化し、この時 $(\sigma_1 - \sigma_3)'$ を供試体の摩擦角と粘着力とだけにつり合っている軸差応力の部分とすると仕事のつり合いから次式が成立する。

$$\sigma_1 d e_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)' d e_1 + 2 \sigma_3 d e_3 \dots\dots\dots(1)$$

したがって

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)' + \sigma_3 (2 \cdot \frac{d e_3}{d e_1} - 1) \dots\dots\dots(2)$$

となる。

(2)式右辺第二項は、ダイレイタンシーインデックスD.I.に等しい。今回の実験では $\frac{d e_3}{d e_1}$ が得られているので、これからD.I.を求め、これの載荷条件による変化、および文献2)との比較を行なった。繰り返し応力レベル σ_r の増加につれD.I.は減少していくようであるが、データのバラツキが多く、直接体積変化を測定して求めたD.I.ともやや差があり、はっきりとした結論を得るにいたらなかった。

3-2 ポアソン比

三軸圧縮試験における供試体の軸ヒズミ e_1 と側方ヒズミ e_3 の比、すなわち $-e_3/e_1$ をここではポアソン比 ν と呼ぶことにする。図-4は実験結果の一例であるが、初期密度の大小にかかわらず ν は e_1 の増加と共に増加し、その増加は徐々にゆるやかとなり供試体の破壊近くである値に落ち着く。その値は供試体の破壊状態によって異なるが0.5~0.8の範囲であった。図-5は破壊時のポアソン比 ν_f を全実験ケースにわたってS、R-Test、および繰り返し応力レベルの区別なしに平均し、それを縦軸にとり、拘束圧 σ_3 を横軸にとったものである。文献3)でも述べているように、当然のことながら σ_3 が大きくなると ν_f は小さくなる傾向がある。密な供試体の ν_f は緩い供試体の ν_f に比べ一般に大きく、密な供試体は破壊時に著しい体積膨張が起っていることを示している。

図-6はR-Testにおける繰り返し載荷時のポアソン比 ν_r の1例である。第1サイクルにおける ν_r と軸ヒズミとの関係は、第2サイクル以後と違った挙動を示している。第1サイクルでは、軸ヒズミの増加とともに ν_r は単調に増加しているが、第2サイクル以後では、軸ヒズミ0.1%以下の極く小さい部分では ν_r が0.5よりかなり大きな値を示し、軸ヒズミの増加とともに0.5前後の値

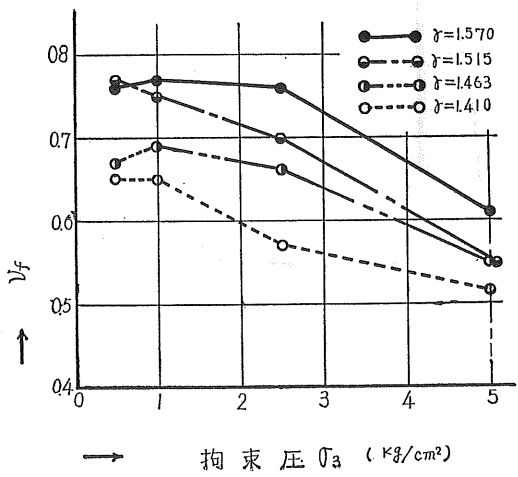
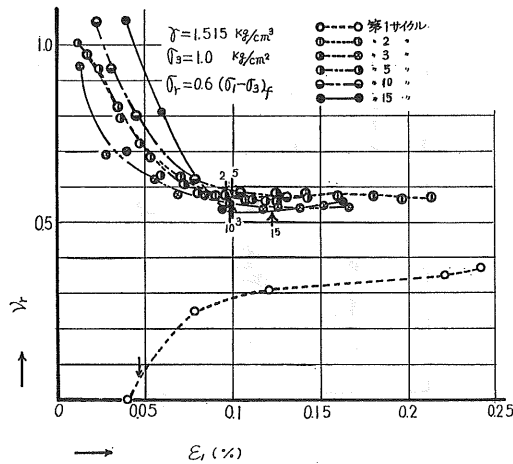


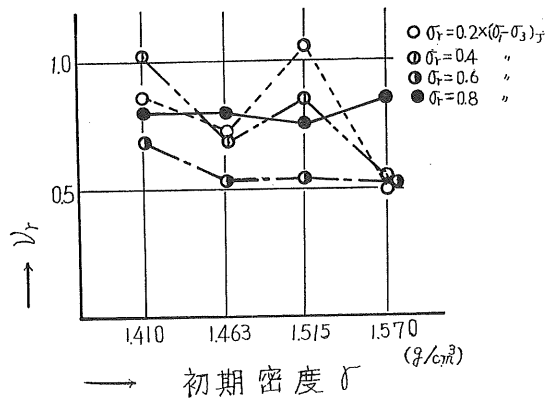
図-5 破壊時のポアソン比



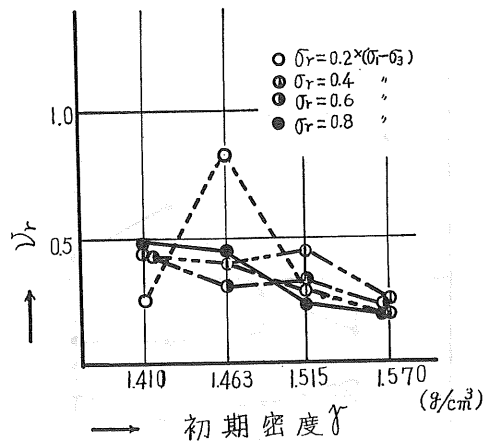
図一六 繰り返し載荷時のポアソン比

に漸減している。砂の供試体に繰り返し応力を加えると、その応力—ヒズミ曲線は、軸ヒズミの小さい部分で直線となる。今回の実験では、各繰り返しのサイクルにおいて、軸ヒズミ0.1~0.3%以下の部分でその直線関係がみられた。ここで応力—ヒズミの関係が直線性を失なうときの軸ヒズミを各サイクルごとに求め、それを図一六の $\nu_r \sim \epsilon_r$ の関係曲線中に矢印で示したところ、 $\nu_r \sim \epsilon_r$ の関係を示すカーブの平坦になる点と一致していて興味深い。一般に第1サイクルの ν は0.5よりかなり小さく、砂の供試体は載荷によりしめ固められているが、第2サイクル以後では ν が0.5以上になり、載荷されることによって間ゲキ比が増加し拘束圧にさからって仕事が行われていることになる。すなわち $\nu = \epsilon_3 / \epsilon_1 > 0.5$ のところでは、ヒズミの増加とともに動員されるせん断抵抗が増加し、かつ前述した供試体の表面での仕事、すなわちダイレイタンス成分もこれに付加される。一方、図一六の矢印で示される軸ヒズミを境として、ポアソン比はそのサイクルの初期における値よりかなり小さくなり、図一六ではほとんど0.5になっている。その結果、体積膨張に費される仕事分が極端に小さくなり、軸ヒズミ増加に対する $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の増分は、ほとんど軸ヒズミの増加に伴って動員されるせん断力の増分だけとなり軸荷重の増加割合も小さくなる。応力—ヒズミ曲線が第1サイクルと第2サイクルで非常に異なったものとなり、第2サイクル以後で、かなり明瞭な直線区間と曲線区間に分かれることも、ポアソン比の変化を考えると、一応理解することが出来る。

図一七は第15サイクル目の弾性的挙動限界時のポアソン比 ν_r を初期密度に対してプロットしたものである。ここで、弾性的挙動限界とは応力—ヒズミ曲線が、直線



図一七(a) 初期密度とポアソン比 ($\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)



図一七(b) 初期密度とポアソン比 ($\sigma_3 = 5.0 \text{ kg/cm}^2$)

性を失わないはじめる点を指している。弾性的挙動限界時のポアソン比をとった理由は、繰り返し載荷時に於ては供試体の変形が弾性的挙動領域を越えると、第1サイクルを除いて、各ケースとも ν_r がほぼ一定値に近づくからである。破壊時のポアソン比にくらべ、弾性的挙動限界時のポアソン比は、バラツキが多くはっきりした傾向をもっていない。ことに σ_r が低いとそれが著しいが、拘束圧の大きなもの、また密度の大きなものが小さな値となる傾向がみられるようである。図一五でははっきりと密度の大きい場合の方が ν_r が大きくなっているが、図一七では逆の関係となっている。微小変形領域と破壊時との違いであるが現在のところこのうまい説明はできない。

3-3 変形係数

ここで弾性的挙動と定義した領域では、供試体の変形は外力に比例しているので変形係数 E を定義し得る。本実験においては14回繰り返し載荷を行ない15回目にセン

断破壊に至らしめているので、変形係数は各サイクル毎に求まり計15個得られた。今までの実験結果と同様に、第1サイクルの変形係数 E_1 は第2サイクル以後の変形係数 $E_2 \sim E_{15}$ に比べて、かなり小さな値を示した。一方、第2サイクル以後の E は、拘束圧の低いとき、載荷除荷をくり返して続けていってもほとんど変化を示さないが、拘束圧の大きなとき、3~4サイクル目の E より15サイクル目の E の方が約5~10%増加している場合もあるので、第15サイクルの変形係数 E_{15} をここではその供体試の変形係数として考察を進めることにする。

E_{15} は拘束圧が大きくなるにつれて増大し次式で表わされる。

$$E = \alpha \sigma_3^{\beta} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 α は $\sigma_3 = 1.0 (\text{kg/cm}^2)$ のときの E_{15} である。図-8 は繰り返し載荷応力レベル σ_r の α に与える影響を

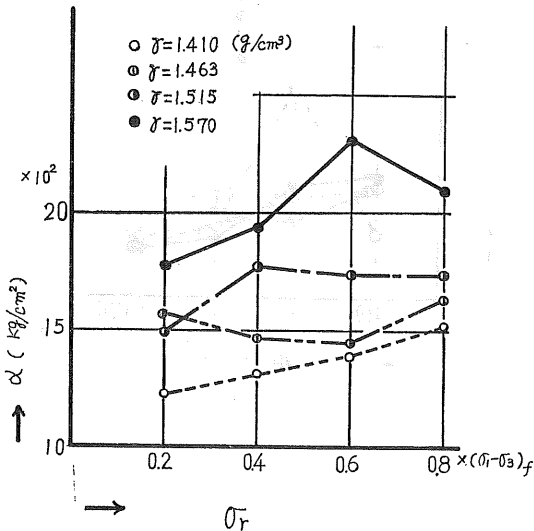


図-8 α と σ_r の関係

示したものである。図において、 σ_r が高くなると α は大きくなり、 $\sigma_r = 0.8 \times (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時の α は $\sigma_r = 0.2 \times (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 時の α の12~24%程度大きくなっている。 σ_r を高くしても砂の強度定数 ϕ はほとんど変わらないのと対照的である。したがって、砂の破壊強度と変形係数とはそれぞれ別個な特性をもつ量であると言えよう。換言すれば、繰り返し載荷は塑性領域での1つの量である破壊強度に与える影響よりも、むしろ、供試体の微小変形領域での弾性的挙動に、より大きな影響をおよぼすということになる。

図-9 は α と初期密度 γ との関係である。図中の白丸と点線で示されている実験結果は、同じ豊浦砂について行なった文献1)のものである。この実験の供試体の

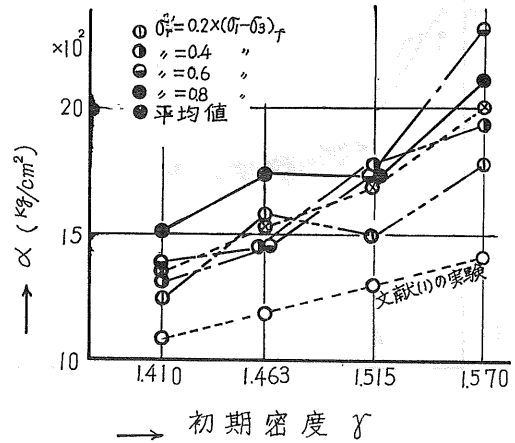
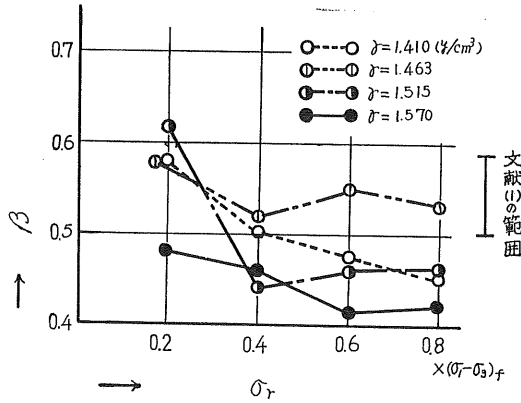


図-9 初期密度と α の関係

寸法は本実験の供試体よりやや小さく、直径50mm、高さ120mmであり、載荷方法もヒズミ1%に達するたびに除荷したこと、載荷回数が本実験の半分である点が今回の実験との相違点であるが、最も違う点は破壊に至らしめる以前に繰り返し載荷した軸差応力の大きさである。すなわち、文献1)の実験ではほとんど $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ に近い大きさの繰り返し応力が供試体に与えられている。

図-8, 9 から明きらかなように、 α は密度の大きなもの程大きく、大まかに言って σ_r の増加とともに増加している。このことからすると、文献1)の結果が図-9 における本実験結果の上位にこなければならぬことになって矛盾するが、図-8 の密度の高い場合にややその傾向がみられるように、 σ_r を増加させることによって必ずしも α は大きくなるとはかぎらないようである。繰り返し載荷時の変形係数は、直線区間の勾配を求めるといふかなり客観的に得られるものである。これが図-9 に示すように実験者、装置の差があるとしてもかなりの差が見られることから、繰り返し載荷応力の高低、繰り返し載荷点の規制の仕方(応力レベルとヒズミレベルの違い)によって変形係数に違いを生ずるものと判断してもさしつかえないものと思われる。したがって、繰り返し載荷法により求めた静的変形係数を、例えば動の変形係数などと関連させる場合においても、ある特定の試験法により求めた結果についての相互の関係ということで、それを両者の一般的関係とすることはできないということである。

図-10 は(3)式の β を示したものである。また図中に文献1)の実験結果の範囲が示されている。 β は砂に個有なものと言われているが、 σ_r の増加とともに幾分減少しているようである。



図—10 β と σ_r の関係

4. 結 論

(1) 繰り返し載荷応力レベル σ_r が低い場合、繰り返し載荷は軸ヒズミの1%未満で行なわれており、そのとき供試体はほとんど弾性的挙動をとる。

(2) 弾性的挙動内で繰り返し載荷を行なう事によって生ずる破壊強度の増加は無視できる程度であるが、繰り返し載荷直後の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) は、非繰り返し試験の同じ軸ヒズミの軸差応力に比べ大きい。これはダイレタンシーコンポーネント $\sigma_3(2\frac{d\epsilon_3}{d\epsilon_1} - 1)$ の大小に対応している。

(3) 非繰り返し載荷三軸圧縮試験におけるポアソン比は ϵ_1 の増加と共に増加する。その増加は徐々にゆるやかとなり、供試体の破壊近くである値に落ち着く。そのときの ν_f は0.5~0.8の範囲であった。

(4) 繰り返し載荷応力レベルの大小によらず、 ν_f は σ_3 が大きくなると小さくなり、供試体の密度が高くなると大きくなる。

(5) 繰り返し載荷時のポアソン比は、第1サイクルと第2サイクル以後とは異った挙動を示し、第1サイクル時ではほぼ0.5以下であるのに対し、第2サイクル以後ではほとんど0.5以上である。従って、第1サイクルの載荷では供試体は締め固められ、第2サイクル以後は逆に拘束圧にさからって供試体は仕事をしていることになる。

(6) 第2サイクル以後の応力—ヒズミ曲線の直線関係を失ないはじめる点と、ポアソン比—ヒズミ曲線が平坦になる点とがほぼ一致している。

(7) 弾性的挙動限界時のポアソン比 ν_r は、バラツキが多くはっきりしたことは言えないが、拘束圧の大きなもの、密度の大きなものほどポアソン比は小さくなる傾向がある。密度に関しては破壊時のポアソン比 ν_f の挙動とは逆である。

(8) 変形係数は、繰り返し載荷応力の高低、繰り返し載荷点の規制の仕方等によってかなり異なることから、微小変形領域での弾性的挙動はそれらによって大きく影響を受けることが分る。

参 考 文 献

- 1) 土岐・池浦・国見・鈴木(佳)：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) 池浦・吉田・土岐：砂のせん断特性に関する実験，土質工学会北海道支部技術報告資料，No. 10，1970.
- 3) 中村・土岐：乾燥砂の強度と変形特性について，土木学会第25回年次学術講演会講演集第Ⅲ部，1970.

新冠ロックフィルダムロック材料大型せん断試験について（中間報告）

○宮 前 繁 也*
 吉 田 悟**
 高 橋 昌 東***

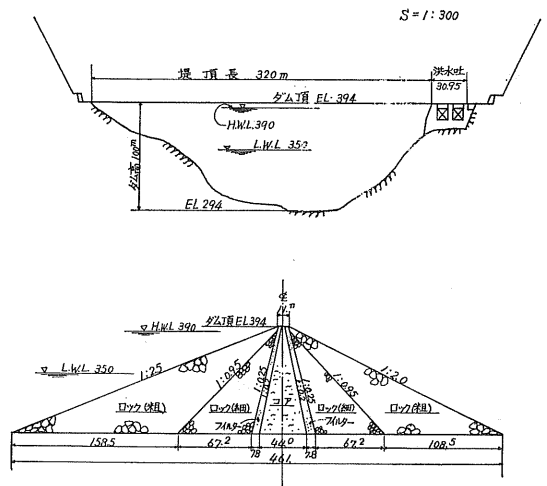
1. まえがき

北海道電力KKでは、日高地方の3河川（沙流川、新冠川、静内川）を総合的に一貫開発する、日高電源開発計画の中核として新冠川に大規模な貯水とピーク用発電が可能な新冠ダムおよび発電所の建設を行なっている。この新冠ダムは、高さ100m、頂長320m、堤体積310万 m^3 の中央土質遮水壁型のロックフィルダムである。

また、発電方式は、下流既設の下新冠調整池を下方池とする揚水式であり、最大使用水量248 m^3/sec 、有効落差94mをもってダム右岸地下発電所で20万KWを発電するものである。ダム附近平面図を図一に、またダム縦断面図および標準断面図を図二に示す。

なお当ダムに使用するロック材料は、ダム直下流左岸の原石山から採取し盛立てを行なうものであり、この原石山の主体をなす岩石の種類は、輝緑凝灰岩、チャート、粘板岩であり、これらの占める比率は、5：4：1の割合となっている。

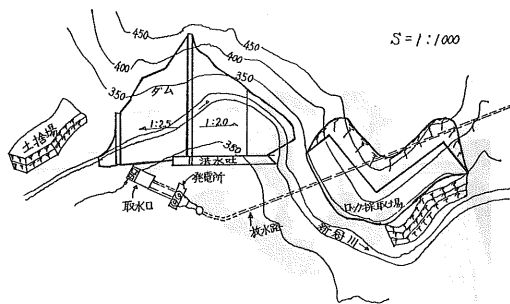
今回の試験は、これらの岩石を使用して一面せん断試験を実施するものである。当ダムの調査、設計の時点において小規模な一面せん断試験（せん断箱の寸法、80cm



図一 ダム縦断および標準断面

×80cm×30cm、最大粒径80%)を、実施して設計数値を決定したが、ダムに使用する材料の最大粒径が、300%～1000%にもおよぶことから、さらに大型の一面せん断試験を行ない、適確な設計値を決定して、安全度を確認して、経済設計を計るとともに、施工上の指針を得ることを目的として行なった。

粗粒材料の強度定数については、色々と研究が行なわれているが、まだ結論的なものは得られていない。その理由としては、材料の強度におよぼす要素すなわち、岩種、試料の最大粒径、試料の粒度分布、間げき比、試料の状態、垂直荷重の大きさ（荷重が大きくなる程、 ϕ は小さくなる）、岩石そのものの強さ、形状、せん断容器の大きさ（小さい程大きな ϕ が得られる）、その他、といったものが複雑にからみ合って、それぞれが強度におよぼす影響が、はっきりしないからである。



図一 新冠ダム附近平面図

* 北海道電力KK、技術研究所 第2課副長
 ** // 新冠建設所 第1土木課
 *** // 技術研究所 第2課

今回の試験は、大きなせん断箱を使うことにより、より実際に近い状態の材料特性を把握するとともに、こういったいろいろな要素（以後要因と呼ぶ）の効果が強度におよぼす影響度合ならびにこれら種々の要因のいろいろな組合せに対する強度（推定値）を求めることを目的として、直交表 $L_8 \times 2$ および $L_8 \times 3$ を用いた実験計画法による実験を行なったのでその概要を報告する。

2. 試験方法

試験は屋外実験場で実施したが施工条件の変動の影響を避けるために十分な配慮を行なった。たとえば試験期間が10月の中旬より1月までと、厳寒期に向かったためロックおよび水の結氷をできるだけ防止する措置を行なうとか、試験用ロック材料を大量にストックしこれを分級使用して試験間のバラツキをなくすように努めた。

試験の内容としては、あとに述べるように要因内の水準が2～3ケにおよぶため試験数をできるだけ少なくするように努めた、（1条件の試験に多大の労力のほかに平均4日を要する）

2-1 試験器具

- 鋼製せん断箱……2.5m×2.5m×0.6m
（重量約0.9 t）
- 載荷板……2.44m×2.44m×0.022m
（重量約1 t）
- コンクリートせん断枠およびアンカーブロック
……現場固定
- コンクリートブロック……0.6m×0.6m×2.4m
（重量1本当たり約2 t）
- 油圧ジャッキ……水平荷重載荷用
（分離式，最大荷重50 t）
- レベル……垂直変位測定用
- タンピングランマー……転圧力5～6 t
- 土圧計……BE-5 KA 17個
- その他

なおせん断試験見取図は図-3に、またせん断試験の状況と、せん断箱に試料を充填した後の状況をそれぞれ写真-1，2に示す。

2-2 試験の準備および方法

(1) 所定の粒度（図-4に粒度分布曲線を示す）に調整した試料を試験カ所の下部水槽（下部水槽の底部は、スライド防止のためせん断方向と直角に数本溝を切るほか、土圧計17個を設置し砂で覆う）に投入し所定の間げき比に合わせて締め固めを行ない、その上にせん断箱を置き試料を投入して下部水槽と同様に所定の間げき比に合わせて締め固めを行なう。

(2) せん断箱内の試料の上に載荷板をのせ、さらに所

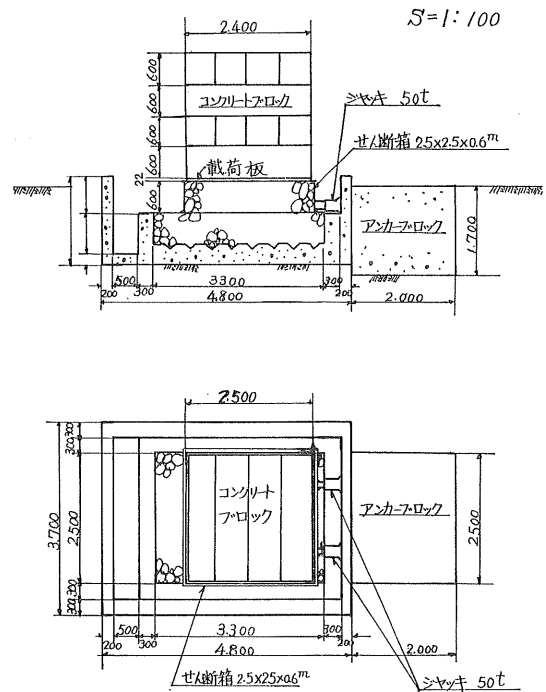


図-3 せん断試験見取図

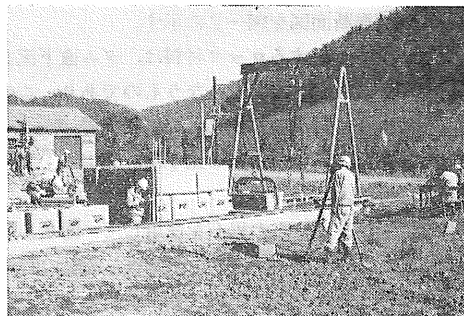


写真-1

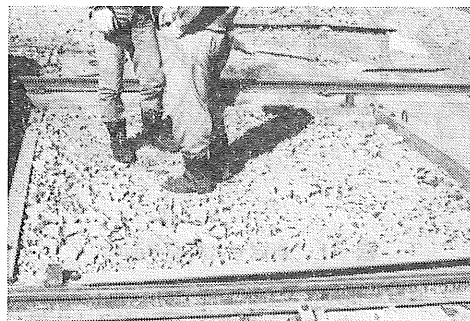
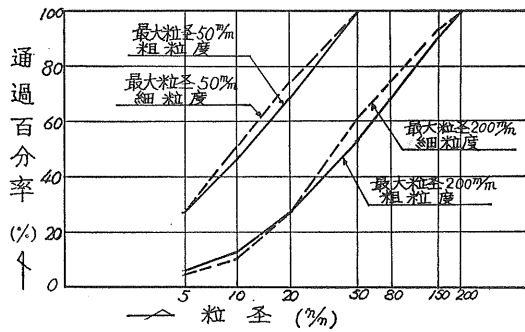


写真-2



図—4 試験に用いた試料の粒度曲線

定の垂直荷重（コンクリートブロック）を載荷するほか、水平荷重を載荷するための油圧ジャッキおよび水平、垂直変位の測定装置を取り付ける。

(3) 試験は下部水槽に投入した試料の上面とせん断箱に投入した試料の底部との間のせん断面に沿ってせん断させる方法である。

(4) 垂直荷重載荷後はこれによる試料の圧縮が収まる

まで変位を測定して、その圧縮が収まったら、ひずみ制御法によりせん断力（水平荷重）をかける。その速度は2 mm/minとする。

(5) せん断力は水平荷重が増なくなるまでかけ続けてこの状態がしばらく続いたら試験を終る。試験後はせん断箱の略中央でせん断面を中心にして直径80cm、深さ50cm程度の孔を掘り取り出した試料の重量を計り水置換により密度を測定する。さらに篩い分けによる粒度試験も行う。

2-3 試験の条件（要因と水準）

試験をできるだけ少なくするため $L_8 \times 2$ および $L_8 \times 3$ の直和法によった。

試験に取り上げた要因と水準について、表—1に、また表—2は各要因と水準の直交表への第1回目の割り付けを示す。

これらの条件に対して測定したものは、最大せん断力、歪量（水平、および垂直）、土圧反力、粒度分布（破碎後）、最大せん断時の密度、球形率（球形率とは、粒子の体積を外接球の体積で除した無次元量である）である。

表—1 要因と水準値

要因	水準		
	水準 I	水準 II	水準 III
A. 岩種	輝緑凝灰岩	チャート	粘板岩
B. 試料最大粒径	200%	50%	
C. 間げき比	0.4	0.5	0.6
D. 試料の状態	空中せん断	水中せん断	
E. 粒度	粗粒度	細粒度	
F. ※垂直荷重	0.256kg/cm ²	0.384kg/cm ²	0.512kg/cm ²

※ 垂直荷重の値は、載荷重（コンクリートブロック）のみのものであり、せん断面にはこのほか、せん断箱、載荷板、試料の各重量が加算される。

表—2 第1回目の直交表 L_8 への割り付け

要因 列 No.	直交表 L_8							実験の指示内容						
	E	F	$E \times F$	A	C	B	D	粒度	垂直荷重 (kg/cm ²)	交互 作用	岩種	間げき比	試料の 最大粒径 (%)	試料の状態
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
1	1	1	1	1	1	1	1	粗粒度	0.256		輝緑凝灰岩	0.4	200	空中せん断
2	1	1	1	2	2	2	2	"	"		チャート	0.5	50	水中せん断
3	1	2	2	1	1	2	2	"	0.384		輝緑凝灰岩	0.4	50	"
4	1	2	2	2	2	1	1	"	"		チャート	0.5	200	空中せん断
5	2	1	2	1	2	1	2	細粒度	0.256		輝緑凝灰岩	0.5	200	水中せん断
6	2	1	2	2	1	2	1	"	"		チャート	0.4	50	空中せん断
7	2	2	1	1	2	2	1	"	0.384		輝緑凝灰岩	0.5	50	"
8	2	2	1	2	1	1	2	"	"		チャート	0.4	200	水中せん断

3. 試験結果

3-1 わりつけと試験結果

L_8 に対する第1回目の試験のわりつけと試験結果を表-3に示す。

3-2 分散分析の結果

第1回目の試験の分散分析結果を表-4に示す。

3-3 要因効果の推定

要因効果の推定を行なうにあたり、次の公式により信頼限界を求める。

$$\pm \sqrt{\frac{F \times V_e}{ne}}$$

ここに F は分子の自由度 (各要因の自由度), および分母の自由度 (誤差分散の自由度) による F 表で危険率 5% に対する限界値である。 ne は有効反復数といわれる

表-3 第1回目の L_8 へのわりつけと実験結果

要因 列 No.	直交表 L_8							実験の指示内容							実験 結果 ($\tan\phi$)	実験結果を1,000倍して仮の平均993を引いたもの
	E_1	F_1	$E \times F$	A_1	C_1	B_1	D_1	粒度	垂直荷重	交互作用	岩種	間げき比	最大粒径	試験法		
	E_2	F_2	F	A_2	C_2	B_2	D_2									
1.	1	1	1	1	1	1	1	粗粒	0.256		輝緑凝灰岩	0.4	200	空中せん断	1.103	110
2.	1	1	1	2	2	2	2	"	"		チャート	0.5	50	水中せん断	1.056	63
3.	1	2	2	1	1	2	2	"	0.384		輝緑凝灰岩	0.4	50	"	0.838	-155
4.	1	2	2	2	2	1	1	"	"		チャート	0.5	200	空中せん断	1.477	484
5.	2	1	2	1	2	1	2	細粒	0.256		輝緑凝灰岩	0.5	200	水中せん断	1.170	177
6.	2	1	2	2	1	2	1	"	"		チャート	0.4	50	空中せん断	0.828	-165
7.	2	2	1	1	2	2	1	"	0.384		輝緑凝灰岩	0.5	50	"	0.912	-82
8.	2	2	1	2	1	1	2	"	"		チャート	0.4	200	水中せん断	1.233	240

T (計) 673

表-4 L_8 第1回目の分散分析

要因	df	ss	ms	F	判定	純効果	ρ (%)
E. (粒度)	1	13,695	13,695	360.4	**	13,657	4.0
F. (垂直荷重)	1	11,476	11,476	302.0	**	11,428	3.4
$E \times F$. (交互作用)	1	10 ^A					
A. (岩種)	1	40,755	40,755	1,072.5	**	40,717	12.0
C. (間げき比)	1	46,971	46,971	1,236.1	**	46,933	13.8
B. (最大粒径)	1	227,475	227,475	5,986.2	**	227,437	66.8
D. (試験法)	1	66 ^A					
e						(その他)277	0.1
計. (T)	7	340,449					100
プールした誤差 e.	2	76	38				

** : 1%で有意

値で、推定値がいくつの平均値であるかを意味する。

今回の試験では、表-3より各要因それぞれ $ne = 4$, 交互作用は $ne = 2$ であり、また分子の自由度1, 分母の自由度2でこれは、 F 表より危険率5%の値が、18.51である。したがって、第1回目の試験における要因、A,

B, C, D, E, F, に対する信頼限界は $\pm \sqrt{\frac{18.51 \times 38}{4}}$

$$= \pm 13.26 \quad E \times F \text{ は } \pm \sqrt{\frac{18.51 \times 38}{2}} = \pm 18.75, \text{ となる。}$$

要因結果の推定値は、

$$E \text{ の 効 果 } \begin{cases} E_1 = 125.5 \pm 13.26 \\ E_2 = 42.75 \pm 13.26 \end{cases}$$

$$F \text{ の 効 果 } \begin{cases} F_1 = 46.25 \pm 13.26 \\ F_2 = 122.0 \pm 13.26 \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 E \times F \text{ の効果} & \begin{cases} E_1 \times F_1 = 86.5 \pm 18.75 \\ E_1 \times F_2 = 164.5 \pm 18.75 \\ E_2 \times F_1 = 6.0 \pm 18.75 \\ E_2 \times F_2 = 79.5 \pm 18.75 \end{cases} \\
 A \text{ の効果} & \begin{cases} A_1 = 12.75 \pm 13.26 \\ A_2 = 155.5 \pm 13.26 \end{cases} \\
 C \text{ の効果} & \begin{cases} C_1 = 7.5 \pm 13.26 \\ C_2 = 160.75 \pm 13.26 \end{cases} \\
 B \text{ の効果} & \begin{cases} B_1 = 252.75 \pm 13.26 \\ B_2 = -84.5 \pm 13.26 \end{cases} \\
 D \text{ の効果} & \begin{cases} D_1 = 87.0 \pm 13.26 \\ D_2 = 81.25 \pm 13.26 \end{cases}
 \end{aligned}$$

3-4 総合した分散分析および要因効果の推定

第1回目の試験で用いなかった水準(表-1, および表-3を参照)を使用して, 表-5に第2回目の試験のわりつけを行ない, その試験結果を示した。

第1回目と第2回目の試験を総合した場合の分散分析の結果を表-6にまとめる。

総合した場合の要因効果の推定はA, B, D, E, についての各要因の信頼限界は $ne = 8$, また分子の自由度1, 分母の自由度9(表-6参照)であり, したがってF

$$\text{表より危険率5\%の値が} 5.12 \text{となり} \pm \sqrt{\frac{5.12 \times 7,793}{8}}$$

= ±70.6となる。また, F, C, については $ne = 4$, で

表-5 第2回目の L_8 へのわりつけと試験結果

要因 列 No	直交表 L_8							試験の指示内容							試験 結果 (tonφ)	試験結果 を1,000 倍して 仮の平均 993を引 いたもの
	E_1	F_2	$E \times F$	A_1	C_2	B_1	D_1	粒度	垂直 荷重	交互 作用	岩種	間げ き比	最大 粒径	試験法		
	E_2	F_3	F	A_2	C_3	B_2	D_2									
1	1	1	1	1	1	1	1	粗粒	0.384		輝緑凝灰岩	0.5	200	空中せん断	0.997	4
2	1	1	1	2	2	2	2	"	"		チャート	0.6	50	水中せん断	0.914	-79
3	1	2	2	1	1	2	2	"	0.512		輝緑凝灰岩	0.5	50	"	0.835	-158
4	1	2	2	2	2	1	1	"	"		チャート	0.6	200	空中せん断	1.024	31
5	2	1	2	1	2	1	2	細粒	0.384		輝緑凝灰岩	0.6	200	水中せん断	1.062	69
6	2	1	2	2	1	2	1	"	"		チャート	0.5	50	空中せん断	0.854	-139
7	2	2	1	1	2	2	1	"	0.512		輝緑凝灰岩	0.6	50	"	0.834	-159
8	2	2	1	2	1	1	2	"	"		チャート	0.5	200	水中せん断	0.947	-46

T (計) -477

表-6 総合した分散分析

要因	df	ss	ms	F	判定	純効果	ρ (%)
R	1	82,656	82,656	10.61	**	74,863	15.7
E	1	10,201	10,201	1.31		2,408	0.5
F	F_1F_2	11,476	11,476	1.47		3,683	0.8
	F_2F_3	4,371					
$E \times F$	$E \times F_1F_2$	10 ^A					
	$E \times F_2F_3$	861 ^A					
A	1	21,170	21,170	2.72		13,377	2.8
C	C_1C_2	46,971	46,971	6.03	*	39,178	8.2
	C_2C_3	5,050 ^A					
B	1	235,710	235,710	30.25	**	227,917	47.6
D	1	42 ^A				(その他)	
e	4	59,807				116,899	24.4
計 (T)	15	478,325					100
プールの誤差 e	9	70,141	7,793				

** : 1%で有意 * : 5%で有意

あるから、信頼限界は $\pm\sqrt{\frac{5.12 \times 7,793}{4}} = \pm 99.9$

となる。また交互作用 $E \times F$ は、 $ne = 2$ で信頼限界は

$$\pm\sqrt{\frac{5.12 \times 7,793}{2}} = \pm 141.2 \text{ である。}$$

総合した場合の要因効果の推定値は、

$$E \text{ の 効 果 } \begin{cases} E_1 = 37.5 \pm 70.6 \\ E_2 = -13.0 \pm 70.6 \end{cases}$$

$$F \text{ の 効 果 } \begin{cases} F_1 = -32.875 \pm 99.9 \\ F_2 = 42.875 \pm 99.9 \\ F_3 = -3.875 \pm 99.9 \end{cases}$$

$$E \times F \text{ の 効 果 } \begin{cases} E_1 \times F_1 = -14.5 \pm 141.2 \\ E_1 \times F_2 = 63.5 \pm 141.2 \\ E_1 \times F_3 = 37.5 \pm 141.2 \\ E_2 \times F_1 = -51.25 \pm 141.2 \\ E_2 \times F_2 = 22.25 \pm 141.2 \\ E_2 \times F_3 = -45.25 \pm 141.2 \end{cases}$$

$$A \text{ の 効 果 } \begin{cases} A_1 = -24.125 \pm 70.6 \\ A_2 = 48.625 \pm 70.6 \end{cases}$$

$$C \text{ の 効 果 } \begin{cases} C_1 = -122.75 \pm 99.9 \\ C_2 = 30.5 \pm 99.9 \\ C_3 = 95.75 \pm 99.9 \end{cases}$$

$$B \text{ の 効 果 } \begin{cases} B_1 = 133.625 \pm 70.6 \\ B_2 = -109.125 \pm 70.6 \end{cases}$$

$$D \text{ の 効 果 } \begin{cases} D_1 = 10.625 \pm 70.6 \\ D_2 = 13.875 \pm 70.6 \end{cases}$$

3-5 その他の試験の推定値への適用

第1回目および第2回目の試験以外の試験の推定値を求める場合は、次の順による。

i) まず試験値全体の平均を求める、今回の場合は $\bar{m} = 1/16 \times \{673 + (-477)\} = 12.25$ である。

ii) 次に3-4で求めた要因結果の推定値から、求めたいと考えている水準を適宜組み合わせて加算する。

iii) 求めたいと考えている推定値 ($\hat{\mu}$) は、ii) で計算した数値に仮の平均値 (今回の場合は 993) を加え、さらに i) で計算した全平均値に、(使用した要因の数-1) を掛けたものを差し引く。すなわち次式による。

$$\begin{aligned} \hat{\mu} = & 993 + (A \text{ の 効 果}) + (B \text{ の 効 果}) + (C \text{ の 効 果}) \\ & + (D \text{ の 効 果}) + (E \text{ の 効 果}) + (F \text{ の 効 果}) \\ & + (E \times F \text{ の 効 果}) - 6 \times \bar{m} \end{aligned}$$

iv) 以上のように計算された値に $\frac{1}{1000}$ 倍 (今回の場合は 1000 倍して仮の平均を差し引いている) したものが求めようとする推定値 ($\tan \phi$ の推定値) である。

なお現在 L_8 の3回目の試験を実施中であって、今後数回の試験を行なってから、あらためてそれらを総合した、正しい数値を把握する予定である。これについては機会をあらためて報告したい。

本報告に述べられたものは、あくまでも予備試験的なものであって今後の試験により精度をあげていくわけであるが、今回は「実験計画法」による解析の手法の一端を紹介したものである。

振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について (第2報)

正員 土岐 祥介*
 正員 ○鈴木 輝之**
 正員 北郷 繁***

1. まえがき

本報告は、昨年の報告に引き続き行われた実験に関するもので、実験装置、用いた試料、及び実験方法は前報のものとはほとんど同じである。前報の実験では動的応力の一段階当りの載荷回数を500回としたが、この回数はいくまでも便宜的にきめたもので、理論的あるいは経験的な根拠があるわけではない。この影響を調べるため一段階当りの載荷回数を100~10,000回までの6段階に変化させた実験を行なった。本報告ではこの新規の実験と、前報の報告をより確かなものとするためにつけ加えた実験結果をもとにして、おもに乾燥砂の変形を中心として報告するものである。

2. 本実験の載荷方法と諸定数の定義

本実験の載荷方法の詳細については前報で述べているので、ここでは、以後の説明に最小限必要な範囲の説明にとどめる。この実験装置は、直径50mm、高さ120mmの円柱供試体に、静的な軸圧、側圧と近似正弦波形の動的な軸圧、側圧の4種類の荷重を、おのおの、まったく独立に任意の大きさで加えることができるものである。これによれば、地震時に地表面が水平な地盤中の土要素に加わると考えられる応力状態を、実験的に再現することができる。地震時には、疎密波とセン断波があるが、地盤の破壊に直接関係のあるのはセン断波であるので、ここではセン断波のみを考えて、地震時に土中に発生する応力を図-1のように仮定する。この応力状態は、 $K_0=1$ の半無限水平地盤において考え得るもので決して一般的なものではない。

この応力状態はくり返し荷重を加えることのできる単の純セン断試験機によって最もよく再現することができる

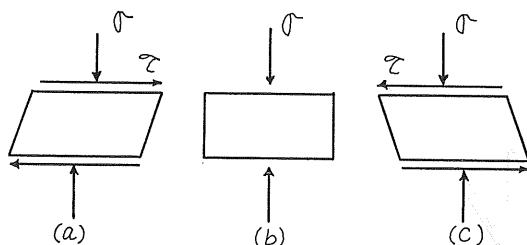


図-1 地表面が水平な地盤中の土要素に作用する理想化された応力(Seed)

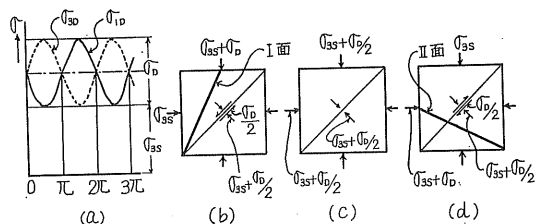


図-2 載荷方法と供試体に作用する応力

が前述の動的三軸圧縮試験機によっても近似的に再現可能である。Seedは飽和砂を用いて軸荷重のくり返しのみで図-1の応力状態を作りだしたが、本実験では乾燥砂を用いているために、軸圧、側圧ともくり返しの動的応力加える必要がある。すなわち、図-2(a)に示すように静的等方圧 σ_{3S} を加え、これに動的軸圧 σ_D と、これと同じ大きさの動的側圧 σ_{3D} を 180° の位相差で加えることにより、供試体中の応力状態を図-2の(b)→(c)→(d)→(e)→(b)の順序に変化させ、かつ反復させることになる。このとき水平面と 45° の傾きをなす面上には、 $(\sigma_{3S} + \frac{\sigma_D}{2})$ の大きさの静的垂直応力と、 $\frac{\sigma_D}{2}$ の大きさの動的交番セン断応力が加わることになり、これは図-1の応力状態と

* 北大工学部土木学科 助教授 工修
 ** 北大工学部土木学科 助手 工修
 *** 北大工学部土木学科 教授 工博

同じものとなる。本実験においては、図-2(a)の σ_{33} を所定の値に保ちながら、 σ_D を破壊応力の $1/10$ 程度の大きさにえらんで所定の回数载荷後、つぎの段階の荷重に増加する。つまり $2\sigma_D$ にして一定回数動的に载荷する。この σ_D は供試体に破壊が生じるまで段階的に増加していった。また σ_D は、2 サイクル/秒で载荷された。以上のような応力条件の下で、供試体は図-3にみるような応力、ヒズミ、载荷回数の関係曲線を示した。図-3において軸方向、および横方向の塑性的変形をそれぞれ ε_{zp} 、 ε_{rp} 、動的軸ヒズミを ε_{zD} として、以下の変形についての考察を進めていく。

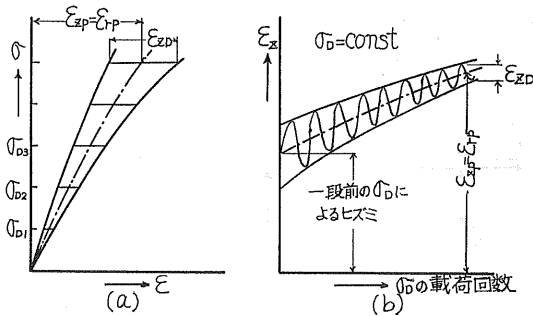


図-3 動荷重と動ヒズミの関係

3. 塑性的変形

本実験における動的応力のもとでは、前報で報告したように、 ε_{rp} と ε_{zp} は破壊直前までほぼ等しく、かつその大きさは σ_D と直線関係にある。さらに、図-3(b)に示すように、1つの σ_D の段階を考えると、塑性的変形は σ_D の载荷回数とともに増加し、この過程においても $\varepsilon_{rp} = \varepsilon_{zp}$ の関係は保たれているので、塑性的軸ヒズミ ε_{zD} は、破壊直前までは、常に、等方的な体積変化の軸方向成分を示しているものとして、以下の考察を進めていく。

図-4は、 σ_D 一段階の载荷回数 n を種々に変えた場合について、 σ_D を各荷重段階ごとに所定の回数载荷したあとの塑性的軸ヒズミ ε_{zp} と、 σ_D の関係を示したものである。図中実線で示す「連続」とは、 σ_D を段階的に増加させるものではなく、連続的に増加させたもので、ほぼ破壊と思われる荷重に達するまでの総载荷回数は約500回前後であった。図-4(a)(b)によれば、 ε_{zp} は n の大小に関係なく破壊直前まで σ_D に対してほぼ直線的に変化しているとみることができる。この事実は、 $\varepsilon_{rp} = \varepsilon_{zp}$ とするならば、体積変化を直接測定した前報での実験結果と一致するものである。

つぎに n の影響をみると、 n が250回以上では $\sigma_D \sim \varepsilon_{zp}$ 曲線にあまり大きな違いがみとめられない。しかし、ゆるい供試体においては n が大きいほど、同じ σ_D に対する

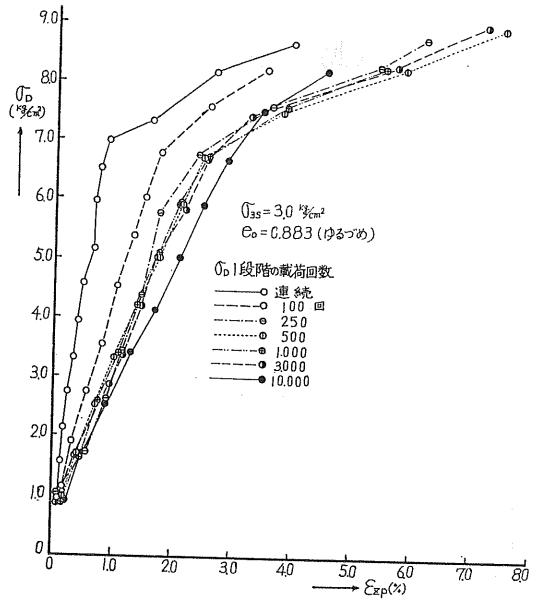


図-4(a)

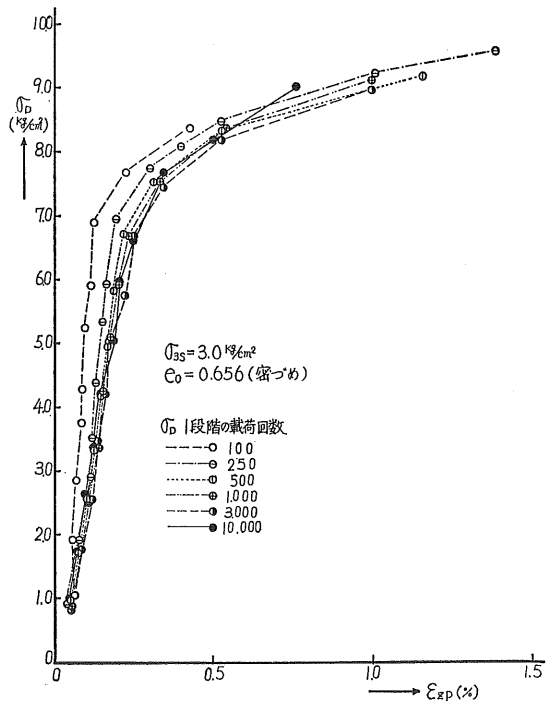


図-4(b) 動荷重と塑性的軸ヒズミの関係

ϵ_{zp} が大きくなる傾向がみとめられる。また、ゆるづめのときは、連続荷重増加と $n=100$ 回の場合の ϵ_{zp} の値が、他に比べて目立って小さくなっている。この理由として考えられることはつぎのようである。後述の図-5に示すように、1つの σ_D についてみると載荷回数の増加とともに ϵ_{zp} の増加は最初急激であり、ある載荷回数以上ではその増加割合は小さくかつほぼ一定となり、載荷回数に比例して増加するようになる。このような事実にもとづいて考えると、図-4において連続的荷重増加と $n=100$ 回の場合に、 ϵ_{zp} が目立って小さくなるのは各荷重段階の σ_D に対応する ϵ_{zp} の変化が落ち着く前に、すなわち ϵ_{zp} がまだ初期の激変段階にあるのに、次の荷重段階に移ってしまい、変形のための時間的余裕がないことによるものと考えられる。このように考えると、 $n=250 \sim 500$ 回以上であれば各荷重段階の σ_D に対応する ϵ_{zp} の大部分は生じてしまい、 n の違いによる $\sigma_D - \epsilon_{zp}$ 曲線の違いは本実験における n の範囲内ではさほど大きくはならないことになる。特に密な砂においては、 ϵ_{zp} の絶体量が小さいことと相まってこの傾向は強くなるようである。

乾燥砂にくり返し応力を加えてその変形状態を調べた例は少ないが、シルト質土についてSeed, 河上らの行なった研究がある。Seedは、シルト質土の円柱供試体にくり返し一軸圧縮応力を加える実験を行なっている。この中で、くり返し応力を本実験と同じように段階的に増加してある大きさに至らしめたときの変形と、その大きさの応力を最初から加えていったときの変形を比較している。これによると、同じ応力でも、最初からその応力を加えたときの方が、応力を段階的に増加してその応力に達したときより変形量が多いという結果を得ており、その理由として段階的に応力を増加していく場合は、前段階の応力の履歴の影響が現われているためとしている。一般に砂の変形、および強度特性は、その応力より大きな応力が事前に載荷されなければ、応力履歴の影響をわずかしかうけないことがみとめられている。ある荷重状態での変形量は、そこにいたまでの応力の径路にかかわらず同一になるということで、例えば、砂地盤上に構造物を構築した場合、地盤に加わる荷重が少しずつ増加したときも、一時にその荷重に達したときも最終沈下量がほぼ同一になるはずである。しかし、これはあくまでも静的な応力状態のもとでのことであり、本実験のような動的くり返し載荷が行なわれるような場合には、丁度鉄道の道床の変形が列車通過時の振動によりいつまでも続き、枕木の沈下が止まらないのと同じく、しめ固めによる塑性的圧縮がいつまでも続き、ある応力に対応した変形量が直ちに発生する静的状態と模様が大部ことなるのではないかと考えられる。今回の実験でも、特別

な場合として、ある荷重を3万回くり返し載荷したが、この場合でもなお圧縮が載荷回数にほぼ比例して増加している。これからみると、軽微な動荷重であっても、それが長期間つづくような地盤において、これと同じような現象が発生するものと思われる。

図-5は $n=10,000$ 回の場合について各荷重段階毎に、 ϵ_{zp} の変化を載荷回数の普通目盛と対数目盛に対してとったものである。この図からいえることは、 ϵ_{zp} は載荷回数が3,000回以下の場合、その増加割合が大きく載荷回数の対数に対してほぼ直線関係をなし、載荷回数が3,000回以上では ϵ_{zp} の増加割合は落ちついて載荷回数にほぼ比例して増加している。また直線部分の傾きは、 $\sigma_D=3.42 \text{ kg/cm}^2$ までは σ_D が大きくなる程、急になっ

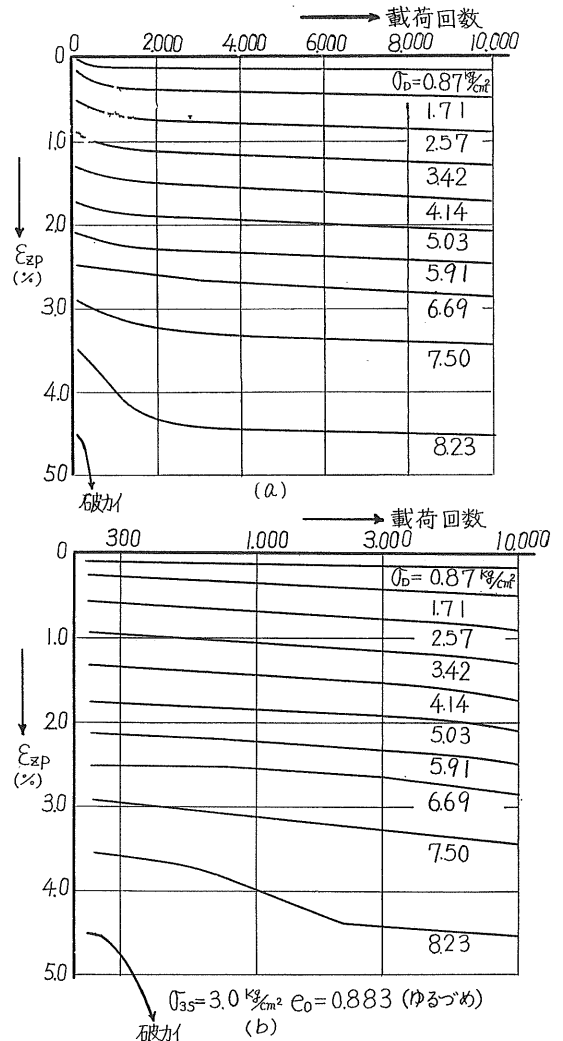


図-5 動荷重の載荷回数と塑性的軸ヒズミの関係(その1)

ているが、 $\sigma_D=3.42\sim 6.69\text{kg/cm}^2$ ではほぼ平行になりかつその間かくはほぼ等しくなっている。 $\sigma_D=7.50\text{kg/cm}^2$ 以上では、傾きはほぼ等しいが、間かくが急に大きくなっている。前述のように ϵ_{zp} は等方的体積圧縮の軸方向成分と考えられるから、 σ_D のすべての段階において動的応力に対する変形条件が同じならば、 σ_D が大きい程動荷重一回の荷重に対応する変形量は大きく、したがってその残留変形である ϵ_{zp} も大きくなるはずであり、図-5の直線部分の傾きが、 σ_D の増加とともに急になってくることは当然予想されるところである。しかし、図-5の場合は $\sigma_D=3.42\text{kg/cm}^2$ まではその傾向が見られるが、 σ_D がそれ以上になってくると直線部分の傾きはほぼ一定の値を示している。この事実は、 σ_D の各段階に対応して、供試体の密度は高くなり、それに従って供試体の体積減少が起きにくくなることを示していると考えられる。また σ_D が破壊荷重に近づいて体積の減少がこれ以上あまり進まなくなったところで、さらに σ_D を大きくすると、体積変化の等方性は失われ軸方向か横方向のどちらか一方に塑性の変形が進み、供試体が破壊するに至る。図-5は、軸方向の塑性変形によって破壊した例であって、 $\sigma_D=8.23\text{kg/cm}^2$ から次の σ_D に増加したときに ϵ_{zp} が急激に増加して軸方向に塑性変形が進み破壊に至ったもので、図-2(b)のI面で破壊が生じたものと考えられる。なお本実験における荷重および荷重回数の範囲内では、破壊の型式はほとんどの場合、上記のように軸方向に塑性ヒズミが増加して行く型式のものであった。

次に $n=30,000$ 回の場合についての結果を図-6に示す。この場合各応力段階毎の変形をみると、荷重回数の

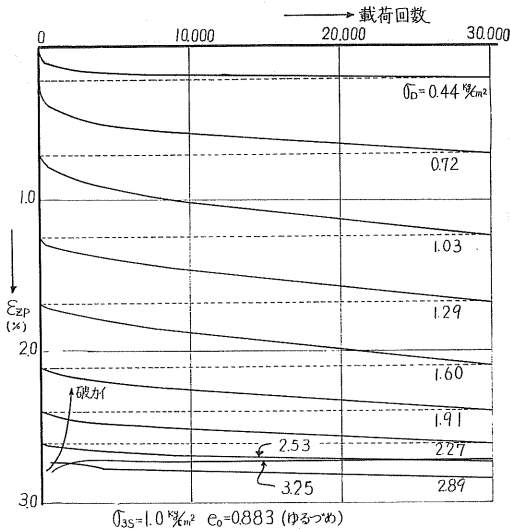


図-6 動荷重の荷重回数と塑性的ヒズミの関係(その2)

少ない間は ϵ_{zp} の増加割合は大きく、その後回数が進むにつれてその増加は直線的になってくるという傾向は図-5の場合と同様である。しかし、この直線部分の傾きは、 $\sigma_D=1.03\text{kg/cm}^2$ までは σ_D とともに大きくなるが、これ以上の σ_D では σ_D の増加とともに逆に減少しており、破壊直前の σ_D では、 ϵ_{zp} は荷重回数に関係なくほぼ一定値となり、最後に急激に減少して破壊している。つまり、半径方向の塑性破壊に後続して軸ヒズミが急減したものと考えられるからこの破壊型式は図-2(d)のII面に沿うものと考えられる。

図-5,6において、 $n=10,000$ 回($\sigma_{3s}=3\text{kg/cm}^2$)と30,000回($\sigma_{3s}=1\text{kg/cm}^2$)の場合に共通していることは、任意の σ_D における ϵ_{zp} と荷重回数の関係がはじめ曲線であって、それがある回数以上荷重すると直線にかわる、ということである。ここでこの両者の場合について直線部分の傾きを比較してみると、例えば図-6において $\sigma_D=1.29\text{kg/cm}^2$ のときの傾きは約0.11%/10,000回であり、一方図には示されていないが、初期間ゲキ比と静的拘束圧 σ_{3s} を $n=30,000$ 回と同じ0.883, 1kg/cm^2 にして n を10,000回とした場合の $\sigma_D=1.22\text{kg/cm}^2$ をとりだしてその傾きをみると0.25%/10,000回である。一方、この σ_D より一段階前の荷重終了時のヒズミは両者ともほぼ等しい。これら2つの傾きを比較してみると、前者は後者の約半分となっている。さらにこの傾向は他の σ_D において比較してもほぼ同様である。 ϵ_{zp} は σ_D の荷重に対応する変形 ϵ_{zD} の残留部分であるから、 ϵ_{zp} が少ないほど、土の挙動は、より弾性的であり、それは土の密度が相対的に高いときに出現するであろうということが考えられる。このことが事実とするならば、荷重回数とともに密度が増加し、 ϵ_{zp} の増加割合は徐々に減少していくことになり、従って図-5, 6において荷重回数と ϵ_{zp} のグラフは曲線となるはずであるが、実際は、かなりの荷重回数の範囲で直線関係がなりたっているの、土が密になるということだけでは、図-5と6の直線部分の傾きの違いを説明することは出来ないようである。また、図-6で $n=30,000$ 回としても ϵ_{zp} が直線的に変化しているということは、乾燥砂においては、いくらくり返し荷重を加えても、ふつう一般にいう残留ヒズミのない、いわゆる弾性的な変形状態にはなり得ないのではないかとということが想像される。

4. 動的変形

4-1 動的変形係数の定義

本実験では図-3における ϵ_{zD} を動的ヒズミと名づける。この中には次のような成分が含まれていると考えられる。

- 1) 弾性的に回復する変形

2) 半径方向の動的応力により生ずる成分

3) 塑性的な変形

これらの成分のうち3)の成分は、図-5および6から推定されるように、定常状態における1サイクル載荷当りの残留ヒズミ量は非常に小さいので無視できる。1), 2)の成分は図-7のように図示することができる。状態I

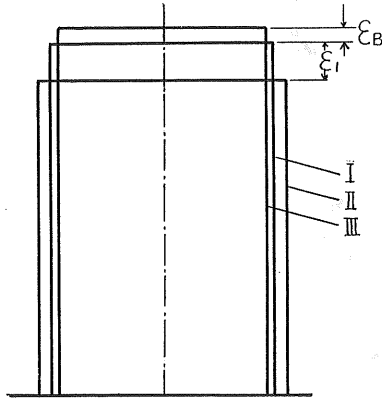


図-7 動荷重による供試体変形の模式図

は静的等方圧 σ_{3S} の加わったとき、状態IIは図-2(b)に、状態IIIは図-2(c)にそれぞれ相当する。ここで、 ϵ_B は横方向動的応力 σ_{3D} に対応するもので

$$\epsilon_B = 2\sigma_{3D}\nu/E \dots\dots\dots(1)$$

ν : ポアソン比

E : 動的弾性係数

で計算される。

ϵ_1 は動的軸方向応力 σ_{1D} によって生じる変形である。一般に軸方向だけに動的くり返し応力を加える場合、あるいは三軸圧縮試験のように静的に載荷する場合の、いずれにおいても、通常定義されている変形係数 E と同じ意味の E を求めるとするならば、本実験においても

$$E = \frac{\sigma_{1D}}{\epsilon_1} \dots\dots\dots(2)$$

で計算しなければならない。しかし、実際に測定される動的軸ヒズミは、

$$\epsilon_{2D} = \epsilon_1 + \epsilon_B \dots\dots\dots(3)$$

であるのでこの測定値から(2)式と同じ条件での変形係数を求めるためには、(3)式と(1)式から

$$E = \frac{\sigma_{1D}}{\epsilon_{2D} - \epsilon_B} = \frac{\sigma_{1D}}{\epsilon_{2D} - 2\sigma_{3D}\nu/E}$$

これを、 $\sigma_{1D} = \sigma_{3D} = \sigma_D$ として変形すると

$$E = \frac{\sigma_D(1+2\nu)}{\epsilon_{2D}} \dots\dots\dots(4)$$

となり、変形係数は(4)式で計算されなければならない。

本実験では、

$$E_D = \frac{\sigma_D}{\epsilon_{2D}} \dots\dots\dots(5)$$

として計算し、この値を動的変形係数と名づける。すなわち、本実験で計算される動的変形係数の値は一般に定義されているそれと同じ条件で比較するためには $(1+2\nu)$ 倍しなければならない。しかし、砂のポアソン比の値は現在のところはっきりしておらず、仮定の域を出ないので、以後(3)式の値を動的ヒズミ、(4)式で計算されるものを動的変形係数として検討を進めていく。

4-2 動的荷重—動的軸ヒズミ曲線

動的荷重 σ_D とそれを1サイクル載荷したときに生じるヒズミ ϵ_{2D} との関係曲線の一例を図-8に示す。この ϵ_{2D} は500回載荷後のヒズミである。この図において、 ϵ_{2D} は最初 σ_D とほぼ直線関係をなし、その後急変点が見われて、 σ_D のわずかの増加に対し ϵ_{2D} が急激に増加している。図-8において、この急変点は σ_{3S} に関係なくほぼ $\epsilon_{2D} = 0.5\%$ 付近にあり、さらに初期間ゲキ比によってもあまり変化せず、大体 $\epsilon_{2D} = 0.4 \sim 0.5\%$ の範囲内で生じている。この急変点において供試体の性質がどのように変化しているかは明確ではないが、少なくともこの点以下の ϵ_{2D} において、土は弾性に近い挙動をしていると考えられる。この点より大きな ϵ_{2D} において土に起った変化として考えられることは、

- 1) 弾性状態から塑性状態に変化した。
- 2) 流動化に近いような現象が生じた。

などであろう。一般に土の変形が弾性から塑性へ移行する場合、その変化点をあまり明確に求めることのできないのが普通であるから、急変点で1)の変化が起っているとするのは問題がある。また2)の変化が生じたとするならば、 σ_D がかなり低下するはずであるからこれも急変点の完全な説明とはならない。いずれにしてもこの急変点以上の ϵ_{2D} では強度の増加はほとんど見られず、ついには供試体は写真-1(a)、(b)で見られるように完全に破壊してしまう。 ϵ_{2D} の急変点からこの状態にいたるまでの供試体は、材料として破壊もしくはそれに近い状態と判断されるので、本実験においては、後述するように σ_D と



(a) (b)
写真-1 破壊後の供試体の状況

ϵ_{ZD} の関係を示すグラフが折れまがるこの点での σ_D を破壊荷重とした。

図-9は $\sigma_D-\epsilon_{ZD}$ のグラフが、 σ_D 一段階当りの载荷回数(図-8では500回)を変えることによりどのように変化するかを示したものである。同一の σ_D を所定の回数载荷後の ϵ_{ZD} は、一段階当りの载荷回数 n の少ないほど大きくなっており、さらに、この差は n が250回以下で特にいちぢるしい。また载荷回数 n の少ない場合、前述の急変点があられなくなっている。これは図-4(a)において ϵ_{ZP} が $n=500$ 回以下でとくに小さくなっているのに対応している。図-4と図-9を比較して、 $\epsilon_{ZP} \sim \sigma_D$ のグラ

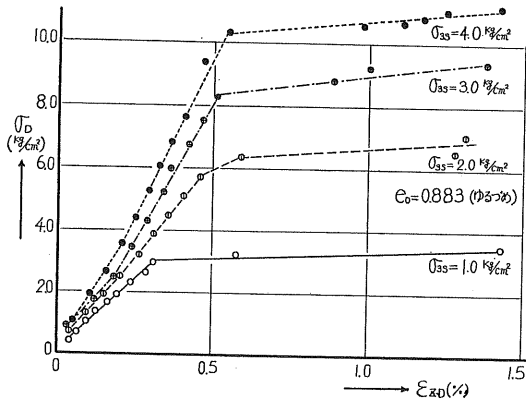


図-8 動荷重と動的ヒズミの関係 (500回载荷後)

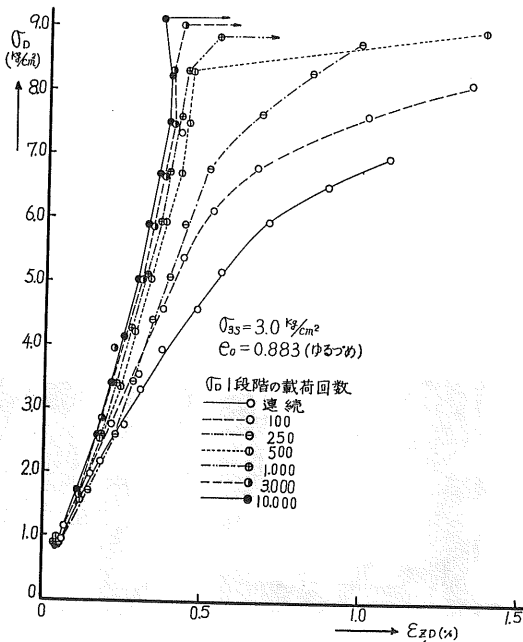


図-9(a)

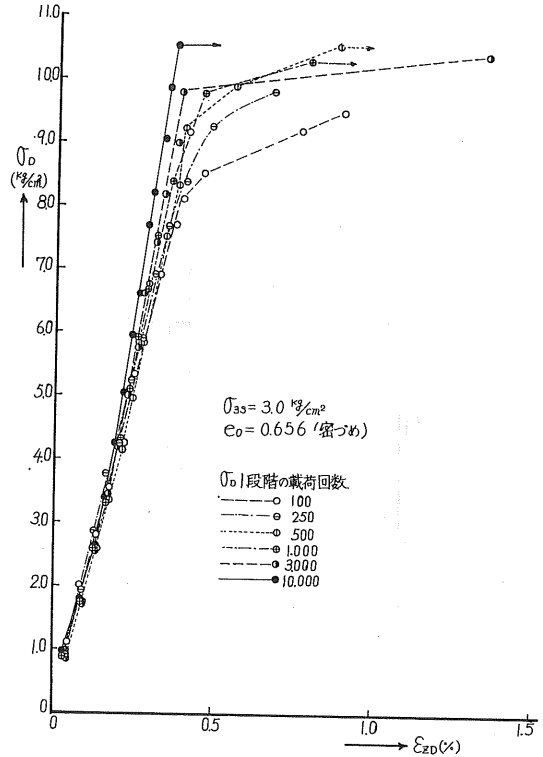


図-9(b) 動荷重と動的ヒズミの関係

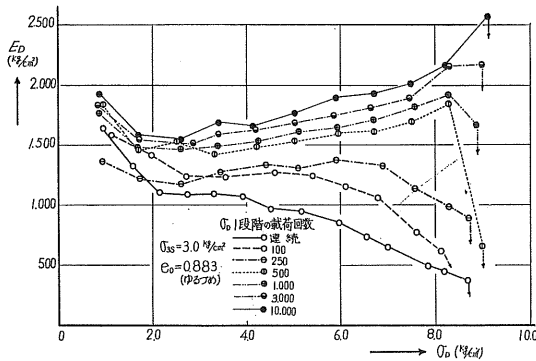
フが直線性を失ないはじめる荷重段階と、 $\epsilon_{ZD} \sim \sigma_D$ のグラフが急変するさいの荷重とは一致しておらず、前者の σ_D は後者のその約80%くらいになっている。この関係は初期間ゲキ比や静的拘束圧 σ_{3S} が変わってもあまり変化していない。また表-1は、ゆるづめ($e_0=0.883$)、および密づめ($e_0=0.650$)の場合の ϵ_{ZP} および ϵ_{ZD} のヒズミを比較したものである。すなわち、図-4と図-9において $\sigma_D=5\text{kg}/\text{cm}^2$ のときの2つのヒズミは、 $n=250$ 回以下はかけはなれているが、 $n=500$ 回以上では相互に大差ないものとみて、 $n=500$ 回以上の ϵ_{ZP} 、 ϵ_{ZD} の平均を求めたのが表-1である。これを見ると、 ϵ_{ZP} はゆるづめの方が密づめの場合の約10倍と非常に大きな差があるのに対し、 ϵ_{ZD} はゆるづめの方が約30%大きい程度の差である。また、ゆるづめの砂においては ϵ_{ZP} は、 ϵ_{ZD} の6倍であるのに対し、密づめでは反対に ϵ_{ZP} の方が小さく、全変形の半

表-1 ヒズミ成分の比較 ($\sigma_D=5.0\text{kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{3S}=3.0\text{kg}/\text{cm}^2$)

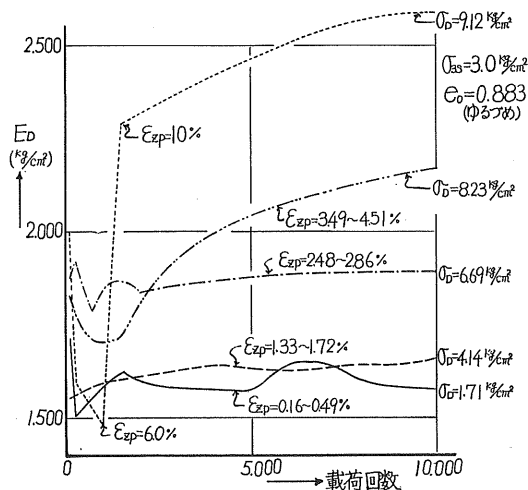
	$e_0=0.883$	$e_0=0.656$
ϵ_{ZP}	1.8%	0.18%
ϵ_{ZD}	0.3%	0.23%
計	2.1%	0.41%

分以上が ϵ_{zD} であることになる。すなわち、ゆるい砂および密な砂に、くり返しせん断応力が加えられた場合、表一に示すような状態においてはせん断応力に対応するヒズミにはあまり差がないにもかかわらず、 ϵ_{zp} を含む全変形は5倍にもおよぶことになり、実際に盤に地震のような外力が加えられたさいの各種動的計算を、 ϵ_{zD} から計算するみかけの変形係数のみから求めると、大きなあやまちをおかすこともあり得ることになる。

変形係数と σ_D の関係は σ_D が大きくなる程、応力ヒズミ曲線でヒズミの大きいところでの割線変形係数を求めていることになるのであるから、この影響を考えるならば σ_D の増加とともに E_D は減少していくことになる。この効果と σ_D の増加とともに供試体の密度が増加するということは、 E_D に対して全く逆の影響を与えるものである。すなわち、図一10においては $n=100$ 回以下の場合と荷重の小さいところでは前者の影響が現われ、 $n=250$ 回以上では後者の効果の影響の方が強く現われているものと



図一10 動荷重の大きさと動的変形係数の関係



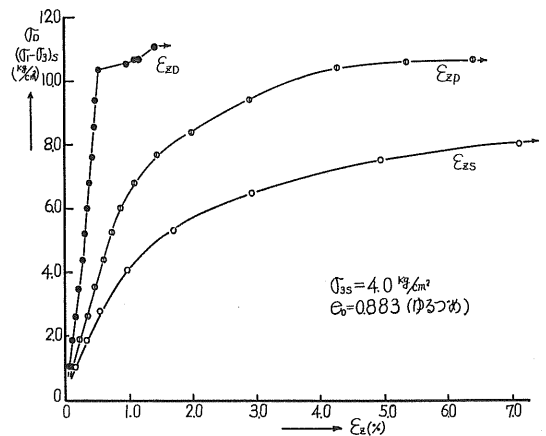
図一11 動荷重の載荷回数と動的変形係数の関係

考えられる。このことは図一9(a)において、 $n=100\sim 250$ 回以下では ϵ_{zD} が n の大きい場合にくらべてかなり大きく、一方、図一4(a)では $n=250$ 回以上で ϵ_{zp} が大きく、しめかたが荷重一段階あたりの載荷回数の少ないときよりも進んでいることを示していることから推定できる。

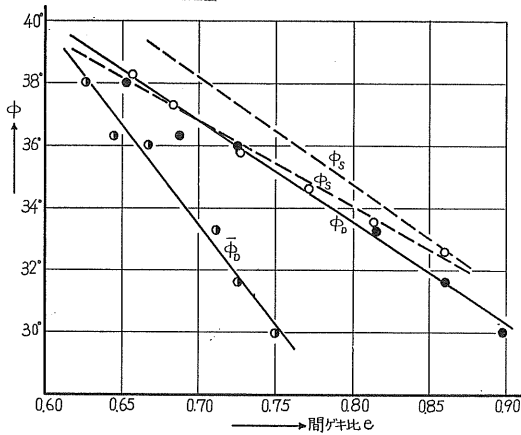
つぎに動的変形係数 E_D がある σ_D の所定の回数載荷のあいだにどのように変化していくかの一例を、図一11に示す。この図から σ_D の小さいところでは E_D に於ける載荷回数の影響は少なく、ほぼ一定の値をとるが、 σ_D が大きくなってくると、 E_D は載荷回数とともに増加していくという傾向のあることがわかる。載荷回数が3,000回以下では E_D の変化が不規則であり、3,000回以上でその変化が規則的になっている。これは図一5(a)において塑性的変形 ϵ_{zp} の増加が3,000回以上で規則的になっているのに対応しているものと考えられる。

5. 動的強度

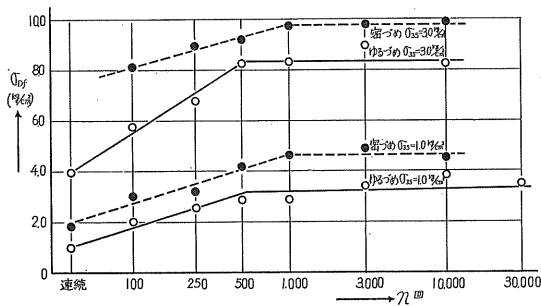
前報においては動的強度を決定するための破壊点を、図一4に示す $\sigma_D-\epsilon_{zp}$ 曲線において、一段階の σ_D の増加により ϵ_{zp} が急に増大する点とした。しかし、この方法では、破壊点判定に多分のあいまいさがあった。 σ_D に直接対応する変形は ϵ_{zD} であるという考え方から、今回は $\sigma_D-\epsilon_{zD}$ 曲線から破壊点を判定した。図一9に示すように、 $\sigma_D-\epsilon_{zD}$ 曲線は比較的是っきりとした急変点が見られるので、この点を破壊点とすることによって破壊荷重は $\sigma_D-\epsilon_{zp}$ 曲線を用いる場合よりもより明確に決めることができる。図一12は、 ϵ_{zD} 、 ϵ_{zp} 及び静的試験における軸ヒズミ ϵ_{zs} の関係を一つのグラフにまとめたものである。 ϵ_{zD} だけに注目した場合、破壊の基準とした急変点における変



図一12 動荷重による変形と静的荷重による変形の比較



図一13 動的強度と静的強度の比較



図一14 σ_D 1段階あたりの载荷回数による強度の変化

形量は0.4~0.5%であり、またこのときの塑性的軸ヒズミ ϵ_{zp} は、ゆるい供試体では約4~7%、密な供試体では1.5%前後である。一方、静的三軸圧縮試験における破壊時の軸ヒズミは15%である。このように本実験で用いた動的載荷法による破壊時の供試体のヒズミと、一般の静的三軸圧縮試験における破壊時のそれとは大きな違いがみられる。

図一13は動的強度 σ_{Df} から計算される内部マサツ角 ϕ_D と、静的内部マサツ角 ϕ_s を初期間ゲキ比に対してプロットしたものである。 $\sigma_D - \epsilon_{zD}$ 曲線より ϕ_D を決めると ϕ_s より大きくなるが、今回のように $\sigma_D - \epsilon_{zD}$ 曲線から破壊応力を決定した時の ϕ_D は、 ϕ_s とほとんど同じになる。なお、図一13における ϕ_D は σ_D 1段階あたりの載荷回数 n を500回にとったときの強度である。 ϕ_D は、前報で示した σ_D と体積変化の関係を示すグラフから推定した破壊時の間ゲキ比に対して、動的内部マサツ角をプロットしたものである。 ϕ_{0s} は池浦が求めたダイレイタンスー指数によって推定した破壊時の間ゲキ比に対して、静的内部マサツ角をプロットしたものである。これらの結果を比較する

と、本実験で用いた載荷方法では、破壊時の供試体の体積は例外なく減少している。一方、静的試験においては体積が増加している。このことは本実験におけるような動的交番応力による土の変形においては、ダイレイタンスーのあらわれ方が、静的三軸圧縮試験におけるそれとは、かなり様子の異なったものであることを示している。

これまで述べてきたように、 n を変えると変形の性状が変わるのであるから、それによって強度も変わることは当然予想されることである。図一14は破壊強度 σ_{Df} が n によってどのように変化するかを示したものである。この図によれば σ_{Df} は n とともに増加していくが、 $n = 500 \sim 1,000$ 回以上ではほぼ一定となっている。このように n によって強度が変化する理由としては、図一4に示すように載荷過程における間ゲキ比の変化の違いが考えられるが、これだけのデータからは完全な説明はできない。図一14の結果に示されるように、図一13における ϕ_D は、ある載荷条件での動的内部マサツ角を示しているにすぎない。したがって以上の結果から動的内部マサツ角と静的内部マサツ角がほぼ等しいという結論を出すことは出来ない。今後、載荷方法の影響と破壊の定義を明確にしていく必要があると考えられる。

6. 結 論

- 1) 塑性的軸ヒズミ ϵ_{zp} と動的交番応力 σ_D は、最初ほぼ直線関係にあり、 σ_D が破壊荷重の約80%以上になると、直線性が失われ始める。
- 2) 一定の σ_D を連続して載荷する1つの荷重段階における ϵ_{zp} は、最初載荷回数の対数に対して直線関係をなし、その後載荷回数に対して比例関係をなす。その変化点は例えば、 $n = 10,000$ 回の場合3,000回のあたりとなっている。
- 3) 動的載荷によるしめ固め量を示す ϵ_{zp} は $n = 500$ 回以上では n によって大きな違いはないが、 $n = 250$ 回以下では目立って小さくなっている。
- 4) 動的ヒズミ ϵ_{zD} と σ_D の関係は、 σ_D が破壊荷重より小さい範囲ではほぼ直線関係をなし、ある σ_D で急に折れ曲り、 ϵ_{zD} が急激に増加しはじめる。またこのときの ϵ_{zD} の値は、静的拘束圧 σ_{3s} や初期密度にかかわらずほぼ0.4~0.5%の範囲内に入っている。
- 5) σ_D を所定の回数載荷後の動的変形係数は、 n が大きい程大きくなる。
- 6) 初期間ゲキ比に対してプロットすると、 $\sigma_D - \epsilon_{zD}$ 曲線から決定した、 $n = 500$ 回の場合の動的内部マサツ角は、静的三軸圧縮試験より求めた値とほぼ同じ値となった。
- 7) 動的破壊荷重 σ_{Df} は、 $n = 500 \sim 1,000$ 回あたりまで

は n の増加とともに増加し、それ以上ではほぼ一定値をとるようになる。

この研究は、北郷、土岐の指導のもとで、鈴木と本学卒業生(現、電源開発KK)の村良平氏の修士および学士論文として行なわれたもので、昨年度の報告に続くものである。共同実験者として熱心の実験を行なってくれた村氏に紙上をかりて謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 土岐祥介, 鈴木輝之, 北郷 繁: 振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について, 土質工学会北海道支部技術報告資料第10号, 昭和45年2月
- 2) H.B. Seed, K.L.Lee, "Liquefaction of Saturated Sand During Cyclic Loading" Proc A.S.C.E., SM 6, 1966
- 3) H.B. Seed, C.K. Chan, "Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades Under Repeated Loading" H.R.B, Proc, Vol. 37, 1958
- 4) 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
- 5) たとえば, S.MURAYAMA, "STRESS-STRAIN-TIME BEHAVIOR OF SOILS SUBJECTED TO DEVIATORIC STRESS" Proc, 7th. Int, conf, S.M.F.E Vol.1, 1969
- 6) 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

三軸圧縮試験における間ゲキ水圧の分布と端部拘束の除去に関する実験

正員 ○北 郷 繁*
正員 八 戸 裕**

1. まえがき

戦後に導入された土の三軸圧縮試験は昭和30年頃から次第に一般化して、現在ではほとんどの試験、研究機関および建設現場の試験室にこの装置が設備されて強度定数の決定その他に使用されている。また最近の傾向としては、フィルタイプのダム材料の試験に関連して、最大粒径が数十ミリであるような砂レキ土を試験するため、土試料の寸法が巨大化し、かつ使用側圧も数十kg/cm²から百数十kg/cm²およぶに至り、このために装置全体がきわめて大がかりなものも出現している。もう一つの特徴は、最近本機を利用して土の動的な力学特性をしらべることがさかんになってきていることである。

以上のようにこの試験法が一般化し、かつ利用の範囲が拡大していることは、この試験装置がそれなりのすぐれた特徴をもっているためと考えられるが、しかし、それでもなおつぎのような欠点が避けがたいものとされている。すなわち

- (1) 供試体のヒズミが一様に発生しない。
- (2) これに関連して間ゲキ水圧（以下 u と略す）の発

生とその測定法に問題が残る。

- (3) 長期間の高圧のもとではメンブレーションから側圧用の液体が試料中にもれ込むことがある。

- (4) 軸圧をかけるピストンに摩擦が働くことがある。

この他にも操作が複雑であるとか、価格が高いとかの、いくつかの欠点が考えられるが、この2つの点は決定的なものではないから、しばらくおき、上記4項について考えてみる。(1)、(2)はこの報告で論ずるところであるので、あとまわしにして、まず(3)であるが、文献(2)のように長期にわたる試験でなければ漏れはないとする実験結果があるから、通常の単に強度定数をきめる程度のものであれば問題にはならないようである。しかし、比較的に高圧でしかも長期にわたるときは、この漏れの心配が考えられるが、ある研究室ではすでにこの対策を完成しているようである³⁾。また(4)のピストンの摩擦についてもいくつかの対策が講ぜられていて、現状においては、(3)と(4)は致命的な欠陥ということとはできないようである^{4),5)}。

(1)のシリンダー状の供試体に発生するヒズミが一様でないことは、図-1(a)に示すように、樽型になって破カする例をしばしば観測することから明らかであって、こ

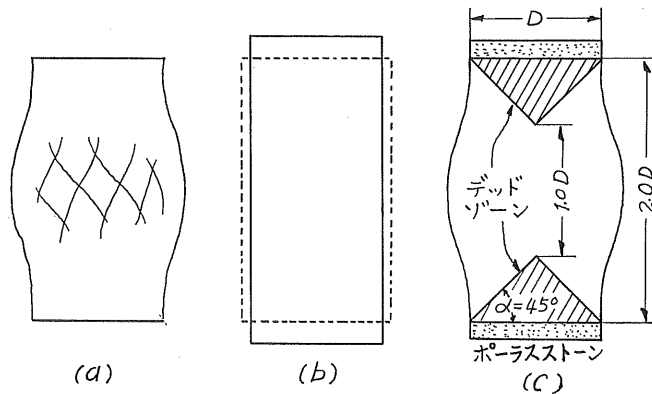


図-1 供試体の変形

* 北大工学部土木教室 教授 工博

** 株式会社 大林組

の種の試験法における断面補正の際の基本仮定である図一1(b)のようには変形してくれないのが普通である。この原因の大半は供試体上下端に摩擦のある剛性の座を使うために土と座面との間に摩擦が働き、自由に横方向に変形できないこと、もう一つは、この端面の拘束のために、図一1(c)に模式的に示したように、デッドゾーンといわれる、他の部分にくらべて変形のきわめて少ない部分ができることの2つにある。たとえば図一1(c)のように供試体の直径と高さの割合を2.0とし、 α を 45° とすると、デッドゾーンの間隔は $1.0D$ となって、軸方向の変形量を ΔH とするとときの、供試体の軸ヒズミは中心軸上で $\Delta H/1.0D$ で周面では $\Delta H/2.0D$ となって、その比は $2.0/1.0=2.0$ となって中心軸上のヒズミが周面のその2倍になることになる。文献6)の直径91cm高さ178cmの砂試料による大型三軸試験の供試体各部の応力、ヒズミの測定結果は、この推定を非常によくうらづけている。すなわち、試料中高のヒズミは、中心軸が周面のその約2倍になっていて、端面近くのヒズミはきわめて小さい。

以上によって三軸圧縮試験の供試体に発生するヒズミが供試体の部分部分によって非常に異なるであろうことが分る。一方供試体中の応力は発生するヒズミに不可分の関係にあるから、ヒズミと同様に応力も供試体中に一樣に分布しないであろうことも容易に想像される。さらに具合のよくないことは、文献7)によると三軸圧縮試験のような供試体の上下面の変形を拘束して圧縮力を加えたときの、主応力は、材料を完全弾性体として計算すると端面で非常に大きくなるということである。つまり端面に応力が集中するということである。

一方、三軸圧縮試験の1つの特徴は供試体中に発生する間ゲキ水圧(u)を測定することができることにある。これによって試験結果を有効応力で処理できることになるわけであるが、この u を測定する場所は普通の場合試料の下端である。試験の目的が土の強度定数 c', ϕ' を求めることにあれば、供試体の下端で測った u (これを以下 u_a とかく)が破カイ面上あるいはその附近の u と一致するか、あるいはそれに近いものでなければならぬ。ところが u はスケンプトン(Skempton)によれば、平均主応力(三軸の場合 σ_3 の増分)と偏差応力(同じく σ_1 の増分と σ_3 の増分の差)の函数であるが、これらの主応力が場所によって、またヒズミの進行の程度(これは時間を意味する)によって異なることはすでにのべた通りであるから、 u_a が破カイ面上の u であるという保証がないことは勿論、一般には一致しないと見て差支えない。この考えを極端に推し進めると三軸圧縮試験で u を測定することを全く断念してしまって、土の強度を論ず

るときに、 u の測定を必要とする c' とか ϕ' によらない、つまり全応力ですべての強度を規定できるミーゼス(von Mises)やトレスカ(Tresca)の理論を土に使うべきだとする議論も出てくる。しかし、これは極論であって、実際の問題にてらして土の場合、モールクーロン(Mohr-Coulomb)の破カイ理論が適合しているのだから、三軸で u を測定することを無価値とするわけにはいかない。それで、 u_a ができるだけ破カイ面の u に近いものにするための方法は、ヒズミを与える速さ(ヒズミ速度、 $\dot{\epsilon}$ と略す)を非常に小さくして、つまり、きわめてゆっくり変形させて、 u の一樣化を待つことが一般に行なわれている方法である。この方法をもう少し説明すると、試験中のある瞬間を考えてみると、すでにのべたように、供試体中にはなにかの応力の不均一性があるから、それに応じて u にも不均一性ができる。つまり水圧の高低ができる。そうすると、水分の移動が生じて水圧は次第に同じ値をもつようになる。これを逆に利用して水分の移動が充分にできるように、ゆっくり応力を増してやるのである。土中の水の移動の速さを支配するのは土の透水係数であるから、非排水の条件なら、 u の測定に最適なヒズミ速度($\dot{\epsilon}$)は、その時の土の透水係数に密接に係るはずである。^{9), 10)}

以上の u の測定法は、要するに、供試体の端面拘束の結果として生ずる応力、ヒズミの不均一性をそのままにして、その上で、できるだけ本当らしい u を測定しようとする方法で、いわば消極的な方法である。考えられる積極的な方法は、不均一性の原因の除去にある。このためには、上下の端面に摩擦が働かないようにすればよい。端面の摩擦なしに図一1(b)のように自由に変形できるとすると、供試体の高さをズッと小さくできる。図一1(c)のように供試体の高さを直径の2~2.5倍としているのは、この程度であればヒズミの分布が実用上我慢できる程度に一樣であると考えたからである。端面を摩擦なしにする方法として、最も普通なものは、シリコングリースを使うことであって、報告によれば好結果を得ている。^{11), 12)}

以上が三軸圧縮試験の欠点として前にあげた(1)および(2)の概要と現在行なわれている対策である。本論文はこの2つの事項に関する追試である。

2. 実験の目的および方法

2-1 実験の目的

圧密非排水セン断試験中の軸方向の u の分布を、通常の粗面をもつ座を使った場合と、座面と試料端面の間にシリコングリースを塗布した場合について比較すること。

上記の u の分布の経時変化から供試体各部の変形（ダイレイタンスイ）の特性をしらべること。すなわち軸ヒズミの進行にともなって供試体のある部分が、あるときは負のダイレイタンスイ（すなわち収縮）を示し、あるときは反転して正のそれに、つまり膨張に至る過程を、 u の増減からしらべること。

最後に端面拘束の除去の効果をしらべること。すなわち、これによって、供試体中の応力、ヒズミの均一性がどの程度得られ、それが強度定数の決定方法に、いかに影響するかをしらべる。

2-2 試料土および供試体作製法

この実験に使った土は、文献10)で試料No. 1とするもので、札幌市苗穂町豊平川右岸から採取したものである。有機物およびなにかの異物を除去したものの物理的性質は表-1 のようである。

表-1 試料土の物理的性質

液性限界 (%)	塑性指数 (%)	比重	粘土分 (%) 0.005mm
96	49	2.66	62

供試体のつくり方は、当研究室のいうビート法および真空押出法¹³⁾によった。 u の測定を伴う三軸の供試体では、飽和度の高いことと、含水比の分布が一様であることが必要であるが、この点事前の検定によって条件をみたしていることを確認している。供試体の寸法は直径50mm、高さ120mmである。

2-3 試験方法

この試験で特徴のあることは、供試体の圧密段階における排水を放射方向に強制して軸方向に許さなかったことと、 u の測定を供試体の下端以外に高さの $\frac{1}{4}$ および $\frac{3}{4}$ (下から) の点で測定したこと、および前述のシリコングリースを両端面に塗布したことである。これを少しく説明すると次のようである。

2-3-1 圧密排水

排水方向の強制は図-2 のように供試体の上端にセルロイドの止水板をおいて上方への排水を防ぎ、下端ではナルインディケーターを閉じて排水を許さず、供試体のまわりに図のような位置にドレーンペーパーをまいて、放射方向に排出した水を上端のポーラスストーンに導き排水管を経て大気中に排出させるものである。この方法をとったのは、14)の方法によって透水係数を算出する必要があったことと、このようにすると圧密時間が短縮され、かつ含水比の分布が、軸方向排水だけのときより一様になり、試験結果にいい影響を与えるからである。ナルインディケーターに至る径路の始点である下部ポーラスストーンは、上部とことなり、直径50mmのステンレ

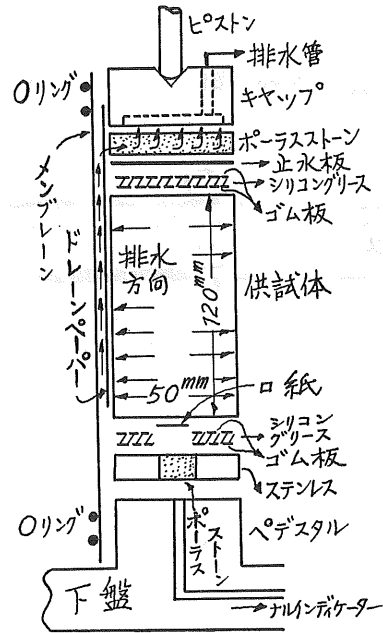


図-2 供試体のセット

ス板の中央に20mmの径をもつだけである。文献によると、この径はさらに小さい。これはステンレス板にシリコングリースを塗布する必要があるからで、このためシリコングリースを間にはさむゴム板(供試体をつつむメンブレンと同じもの)も中央20mm径をくり抜いている。このように、 u_b を測定する部位と大きさをかぎめることは、すでにのべたような端面における応力の集中とか摩擦力の分布が考えられる場合は、 u_b を以って供試体中の u とすることに、ますます疑問がもたれることになる。圧密排水によってナルインディケーターの脱気状態が攪乱されないように、ドレーンペーパーの下端は、供試体下端より少しく上に位置している。

2-3-2 u の測定

前述のように、本実験では、 u の軸方向の分布をしらべるために図-3 のようなレイアウトで、下から高さの 0 、 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{3}{4}$ のところで u を測定し、 u_b 、 $u_{\frac{1}{4}}$ 、 $u_{\frac{3}{4}}$ と名付けた。この装置で特徴的なことは、 u_c 、 $u_{\frac{1}{4}}$ の測定には図

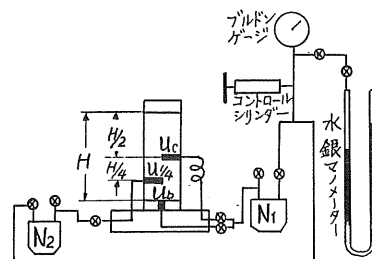


図-3 間ゲキ水圧の測定装置

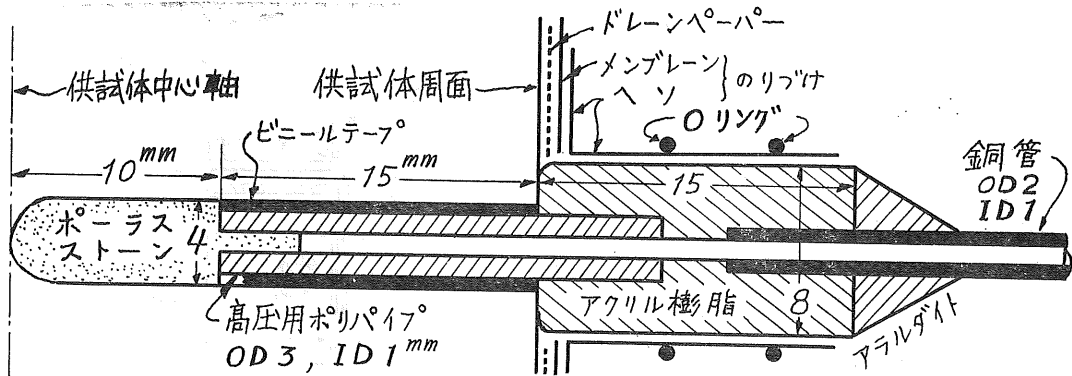


図-4 プローブ詳細

—4に示すような手製のプローブを使ったことと、 N_1 、 N_2 はナルインディケーターであるが、 u_c 、 $u_{\frac{1}{4}}$ の導管をセルの外で一緒にして N_1 に入れ兼用したことである。

u を下端以外のところではかる方法としては本文のようなポラスストーンを水平にさし込む方法¹²⁾と、ポラスストーンの代りに皮下用の注射針を使う方法¹⁰⁾および、注射針を供試体の軸方向にさし込み下端に水圧を導いて測定する方法¹⁷⁾などがある。水中で供試体をセット中に「ヘソ」を通じてドリルで穴をあけてプローブを脱気状態で挿入固定するものである。

3つの u を2つのナルインディケーターで測定することは経費の節約と計測の簡便をねらったものであるが、 N_1 のように導管が屈曲していると脱気が完全にできないおそれがある。しかし、実際に種々の工夫をこらした結果では、満足できる状態に到達できた。

2-3-3 試験条件

三軸圧縮試験の排水条件からいうと圧密非排水試験で、載荷方式からいうとヒズミ制御である。圧密圧力は、 u の分布の試験には 4 kg/cm^2 だけとし、端面拘束除去の試験では1, 2, 4, 7 kg/cm^2 として、いずれも等方圧密で排水を水平方向に強制した。このうち2, 4, 7 kg/cm^2 の圧密は、 $0 \rightarrow 1 \rightarrow 2$, $0 \rightarrow 2 \rightarrow 4$, $0 \rightarrow 4 \rightarrow 7$ のように段階的にかけた。これは、 $\dot{\epsilon}$ と透水係数の関係をしらべることを目的とする実験で、各圧密段階における透水係数をより多く求めるためであって、本報告には直接の関係はない。圧密時間は、一段階の荷重について24時間とした。

ヒズミ速度 $\dot{\epsilon}$ は毎分供試体の初期高さの1%とした。長さであらわすと毎分1.2mmということである。普通のコンシステンシーをもつ粘土において u_b の測定だけで目的を果そうとすれば、 $0.05\%/分$ 程度のゆっくりした^{9), 10), 12), 17), 18)}載荷が必要である。しかしこの実験は u の分布をしらべ

ることと、端部拘束の影響をみることにあるので、 u_b と u_c に差の出やすい $\dot{\epsilon}$ である1%/分を使った。 $\dot{\epsilon}$ と k の関係をみるための文献¹⁰⁾の実験では $\dot{\epsilon}$ を1, 0.2, 0.04, 0.008%/分とした。

載荷は15%のヒズミに達するまで行なった。したがって圧縮試験に要した時間は15分である。全体的に、明瞭な破カイ面を示して破カイすることがなかったためと、大きいヒズミでのダイレイタンス性状を知るためである。ヒズミに応じて断面を補正し主応力を計算したが、この際メンブレンとドレーンペーパーの存在による強度の補正は行なわなかった。なお、 u_c 、 $u_{\frac{1}{4}}$ のためのプローブが供試体の中心にとどくように4mmの太さで水平に挿入されていることが強度にどのように影響するかは、重要な問題であって、その影響の少ないことは当然考えられるわけであるが、プローブのある場合と、ない場合につき予備実験をしたところでは、各ヒズミにおける偏差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)や c' 、 ϕ' に一定方向の差異を与えるものではないことを確かめているので、この実験では、プローブの存在は、粘土の強度の計測に影響を与えないものとして議論を進める。

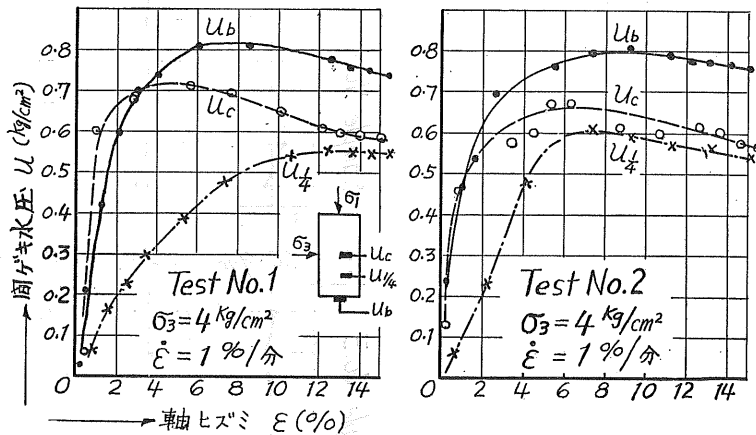
3. 実験結果とその検討

3-1 u の分布

図-5は実験結果のプロットである。Test No. 2の u_c の測定値にながしかの乱れはあるが、同一条件における u の測定値としては、両者はほぼ同じ傾向を示すものとみなしてよいであろう。この図をもとにして、2, 3の検討を加えてみる。

3-1-1 u_b 、 u_c 、 $u_{\frac{1}{4}}$ の大小関係

まず、ヒズミが1~3%程度の比較的小さい場合の大小関係の比較であるが、Test No. 1では $u_c > u_b$ となっているがTest No. 2では、ほとんど同じとみるべきであろう。既往の研究ではどうなっているかをみると、2)



図—5 間ゲキ水圧の測定値

では $u_b = u_{\frac{1}{4}} > u_c$ で本実験とはまるで違う。12) では 4 吋直径、8 吋高さの供試体についてであるが、1%までは $u_b = u_c$ で、以後 $u_b > u_c$ になっている。19) の測定結果も 12) 同じで、1~4% ヒズミまでは $u_b = u_c$ になっていて、以後は $u_b > u_c$ である。17) で赤井は 35mm 直径、80mm 高さの供試体で軸方向に注射針を挿入して 4 点で測定しているが、 u_b の値が明示していないので、この点明瞭でない。以上を総合すると、 $u_b = u_c$ の方が本当らしく思われ、この説明としては、ヒズミが小さく、かつ働く応力も小さい間は、端面に生ずる摩擦も小さいために、供試体に生ずるヒズミも応力もほぼ一様であり、このために $u_b = u_c$ となる、ということが考えられる。

はじめの 1~2% のヒズミをすぎると $u_b > u_c$ となることは多くの実験の示すところで、これは間違いのないようである。 $u_b > u_c$ ということは、端部の間ゲキ水圧が中央部のそれより大きい、ということであるから、逆に有効応力は端部の方が小さいということになり、供試体が破壊に近付いたとき、どの部分がまず破壊の発端になるかといえ、強度を支配する有効応力の小さいところ、つまり端部がまず、塑性状態に入って破壊を導くとも考えられる。そうすると、破壊面のできやすいのは、端部と中央のいずれが多いかを比較するとき 1 つの論拠を与えるのは、この u の分布であり、 $u_b > u_c$ であるから、普通考えられるように供試体の中央ではなくて、供試体の端面に接して破壊面ができやすいという推論がなりたつ。事実筆者らの経験によれば、端面に接するか、それに近い破壊の頻度の方がはるかに多い。

つぎに、なぜ $u_b > u_c$ になるかということであるが、これは 2 つの場所の変形特性を考えれば説明のつくことで、端部は座面との間の摩擦のために膨張が全くないか、あっても僅かであって、ほとんど負のダイレイタン

シーである上に、すでにのべたように応力の集中があって、 u の絶対値が大きいかつ減少がわずかである。ところが中央部はヒズミが集中して負のダイレイタンシーで u の増大をきたすが、同時に側方の拘束が端部よりはるかに小さいから、正のダイレイタンシーに転ずることが容易である。 u_c がピークをこえてからの減少が急激なのはこのためである。

つぎは $u_{\frac{1}{4}}$ であるが、この実験ではいずれの場合も、 u_b, u_c より小さく、立上りが緩で以後の変化も小さい。 $u_{\frac{1}{4}}$ と u_b, u_c の大小関係の既往の研究例は多くない。12) の文献は、4 吋直径、4 吋高さのズングリした粘土供試体についての計測結果であるが、明瞭に $u_b > u_{\frac{1}{4}} > u_c$ になっている。2) では前述のように $u_b = u_{\frac{1}{4}} > u_c$ となっているが、これを 12) の特別の場合と考えれば、2) と 12) は互いにメジューしない。17) の実験では少くとも $u_{\frac{1}{4}} > u_c$ とみてよいようである。これらの実験結果を考えあわせると、ヒズミが大きい場合、少くとも定性的には $u_b > u_{\frac{1}{4}} > u_c$ になるのではないかと考えられ、そうすると我々の実験に何らかの不備があったのではないかと考えられる。 $u_b > u_{\frac{1}{4}} > u_c$ になるであろうことの理由を考えてみると、 $u_{\frac{1}{4}}$ のプローブの位置は、デッドゾーンの傾きを 45° と仮定すると、その頂点の数ミリ上で軸中心から 15mm の水平部分にある。したがって、 $u_{\frac{1}{4}}$ は、この部分の u の平均値を示すはずであるが、このプローブがデッドゾーンの中に入らないことは確かであるから、 u_b ほどの大きさを示さないことは当然ではあるが、変形の量からすれば、中央部より小さく端部より大きい、と考えても不自然ではない。端部拘束の影響もある程度は受けるであろう。したがって、ダイレイタンシーの方向および大きさ、ならびに応力集中の程度のいずれをとっても、 $u_{\frac{1}{4}}$ は u_b と u_c の中間にあると結論してもよさそう

である。我々の実験が不備であったのか、あるいは以上の推論が正しいのか、今後ふたたびこの問題を取りあげて検討してみたいと考えている。

3-1-2 $u_b > u_c$ の影響とその対策

強度試験に供される試料は異物をさしはさまない均質なものであることが絶対に必要な条件である。自然地盤から採取した乱さない試料の強度定数をきめにくいことの1つの理由は、試料の不均質さにある。乱した粘土試料はこの点有利であって、努力さえすればいかような程度にも均質にできる。乱した試料が研究用に好んで用いられるのはこのためである。この話は土粒子のまざり具合とか気相の有無とその分布などについてのことであるが、しかし供試体内部の状態が強度試験中に均質であることを求めるからには、試験中に発生する u の分布も当然一様でなければならない。 u の大きさが供試体の部分によって不等であって、このために破壊面を特定の部位に強制するようなことがあってはならないわけである。

しかし、事實は、1%/分程度の $\dot{\epsilon}$ でセン断すると中央部と端部では u の大きさに差ができるのであるから、端部の u_b を以って全体の u とすることは許されず、 u_b で計算した有効応力にはなにかしらの誤差を伴うことになる。そうすると、三軸試験の最大の特長の1つである間ゲキ水圧の測定は、さほどに信頼のおける特長ではないことになり、有効応力の概念も、概念としては受入れることができても、実用上の意味を失いかねない。

この対策には前述のように2つあって、1つは端部に生ずる摩擦をへらして拘束をなくし、端部が自由に変形できるようにしてやること、もう1つは $\dot{\epsilon}$ をうんと小さくして発生する間ゲキ水圧が内部で有無相通じて一様化するのを待つことの2つである。ところが、後者のように、 u の一様化のためにゆっくりヒズミを増してやると、供試体内部で含有水の移動が生じて、今度は含水比が供試体内部の場所によって異なるという現象がおこる。これをつぎにのべる。

3-1-3 含水比の変動

測定結果が示すように、ヒズミが数%の大きさをこすと常に $u_b > u_c$ であり、かつ非排水の試験であるから、供試体中の間ゲキ水の水圧は両端で高く、中央で低い、という状態が継続することになる。そうすると、セン断速度が充分に小さくて、粘土試料中に含有水が移動するに足るだけの時間があれば、含有水は中央部に集るはずである。つまり、 $\dot{\epsilon}$ の小さい非排水三軸試験をやると、はじめ一様であった含水比が、試験後には中央部で増加し、端部で減少するはずである。図-6はその測定結果で、試験終了後供試体を五つに輪切りにして含水比を測定し、はじめのものとの差し引きをプロットしたもので

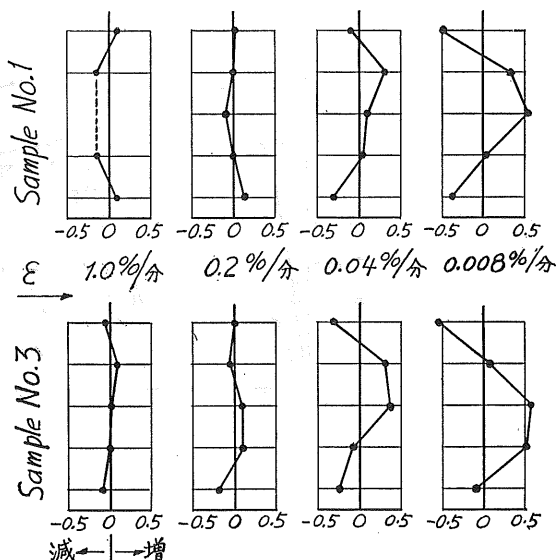


図-6 試験終了時の含水比の変動

ある。 $\dot{\epsilon}$ が大きい間は増減はほとんどないが、 $\dot{\epsilon}$ が充分小さくなると、0.5%程度の違いが出てくる。この結果は、既往の実験のそれと一致しているから間違いのないことではあるが、供試体を均質な状態において試験することを正道とする立場をとるならば、 u_b と u_c を一致させ、 u を一様化するために、 $\dot{\epsilon}$ を充分小さくすることは、最終的な含水比の分布からして好ましくないことになる。

この欠点をなくするためには、対策の第二である端部拘束の除去だけが残ることになる。つぎに、これに関する実験をのべる。

3-2 端部拘束の除去

以上のべてきたように、三軸試験で飽和試料の強度試験を行なう場合、供試体の端部を剛で粗な座でさしはさ

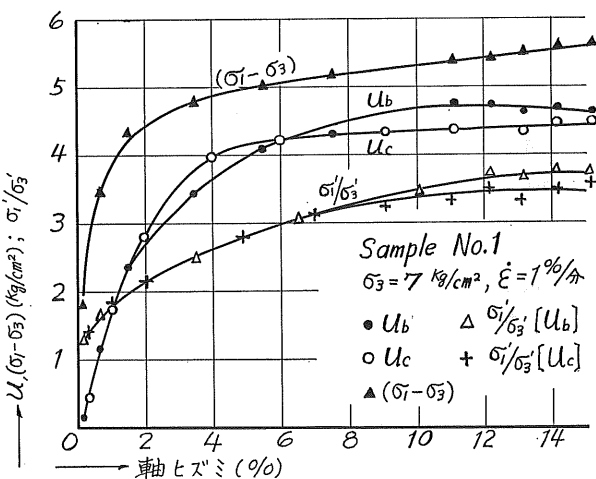
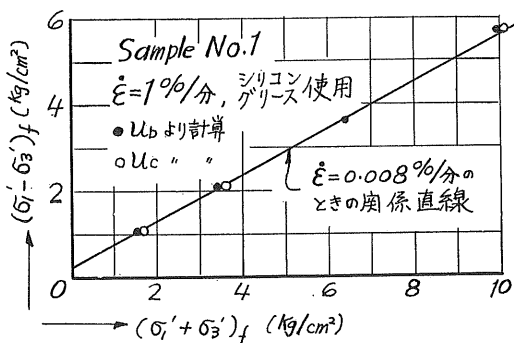


図-7 シリコングリス使用時の応力ヒズミ曲線

んで圧縮すると、間ゲキ水圧の不等を生じ、これを避けようとして小さなセン断速度で試験すると、含水比の不均一を招来するので、完全な状態で試験を行なうためには、結局するところ端部の拘束をなくする以外に方法はないことになる。このための具体的な方法は、すでにのべたように、端面にシリコングリースをうすく塗布して摩擦を減ずることである。図一七の結果はこのための一連の実験結果の1つである。

この図から分ることは、シリコングリースを用いた場合、 $\dot{\epsilon}=1\%/分$ のような大きなセン断速度でも u_b と u_c には大差がなく、したがって、それぞれの u から計算した主応力比 σ'_1/σ'_3 もほとんど一致していることである。このような結果を、端面に拘束のある場合で得ようとするれば、 $\dot{\epsilon}$ を20分の1程度にして、少くとも20倍の時間をかける必要がある。

端部拘束の除去の効果を明瞭に示すのは、図一八である。この図の黒マルと白マルは、それぞれ u_b および u_c で有効応力を求め、 c' 、 ϕ' を計算するために、縦横軸に図示のような量をプロットしたものである。他方図中の直線は、同じ土に対してシリコングリースを用いないで、 $0.008\%/分$ の $\dot{\epsilon}$ で試験したときの結果に直線をあてはめたもので、図中の黒マル白マルの点群に直線をあてはめたものではない。この図の意味するところは、端部の拘束を除くと、 $1\%/分$ というような、従来の考えかたからすれば、間ゲキ水圧の測定には全く不向きなセン断速度で試験を行なっても、十分に目的にかなう結果が得られるということである。両者のチガイは供試体の端面の摩擦を少くしたかどうかだけであるのに、その効果は絶大というべきで、その最大なるものは時間の節約である。



図一八 端部拘束除去の効果

ここで3-1-3でのべた含有水の移動が測定される強度に与える影響をみてみよう。図一八の $0.008\%/分$ の直線は、端部拘束があって、 $\dot{\epsilon}$ が非常に小さい時の試験結果

であるから、中央部の含水比が端部のそれより大きくなって、不均質な供試体になっていたはずである。他方 $1\%/分$ のもの、シリコングリースのおかげで、ほぼ均質な状態にあったと考えてよい。ところが図一八の示すところは、両者の結果がほとんど同じであるということであるから、上記の含水比の変動は、他の測定誤差に含まれてしまう程度の影響しか与えなかった、ということになる。

4. むすび

以上論じてきたことを要約すると

- 1) $1\%/分$ 程度のセン断速度で飽和粘土の非排水三軸試験を行なうと、供試体中に不等の間ゲキ水圧を発生して、通常の計測法による u_b を以てしては、これを破壊時の間ゲキ水圧とすることはできない。
- 2) 発生間ゲキ水圧は、ヒズミの小さい間は、中央部と端部でその大きさにほとんど差がないようであるが、ヒズミが大きくなると $u_b > u_c$ となり、大ヒズミでの u の減少割合は中央部の方が大きい。これは、側方拘束のない中央部でのダイレイタンスーの特性によるものと考えられる。
- 3) 下から高さの $3/4$ の点で測定した間ゲキ水圧 $u_{3/4}$ の値は、既往の実験結果にてらして、不確実のように思われるので、この点に関しては今後の検討にまつことにする。
- 4) セン断速度 $\dot{\epsilon}$ を充分小さくして間ゲキ水圧の一律化をはかると、供試体中の含有水の移動を生じ、中央部の含水比が端部のそれより大になる傾向がある。
- 5) 供試体端部の摩擦を減じ、側方変形に対する拘束を除去するために、端面にシリコングリースを塗布することは、間ゲキ水圧の測定に著効があり、したがって有効応力にもとづく強度定数を算出する上にきわめて有効な方法である。
- 6) 端部拘束を除去すると、大きいセン断速度で、圧縮してもよいので、時間の節約になる。

5. 謝 辞

この報告は、八戸が昭和44年度の修士論文とするために行なった実験結果の一部を北郷がとりまとめたものである。実験、計算では松村英明君（当時四年生、現在静岡県勤務）の、計算では阿部嬢の非常な協力を得た。また、粘土などの試料の収集については北海道開発局石狩川開発建設部、同じく函館開発建設部、および大成建設株式会社の協力を頂いた。あわせて深甚の謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) Rowe P.W., Barden L ; Importance of Free Ends in Triaxial Testing, Proc. ASCE, Vol. 90, SM 1, 1964, p. 1-27
- 2) Crawford C.B. ; Pore Pressure within Soil Specimens in Triaxial Compression, ASTM, STP 361, 1963, p. 193
- 3) UCLA の Lee, K.L. 教授が北郷に語ったところによる (1970. 9. 札幌)
- 4) Nielsen, Mooney ; An Instrumented Loading Ram for Triaxial Testing of Soils, ASTM, Material, 1966, June, p. 292
- 5) Olsen, Campbell ; Bushing Friction in Triaxial Shear Testing, ASTM, Material, 1967, Feb. p. 45
- 6) Shockley W.G., Ahlvin R.G. ; Nonuniform Conditions in Triaxial Test Specimen, ASCE, Colorado Shear Conference 1961, p. 355
- 7) Filon ; On the Elastic Equilibrium of Circular Cylinders under certain Practical Systems of Load, Phil. Trans. Royal Society, Vol. 198(A), 1902
これは ASTM, STP No. 361, 1963 p. 199 より孫引き
- 8) ASTM, STP 361, p. 207 Discussion by Schmid
- 9) 佐藤, 北郷, 飽和粘土の間ゲキ水圧測定に及ぼすヒズミ速度の影響について, 土木学会23回年次学術講演概要, 1968, p. 91
- 10) 八戸, 松村, 三田地, 飽和粘性土の非排水せん断試験における最適ヒズミ速度と透水係数との関係について, 土木学会第25回年次学術講演会概要, 1970, p. 167
- 11) 文献 1) に同じ
- 12) Barden, McDermot ; Use of Free Ends in Triaxial Testing of Clays, Proc. ASCE, Nov. 1965, SM 6, p. 1
- 13) 北郷, 三田地, 上田 ; 乱した飽和粘土の供試体作製法, 土質工学会道支部, 技術報告資料 No. 9, 1969, p. 97
- 14) Escario V., Uriel S. ; Determining the Coefficient of Consolidation and Horizontal Permeability by Radial Drainage, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, 1961, Vol. 1 p. 83
- 15) 12)の文献では, 直径100mmと38mmの供試体を使っているが, u_0 をはかるポーラスストーンの直径は12, 25, 38mmである。
- 16) Richardson Jr. A.M., Whitman R. V. ; Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay, Geotech., Vol. 13., 1963, p. 310
- 17) 文献 2) p. 195, 1963, 赤井浩一 ; 三軸試験における間ゲキ水圧測定の諸問題, 土質工学会第10回シンポジウム 1965, p. 125
- 18) 17)の文献で赤井は, 0.5%/分を最大に0.1~0.2%/分が妥当としている。供試体径は35mmである。
- 19) Bishop, Blight, Donald ; ASCE, Colorado Shear Conference 1961, p. 1037 Fig. 7 直径38mm $\dot{\epsilon} = 0.028\%/分$

エレクトロドリルの試験について

一長尺水平ボーリング

持田 豊*

1. 一般的な問題点

海底トンネルの掘進に際して、不時の大出水による事故を未然に防止するとともに、工事の計画的施行をするため青函トンネルの調査工事においては、当初より先進ボーリングを常に実施している。現在のところ、先進ボーリングは概ね300～800m程度の長さで、ワイヤーライン式の水平ボーリング工法を採用している。

これにおける問題点をあげると

(1) 切羽の進行に支障しないため、ボーリング横坑を掘さくしているが、ボーリング長が短かると、それだけ横坑の数が増えるので、掘さく費の増大と、若干の切羽の進行に対する支障が起きて来る。(両側であるから約200m毎)

(2) トンネルの掘進速度が早くなると、ボーリングの先進度が小さくなる。つまりボーリングが場合によれば、トンネル掘さくに間に合わない。これはワイヤーライン式ではある程度スピードに限界があるのと、注入等を必要とするため、附帯作業の日数が必要である。

(3) ある程度、孔曲りが避けられない。水平ボーリングの場合は、地層等の関連もあるが、概ね重力方向、つまり下へ曲る傾向が見られ、かつ回転が右廻りのため、右へ曲ることは避けられない。しかも孔曲りの修正は非常に難しい。そのため、本州方の火山岩では100m当り4°北海道方の凝灰岩では100m当り2°程度の下りは通常で、500m以上になるとトンネルから著しくはづれ、調査の目的を達しなくなる。

(4) トンネル前方300m程度の情報では、計画的な施行をし難い。青函トンネルの場合は、掘さく、注入等の作業においても、通例の作業方法、機械の使用では充分目的を達し難い場合が多く、各種の事態に対処するための技術開発の時間、ないしは特殊製作の時間が必要である。

以上4点が最も大きい。このうち経費的に最も重要な部分を占めるのは(1)のボーリング横坑であって、これを

大幅に減ずることが出来れば、ボーリングの経費は全体的に著しく軽減される。(2)～(4)の点は先進ボーリングのメリットの問題で、これらが解決されない調査としての意味が極めて薄弱となる。

従って、これらの問題を解決するために、個々の対策も考えたが、(1)、(4)の問題点を併せて解決するためには、先進ボーリングを長尺化して、1本のボーリングで、最終的には数kmをカバー出来ればよいことになる。そして、この水平長尺ボーリングを実施することが出来れば、在来のトンネルの調査も、垂直ボーリング等によるいわば点の調査による精度の低さや、弾性波式その他の物理性調査による定量性の不足、特に湧水に関しての不確か等がすべてカバーしうることになると考えられ、これの開発に踏み切ったわけである。(2)のスピードアップの点は、どうしても、コアボーリングをやるかぎり1日20m以上の進行を見ることは非常に困難である。従って、コアを採らないノンコアボーリングによってスピードアップをはかることが最も捷徑である。ノンコアではスピードを、現在の3～5倍に上げることが可能である。しかしながらノンコアであると、湧水に関する情報は充分としても、地質に関する情報は不十分で、専ら岩石のカッティングス(切りくず)掘さく中の手ごたえ等によるの他はない。このため、地質の情報をうるために物理検層等の方法を併用する必要が生じて来る。検層は特に石油ボーリング等で多用されている有力な調査手段であるが、ボーリング孔内に入るには垂直の場合なので(多少傾斜していても)重力によっている。これに対し水平の場合は強制的に押し込む必要があり、計測器具の強度に問題があり、かつ計測器具の中心を保持すること等が困難である等、垂直→水平には未解決の問題が多い。

(3)の孔曲りの問題も、水平ボーリングにつきまとう難点で、長尺化すればする程、調査の精度にかかわる重大さを増して来る。孔曲りに対しては、元来の孔曲りを防止する掘さく方法と、孔曲りの測定および修正方法の2

* 日本鉄道建設公団青函トンネル調査事務所 竜飛鉄道建設所長

面の対策が考えられるが、まず、孔曲りをさせない掘さく法としてはスタビライザーを付ける方法がある。これも孔曲りを軽減するに過ぎず、最終的には孔曲りを測定し修正せねばならない。測定用の計器は既に多数開発され、これらを水平に使用しても支障のない計器が多い。一方、孔曲りの修正法は、くさびによる方法、ホイップストックを使用する方法、スラストを加減する方法、リーミングによる方法等非常に多くの方法がある。この多くの方法があるということは、的確な方法がないということとやらはらで、実際上確実に修正しうる方法は在来ではなかった。これを解決するためには、在来のパイプ+ビットの全体を地表、あるいは口元の機械が動かす方法ではなく、先端のビットのみを回転させる方法を採用すると、ビットの直後に所定の方向に曲げ管を付けて掘進し、方向を修正することが可能である。この方法は、垂直掘りでは確実に方向を制御することに成功している。これを水平にも適応出来ない理由は機構上一つもない。

2. エレクトロドリルの性能

先進ボーリングの為の問題点を解決するには

1. なるべく長尺化する。
2. 方向制御を可能にするため、先端回転式のボーリングを採用する。
3. スピードアップをはかるためノンコアボーリングを採用するが、地質の情報を充分得られるよう検層等の手段を考える。

という方向に行けば良いが、先端回転式には、動力を、水力で伝達するか、電力で伝達するか方式がある。

水力で伝達する方法は、長尺化に際して問題がある。というのは、水力（これはボーリング循環水であるが）で伝達するためにパイプ内の摩擦抵抗による圧力損失が、パイプが長くなる程（長尺化すればする程）増大し、先端における必要動力を確保するために、高圧を必要とする。一方電力は、長尺しても損失はあまりない。

さらに電力式は、先端までケーブルが連絡しているの为先端付近に、各種の計測器をつけて、その情報を、地表あるいは口元へ伝達することが可能である。

また、先端におけるビットの岩石による掘さく抵抗は、直接、エレクトロドリルの電力消費量となって記録されるため、掘さく即検層としての効果を持つことが可能である。

これら3点、特に掘さく中に地質の情報を得ることが出来る性能は、第一に調査としての目的を充分はたしうるのみならず、掘さく中の機械管理、施工管理に多くの

効果をもたらすことが出来る。

以上の理由からエレクトロドリルを採用したが、その諸元は、図—1のごとくである。このエレクトロドリルは、ソ連、キエフのエレクトロドリル研究所が開発しアッセンブルしたものである。径は164%でエレクトロドリルの中では最小径のものである。ソ連にはこの外、直径—出力(KW)—回転数(RPM)の順序でいうと、
170—100—1,000 215—150—750 215—120—600
250—230—750 250—150—500 の5種類があり、この164型は最新のものである。構造は図のごとく、モーター部とスピンドル部より成り、1のフィードケーブルは、更にパイプのケーブルに連絡して地表に至っている。定格電圧の1,050Vはモーターにおいてであって、ケーブルロス等を考慮して、地表に可変式の変圧器において制御する。

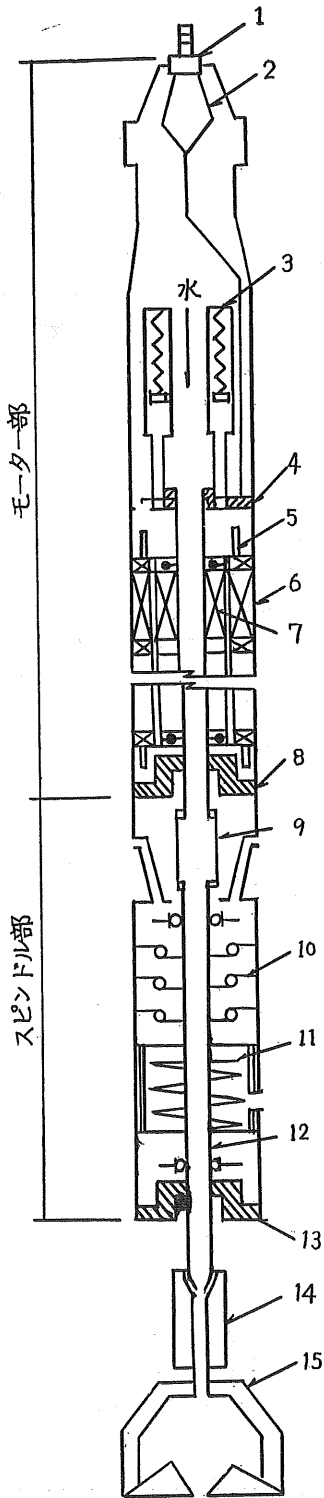
3のコンペンセーターは、モーター内の絶縁油、11のコンペンセーターはスピンドル内の潤滑油のそれぞれ、ボーリング孔内の水に対する圧力補償装置である。これは、内部のスプリングの圧力で常に内部の油圧を外圧(水圧)+2 km/cm²にしておく装置で、水圧の高い箇所で動くモーターの構造上のキープポイントに当る部分である。モーター部分は、ステーターがドリル本体の管の内側にセットされ、ローターが管の中心にあって、回転する方式で、ローターの中心は中空となって循環水を通すことになっている。スピンドル部分は、ローターの回転をビットに伝達する部分であるが、ビットが岩石を切削するに際して生起する振動を、(ノンコアボーリングで使用するトリコンビットの切削機構は剪断も一部はあるが、大部分は局部打撃によるものなので、大きい振動が生起する)直接モーターに伝達されないための実用的な部分である。一般的にモーターを孔内に入れ、それに刃先をつけて掘さくすること自体は別に目新しいことでも何でもないが、長いボーリングを実用化するためには、モーターの小型強力化もさることながら、コンペンセーターとスピンドルが大きい部分を占めている。

このエレクトロドリルで5,000 m程度の長尺ボーリング実施するためには、エレクトロドリルの押し込み装置が必要であるが、その装置の持つべき推力は、図—2、表—1で1例を示すように、パイプ型式から、ほぼ0.5程度の摩擦係数が推定出来る。

$$25 \times 5,000 \times 0.5 + 2,000 = 64,500 \text{ kg}$$

5,000 m後の掘さくには65 t程度の押込み力が機械に要求される。この数値は、他の各種の条件で変化するので、別の機会に詳述するが、一定の数値を示すに止める。

孔を曲げるためには、モーターとスピンドルの間のス



寸法

エレクトロドリル外径.....φ164mm	エレクトロドリル最大軸荷重...20 t
長さ.....12.2m	最大トルク.....400kg.m
重量.....1.8 t	定格トルク.....200kg.m
出力.....65kw	ロッド外径.....φ135mm
電圧.....1050V	トリコンビット.....φ190mm
定格電流.....93A	
回転数.....680r.p.m	

主要部品

- 1 フィードケーブルカップリング
- 2 フィードケーブル引込線
- 3 コンベンセーター
- 4 上部パッキングボックス
- 5 巻線ターミナル
- 6 スターターコイルコーン
- 7 ローターコイルコーン
- 8 下部パッキングボックス
- 9 スプライン継手
- 10 ボールベアリング
- 11 コンベンセーター
- 12 スピンドル
- 13 スピンドルパッキングボックス
- 14 ビットアダプター
- 15 ビット

図-1 エレクトロドリル概要

ブライン接手の間にベントサブという曲り管を付ける。曲り管の方向、孔の曲り方向傾斜、等はエレクトロドリル後方のインクリノメーター（傾斜計）によって、地表の装置に伝達される。したがって孔曲りの逆方向にベントサブの方向をセットして掘進すれば良い。また実際的には1°程度の緩いベントサブを常に付けて掘さくし、孔曲りの傾向を常に排除するように制御すれば最も実際的である。

3. 試験の結果

エレクトロドリルの試験は昭和45年4月より現在まで7本の300~400mのボーリング孔によって実施された。特に最初の3カ月は、ソ連のキエフのエレクトロドリル研究所の、機械、電気各1名の技師の指導立合の試験を実施した。

試験現場は、竜飛の構内で、図-3のような地質である。試験は

- (1) エレクトロドリルの取扱の習熟
- (2) 修繕方法とそれに必要な機械器具の整備
- (3) 予備部品の国産化と必要数
- (4) 抗内持込に際して特に電氣的な安全性の確認
- (5) 掘さく性能

(6) 地層を電氣的に判定する方法

(7) 孔曲り修正

等を目的として実施した。その結果の一部を、表-2および図-3に示した。

エレクトロドリルの取扱は特に難しい点は全くなく、変圧器および操作船をボタン操作するのみである。修繕は特に、先述のコンベンセーター等のオイルシールのスリ合せが重点で、特に留意すべきは油洩れのみとあって良い。絶縁は最初は問題が若干あったが、数日で全く消失し、機械自体としては特に問題がなく堅牢な機械とあって良いと考えられる。

予備部品もほぼ国産で充当しうるものばかりである。電気はアースが厳重で、確実な基準によれば問題はない。

掘さくは、エレクトロドリルのための操作機がないので立坑掘さく機である、鉸研式のビアクマンのフィード装置を横にして試験した。このためフィード速度に制限があって十分な掘進速度は出なかった。このため、1時間当りの掘進速度は30m程度に止まった。エレクトロドリルの回転数からいって、押し込み装置が十分なフィード速度を持っているならば60m毎時程度の速度は、現在の地点であげられるものと考えられる。それにしても掘進速度が早いので孔曲り測定が遅れ勝ちで曲り過ぎた場

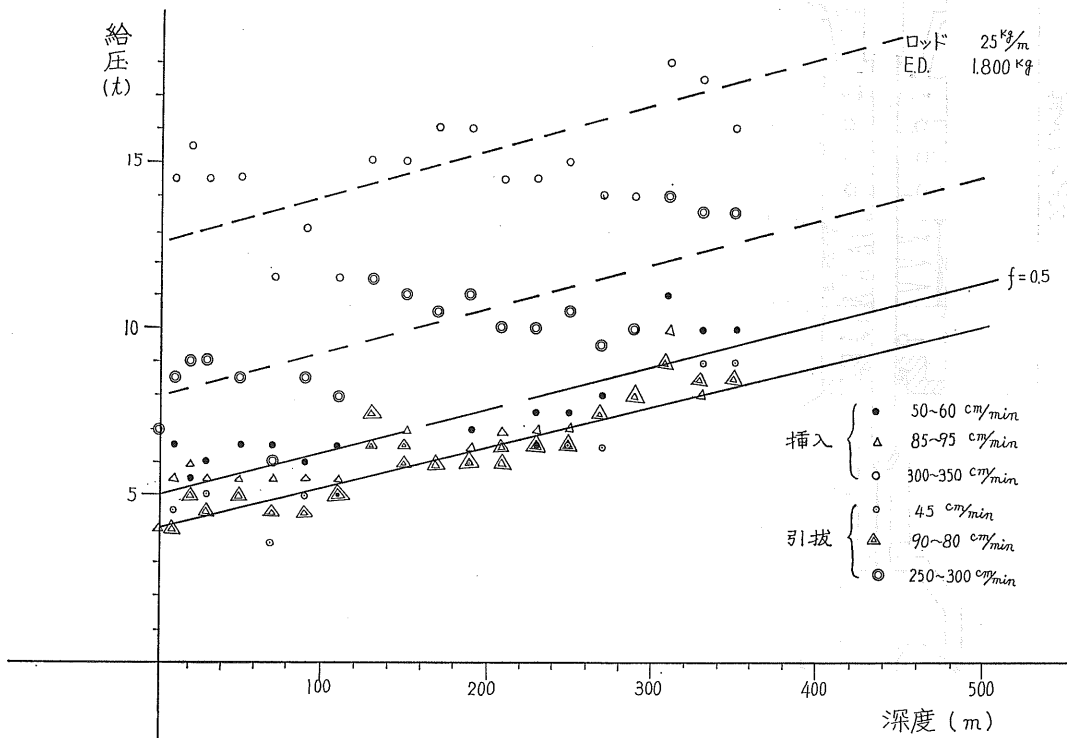


図-2 ロッド挿入引抜圧グラフ

表-1 ロッド挿入引抜圧表

ロッド番号	深 度 m	Speed (Low)				Speed (2 nd)			
		cm/min	押入力ton	cm/min	引抜力ton	cm/min	押入力ton	cm/min	引抜力ton
0	空送り	57	4.5	45	2.5	92	3.5	81	2.0
1	0	57	5.0	45	3.0	95	4.0	87	2.0
1	10	58	6.5	45	4.5	97	5.5	78	4.0
2	20	48	5.5	45	5.0	92	6.0	76	5.0
2	30	58	6.0	45	5.0	92	5.5	84	4.5
3	50	58	6.5	45	5.0	90	5.5	76	5.0
4	70	58	6.5	45	3.5	91	5.5	78	4.5
5	90	58	6.0	45	5.0	92	5.5	74	4.5
6	110	58	6.5	45	5.0	92	5.5	75	5.0
7	130	58	7.5	44	6.5	88	6.5	74	7.5
8	150	54	7.0	44	6.5	87	6.5	71	6.0
9	170	57	6.5	44	6.5	91	6.0	73	6.0
10	190	56	7.0	44	6.0	88	6.0	71	6.0
11	210	54	7.0	44	6.5	88	6.5	72	6.0
12	230	50	7.5	45	6.5	91	7.0	73	6.5
13	250	51	7.5	44	6.5	88	7.0	72	6.5
14	270	47	8.0	44	6.5	87	7.5	70	7.0
15	290	48	8.0	43	7.0	82	8.0	67	7.5
16	310	58	11.0	45	8.5	148	10.0	113	9.0
17	330	58	10.0	45	8.5	87	8.0	71	8.5
18	350	58	10.0	45	8.5	85	8.5	73	8.5

ロッド番号	Speed (3 rd)				pend Sub 傾 斜	
	cm/min	押入力 ton	cm/min	引抜力 ton		
0	420	16.0	300	8.0		BM本体
1	340	13.0	270	7.0		
1	360	14.5	300	8.5	+ 10°	
2	360	15.5	300	9.0	+ 18°	
2	360	14.5	290	9.0	+ 13°	
3	360	14.5	290	8.5	+ 24°	
4	300	11.5	250	6.0	+189°	60mで+186°にset 75mで+16°にset
5	340	13.0	270	8.5	+ 13°	
6	320	11.5	230	8.0	+ 13°	
7	348	15.0	290	11.5	+ 19°	
8	348	15.0	283	11.0	+ 32°	
9	366	16.0	300	10.5	+ 28°	
10	377	16.0	290	11.0	+ 23°	
11	348	14.5	283	10.0	+ 22°	
12	317	14.5	276	10.0	+ 14°	
13	322	15.0	255	10.5	+ 5°	
14	317	14.0	248	9.5	+ 6°	
15	290	14.0	240	10.0	+ 12°	
16	336	18.0	290	14.0	+ 17°	
17	336	17.5	265	13.5	+ 17°	
18	323	16.0	250	13.5	+ 17°	

表-2 エレクトロドリル実績表

No. 1

深 度	送水圧	スラスト	電 流	電 力	掘進時間	時間当り掘進長
m	kg/cm ²	t	A	KW	分	m/h
0~20	7	4	68	47	90	13.3
20~40	16	4	65	31	73	16.5
40~60	16	2	65	38	43	27.9
60~80	15	5	65	40	35	34.2
80~100	15	4	68	38	35	34.2
100~120	16	4	65	38	43	27.9
120~140	16	5	67	45	68	17.6
140~160	16	5	66	55	65	18.5
160~180	16	5	65	50	68	17.6
180~200	15	4	66	47	84	14.3
200~220	14	6	65	47	72	16.7
220~240	15	7	66	50	86	14.0
240~260	20	6	65	42	70	17.1
260~280	20	8	64	41	74	16.2
280~300	20	11	65	48	39	30.4
300~320	20	12	66	48	62	19.4
320~340	20	15	66	50	37	32.4
340~360	20	15	65	52	46	26.1
360~380	20	16	65	52	40	30.0
380~390	20	16	65	52	19	31.7

No. 2

深 度	送水圧	スラスト	電 流	電 力	掘進時間	時間当り掘進長
m	kg/cm ²	t	A	KW	分	m/h
240~260	17	8	64	48	71	17.0
260~280	17	12	75	70	202	5.9
280~300	16	12	68	64	41	29.3
300~320	15	12	68	64	50	24.0
320~340	15	12	66	58	63	19.1
340~360	26	11	67	58	62	19.4
360~380	20	11	69	58	77	15.6
380~400	20	13	72	80	68	17.7
400~420	18	13	65	60	42	28.6
420~440	14	18	67	58	34	35.3

合があった。いづれにしても掘さく性能としては充分過ぎるといっても良い。

地層の判定は図-3のようにカッティングスと電力値の相関のみでも判定は可能であるが、実際には、地層の掘進速度は

$$V = kSR^N \text{ の関係がある}$$

但し V は掘進速度、 S は推力、 R はビットの回転数、

N は岩石による常数、 k は地質による定数

エレクトロドリルの場合 R は一定なので、掘進速度は k と S で定められる。 S は表-2 のスラストから、図-1 の長さによる押込み力を差引いたものであるから、地層によって多少の差はあるが一応出すことが出来る。この場合 k は 200~1,000 の数値を示す (デイメンションは別として) k が地層に関わる定数であるが、電力に関連がある数値である。

岩石の刻々の変化に対しては、電力値よりも電流値の

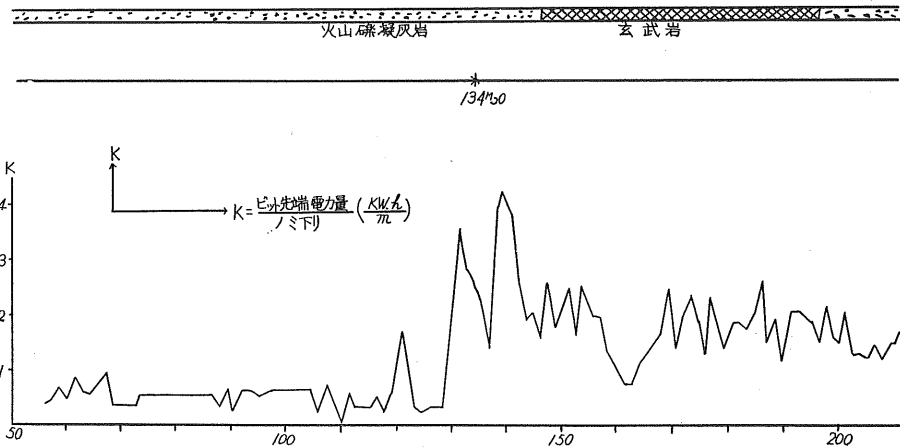


図-3-1

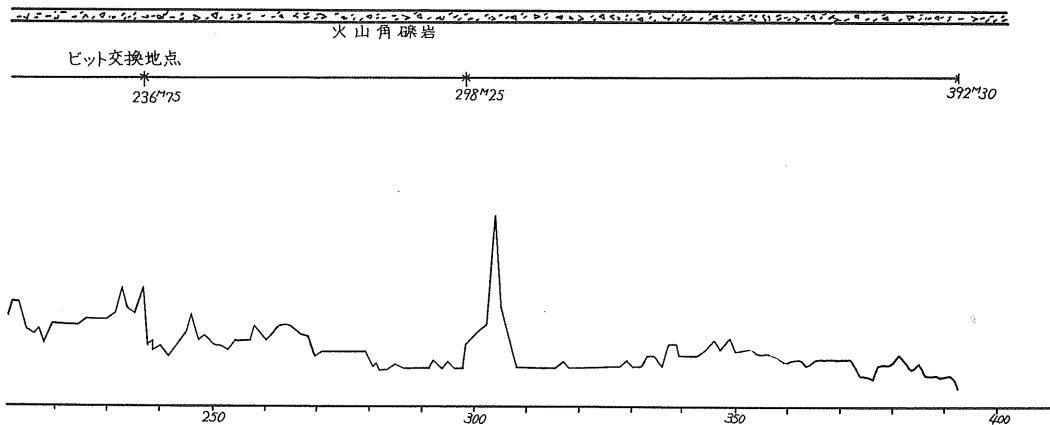


図-3-2 層の判別(1本目)

方がより鋭敏に反応するので、地層の変化よりも岩石の割れ目の著しい変化や、硬軟の頻繁な変化を読み取ることが出来る。いずれにせよ、電力計、電流計の読みの変化は極めて忠実に地層の情報を伝えることが出来る。

最後に孔曲りの修正は 1° のベントサブによって実施したが確実に制御することが出来るし、また、特異なことは、すでに掘さくした孔の途中で所定の方向に枝分れすることも可能である。このことは、海底ではあまり水抜きしても意味はないが、陸上で、トンネル掘さくに先行して長尺ボーリングを実施した場合、幾つかの湧水多量箇所があった場合、枝分れしつつ、水抜きをすることが可能になることを意味している。

4. 今後の問題

現在の所、傾斜計が未着であるので、掘進しつつ傾斜

をはかり、方向を制御することが出来ないで、時間がかかるので、傾斜計による試験をしなければならない。更にこの傾斜計は、軸にかかるスラストを測定出来るので、前述の S を正確に測定出来るので、地層の情報はより正確になると考えられる。

さらに、エレクトロドリルのみの問題ではないが、崩壊湧水に対する的確に処理しうるような方法を確実にすることがあげられる。このためには口元装置およびパイプ等の開発によって、圧力掘り(石油掘り等垂直の場合は、重泥水によって重力的に圧力を加えている)、遠方注入円のベッカーの開発等をせねばならない。

今後は各種の試験を繰返し、よりデータを積み重ねて、迅速で経済的な長尺水平ボーリングを実用化する予定である。

鋼管矢板の応力計算について

能 町 純 雄*

正 員 菊 地 理**

正 員 ○森 康 夫***

ま え が き

鋼管矢板は、鋼管グイとその鋼管グイをたがいに連結するジャンクションとから構成されており、一般の鋼矢板のように直線あるいは曲線型に連結し、構造物基礎、土留壁などに使用する。

この鋼管矢板に水平外力が作用した場合、従来のクイ基礎には見られない複雑な変形様相を示す。すなわち、ジャンクションでたがいに連結されている鋼管グイの変形は、従来のクイ基礎のような単なる平行移動による水平変位ほかにジャンクションを中心とした回転による変形要素も含まれていると考えられる。このため、鋼管矢板を構成する各クイの変位および応力は、多少なりとも異なっているはずであり、この傾向は経済性を加味した短グイと長グイを混用することにより一層はげしくなる。

本報文では、上述のようなことから鋼管矢板構造の曲げに関する基本微分方程式を求め応力解析を行なうとともに、図一1に示したような2本の長グイと1本の短グ

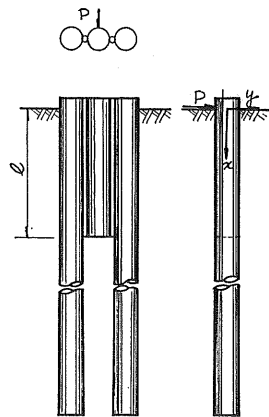
イがたがいにジャンクションによりヒンジ結合されているタイプについて室内模型実験を実施し、両結果の対比を行ない考察を加えてみた。

1. 基本微方程式

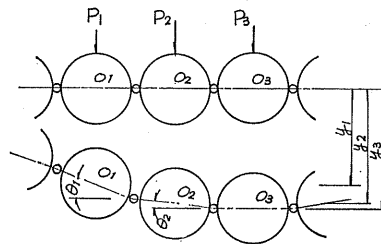
一般にジャンクションによってヒンジ結合されている鋼グイに水平外力 P が作用すると、その平面的な変形様相は図一2のようになり、クイは水平変位 y_n を起すとともに回転 θ_n を生ずる。ここで1本の鋼管グイをとりだしこれに作用する水平荷重 P 、地盤反力 $k \cdot y_n$ (k : 水平地盤反力係数、 y_n : 水平変位)を図一3のように仮定する。同図において q_n はジャンクションを介し隣り合うクイから受ける水平力である。

これらの水平外力をクイに水平変位 y ($y = (y_a + y_b) \times 1/2$)のみを生じさせる外力と、回転 θ ($\theta = (y_b - y_a) \times 1/D$)のみを生じさせる外力とに分解すると各々 図一4 a), b)のようになる。

図一4 a)からは、



図一1 鋼管矢板例



図一2 鋼管矢板変形様相

* 室蘭工大学 土木科教授 工博

** 開発局土木試験所 基礎工研究室長

*** 同 上 主任研究員

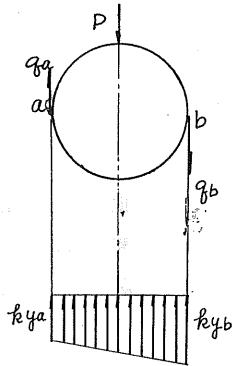


図-3 鋼管に対する作用外力

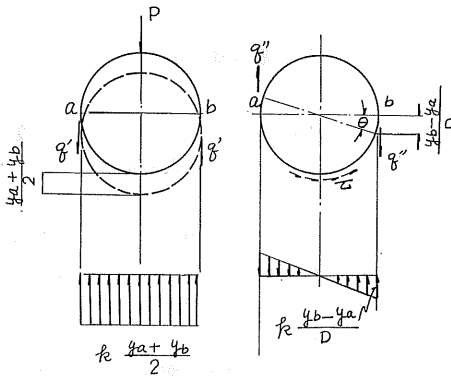


図-4 作用外力の分解

$$\frac{EI}{2} \frac{d^4(y_b + y_a)}{dx^4} = P + 2q' - kD \frac{(y_b + y_a)}{2} \dots\dots(1)$$

また、図-4 b)からは、

$$\frac{GJ}{D} \frac{d^2(y_b - y_a)}{dx^2} = -q''D + \frac{kD^2}{12} + \frac{\tau}{D} (y_b - y_a) \dots\dots(2)$$

なる各式が得られる。上式中

- EI, GJ : 曲げおよび振り剛性
- τ : セン断バネ常数, D : クイ径
- q', q'' : 隣り合うクイから受ける水平力で

$$\frac{EI}{4} (y_0'' + y_1'') + \frac{GJ}{D^2} (\ddot{y}_1 - \ddot{y}_0) + \frac{kD}{6} (2y_0 + y_1) = 0 \dots\dots(4)$$

また、 $q_{10} = q_{12}$ からは、

$$\frac{EI}{4} (y_0'' + 3y_1'') - \frac{GJ}{D^2} (\ddot{y}_1 - \ddot{y}_0) + \frac{kD}{6} (5y_1 + y_0) = 0 \dots\dots(5)$$

が各々得られる。この方程式を解き易くするため、さらにまとめ整理すると、(4)+(5)により

$$\frac{EI}{2} (2y_1'' + y_0'') + \frac{kD}{2} (2y_1 + y_0) = 0$$

5)-(4)として

$$\frac{EI}{2} (y_1'' - y_0'') - \frac{3GJ}{D^2} (\ddot{y}_1 - \ddot{y}_0) + \frac{kD}{2} (y_1 - y_0) = 0$$

$$q'' \pm q' = \begin{cases} q_b \\ q_a \end{cases} \dots\dots(3)$$

を表わす。

以上の式は、長クイすなわち無限長のクイによってのみ構成されている鋼管矢板の一般式であるが、図-1に例示するように短クイと長クイが混用されている場合には、短クイの存在する区間($0 \leq x \leq l$)において同一の式が成り立ち、それ以深($l \leq x$)では、1), 2)式において $q' = q'' = 0$ 、とすればよい。

2. 3本クイにおける方程式の一般解

図-1のように3本のクイがヒンデ結合されており、中央のクイの長さが有限であり、両端の2本のクイが無限長として取り扱おうるクイ長を有している場合、簡単にするため3本のクイの直径、肉厚および材質は同じものであるとし、荷重Pは地表面で水平に作用する(図-1参照)ものとする。また、クイの回転によって生ずるクイと土の摩擦を無視((2)式において $\tau = 0$)する。

2-1 $0 \leq x \leq l$ の範囲

図-5から明らかなように平面的に対称であるため、

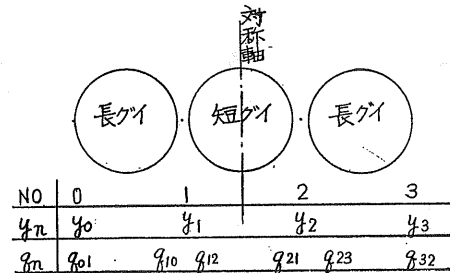


図-5 3本クイに於ける記号位置

短クイの存在する範囲では、

$$P = 0, \quad y_1 = y_2, \quad y_0 = y_3, \quad q_{01} = q_{32} = 0$$

$$q_{10} = q_{23}, \quad q_{12} = q_{21}, \quad q_{12} = q_{10}$$

となる。この関係を1), 2), 3)式に代入し $d^4y/dx^4 = \overset{W}{y}$ $d^2y/dx^2 = \overset{W}{y}$ のように表わし整理すると、 $q_{01} = 0$ からは、

となり、ここで、 $2y_1 + y_0 = U$, $y_1 - y_0 = V$ とおくと、

$$EI\ddot{U} + kDU = 0 \dots\dots\dots(6)$$

$$EID^2\ddot{V} - 12GJ\dot{V} + 2kD^3V = 0 \dots\dots\dots(7)$$

を得る。この両式をとくと各々

$$U = U_l F(\xi) + U_0 F(1-\xi) - \frac{l^2}{2\alpha^2} \{ \dot{U}_l R(\xi) + \dot{U}_0 R(1-\xi) \} \dots\dots\dots(8)$$

$$V = \frac{1}{2} V_l \left\{ \phi(\xi) + \frac{B_2^2 + B_1^2}{B_2^2 - B_1^2} \phi(\xi) \right\} + \frac{1}{2} V_0 \left\{ \phi(1-\xi) + \frac{B_2^2 + B_1^2}{B_2^2 - B_1^2} \phi(1-\xi) \right\} \\ - \frac{l^2}{B_2^2 - B_1^2} \left\{ \dot{V}_l \phi(\xi) + \dot{V}_0 \phi(1-\xi) \right\} \dots\dots\dots(9)$$

のような式となる。上式中

$$F(\xi) = \frac{\cosh \alpha(1+\xi) \cos \alpha(1-\xi) - \cosh \alpha(1-\xi) \cos \alpha(1+\xi)}{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}$$

$$R(\xi) = \frac{\sinh \alpha(1+\xi) \sin \alpha(1-\xi) - \sinh \alpha(1-\xi) \sin \alpha(1+\xi)}{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}$$

$$\phi(\xi) = \frac{\sinh B_1 \xi}{\sinh B_1} \pm \frac{\sinh B_2 \xi}{\sinh B_2}$$

$$U_l = U)_{x=l}, U_0 = U)_{x=0}, \dot{U}_l = du/dx^2)_{x=l}, \dot{U}_0 = d^2u/dx^2)_{x=0}, V_0 = V)_{x=0}, \dots\dots\dots$$

$$\alpha = \sqrt[4]{kDl^4/4EI}, \xi = x/l$$

$$\frac{B_1^2}{B_2^2} = \frac{6GJ}{EI} \left(\frac{l}{D} \right)^2 \pm \sqrt{\left(\frac{6GJ}{EI} \right)^2 \left(\frac{l}{D} \right)^4 - \frac{2kD}{EI} l^4}$$

2-2 $l \leq x$ の範囲

図-1で示した短グイの先端以深では、(1)および(2)式において $q' = q'' = 0$ とにおいて解くと、(1)式からは、

$$y'_1 + y'_0 = e^{-\alpha \xi'} (c_1 \cos \alpha \xi' + c_2 \sin \alpha \xi') \dots\dots\dots(10)$$

(4)式からは、

$$y'_1 - y'_0 = c_3 e^{-\lambda \xi'} + c_4 e^{-\lambda \xi'} \dots\dots\dots(11)$$

ここで $\xi' = (x-l)/l$, $\lambda = \sqrt{kD/12GJ}$ であり他の記号については、2-1の場合と同じである。

以上、基本微分方程式(1)、(2)式の一般解を得たが、これらの一般解(8)~(11)の積分定数 $U_0, U_l, \dots, c_3, c_4$ を境界条件を満足するように定めることにより、図-1のようなタイプの鋼管矢板の応力解析が可能となる。

3. 積分定数の決定

3-1 地表面における境界条件

地表面において水平外力を作用させたとすると $x=0$ の点で曲げモーメントは0であるから、両端および中心の各グイについてそれぞれ $-EI(\dot{y}_1 + \dot{y}_0)/2 = 0$, および、 $-EI \dot{y}_1 = 0$ となり、 $2y_1 + y_0 = U$, $y_1 - y_0 = V$ とされていることから次式が得られる。

$$\dot{U} = \dot{V} = 0 \dots\dots\dots(12)$$

また、図-6に示したように1点のセン断力の均り合いから $Q_{10} - Q_{12} = P/2$ となり、ここで Q_{10} および Q_{12} は、

$$Q_{10} = \frac{EI}{4} (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) - \frac{GJ}{a^2} (\dot{y}_1 - \dot{y}_0), Q_{12} = -\frac{EI}{2} \ddot{y}_1$$

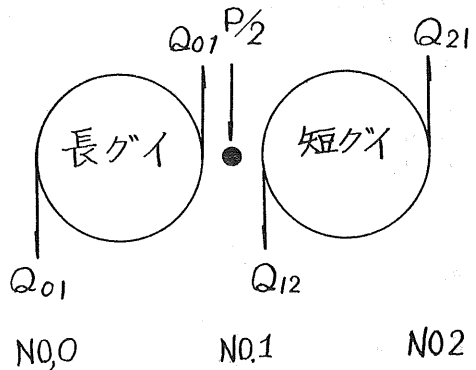


図-6 ヒンデ部に作用するセン断力

で表わされるから、まとめると次式が得られる。

$$\frac{EI}{4} (3\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) - \frac{GJ}{D^2} (\dot{y}_1 - \dot{y}_0) = \frac{P}{2} \dots\dots\dots(a)$$

また、鋼管矢板の両端では、グイと土が接しておりセン断力が働かず $Q_{01} = 0$ となることから、

$$-\frac{EI}{4} (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) - \frac{GJ}{D^2} (\dot{y}_1 - \dot{y}_0) = 0 \dots\dots\dots(b)$$

となる。この(a)、(b)の両式から次式を求めうる。

$$EI \ddot{U} = P \dots\dots\dots(13)$$

$$\ddot{V}_0 - \frac{12GJ}{D^2 EI} \dot{V}_0 = \frac{2P}{EI} \dots\dots\dots(14)$$

3-2 $x=l$ の点における境界条件

$x=l$ の点で短グイの曲げモーメントは0となる。ま

た両端の長グイについては、その点で M_l なる大きさの曲げモーメントが作用しているとする、 $-EI\dot{y}_1 = 0$ 、 $-EI(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0)/2 = M_l$ がそれぞれ成り立つ。 $2y_1 + y_0 = U$ 、 $y_1 - y_0 = V$ としていることから、

$$-EI \dot{U}_l = 2M_l \dots\dots\dots (15)$$

$$EI \dot{V}_l = 2M_l \dots\dots\dots (16)$$

が得られる。

また、セン断力の均り合いから $Q_{10} - Q_{12} = -Q_l/2$ となり3-1と同じような方法で次式が得られる。

$$-EI \ddot{U}_l = Q_l \dots\dots\dots (17)$$

$$\ddot{V}_l - \frac{12GJ}{D^2EI} \dot{V}_l = -\frac{2Q_l}{EI} \dots\dots\dots (18)$$

両端の長グイは、 $x = l$ で連続であることから次の境界条件が得られる。

$$y_1 + y_0|_{\xi=1} = y_1 + y_0|_{\xi=0}, \quad \dot{y}_1 + \dot{y}_0|_{\xi=1} = \dot{y}_1 + \dot{y}_0|_{\xi=0}$$

$$\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2|_{\xi=1} = \ddot{y}_1 + \ddot{y}_0|_{\xi=0} = -M_l, \quad EI(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0)|_{\xi=0} = -Q_l$$

$$\textcircled{1} \left\{ 4 + 3P(1) \right\} U_l - 3P(0) - 2V_l + 3 \left\{ 2 + G(1) \right\} \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \frac{M_l}{EI} = 0$$

$$\textcircled{2} P(0)A_l - P(1)A_0 + G(0) \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 + \frac{P}{2EI} \left(\frac{l}{\alpha} \right)^3 = 0$$

$$\textcircled{3} -16A_l + \left\{ \delta - 3\beta(1) \left(\frac{l}{\alpha} \right)^3 \right\} B_l + 3\beta(0) \left(\frac{l}{\alpha} \right)^3 B_0 + 3 \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \left\{ \delta - \frac{2}{l} \left(\frac{l}{\alpha} \right) r(1) \right\} \frac{M_l}{EI} = 0$$

$$\textcircled{4} -B(0) \beta_l + \beta(1)B_0 + r(0) \frac{2}{l} \frac{M_l}{EI} - \frac{2P}{EI} = 0$$

$$\textcircled{5} -2 \left\{ 1 + G(1) \right\} A_l + 2G(0)A_0 + \left\{ 1 + \frac{r(1)}{\alpha} \right\} B_l - \frac{r(0)}{\alpha} B_0 + \left(\frac{l}{\alpha} \right) \left\{ 3 \left(\frac{l}{\alpha} \right) + \left(\frac{l}{\alpha} \right) P(1) + l \delta \right\} \frac{M_l}{EI} = 0$$

上式中

$$\frac{P(\xi)}{G(\xi)} = \frac{\sinh \alpha(1+\xi) \cos \alpha(1-\xi) + \sinh \alpha(1-\xi) \cos \alpha(1+\xi)}{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}$$

$$\mp \frac{\cosh \alpha(1+\xi) \cos \alpha(1-\xi) + \cosh \alpha(1-\xi) \cos \alpha(1+\xi)}{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}$$

$$\beta(\xi) = \left\{ w(\xi) + \frac{B_1^2 + B_2^2}{B_2^2 - B_1^2} x(\xi) \right\} \frac{B_1 B_2}{2l^3}$$

$$\delta(\xi) = \left\{ w(\xi) - \frac{B_1^2 + B_2^2}{B_2^2 - B_1^2} x(\xi) \right\} \frac{1}{B_1 B_2}$$

$$r(\xi) = \frac{B_1 B_2}{B_2^2 - B_1^2} x(\xi)$$

$$\frac{w(\xi)}{x(\xi)} = B_2 \frac{\cosh B_1 \xi}{\sinh B_1} \pm B_1 \frac{\cosh B_2 \xi}{\sinh B_2}$$

これら①～⑤式を解き U_0, U_l, V_0, V_l, M_l を求めることにより全ての解を得ることができる。

4. 数値計算例と模型実験結果との対比

室内模型実験は、図-1に示したタイプについて実施した。模型グイとしては、外径40mm、肉厚2mmのアルミニウムパイプを使用した。両端の長グイの長さは220cmとし中央の短グイの長さは37cm、47cmおよび57cmの3種に変化させた。

図-7は、実験結果得られたグイの応力測定結果を示

$$y'_1 - y'_0|_{x \rightarrow \infty} = 0, \quad V|_{x=l} = y'_1 - y'_0|_{\xi'=0}$$

以上の6個の境界条件に基づき次式が得られる。

$$C_1 = \frac{1}{3} (2U_l - V_l) \dots\dots\dots (19)$$

$$C_2 = \left(\frac{l}{\alpha} \right)^2 \frac{M_l}{EI} \dots\dots\dots (20)$$

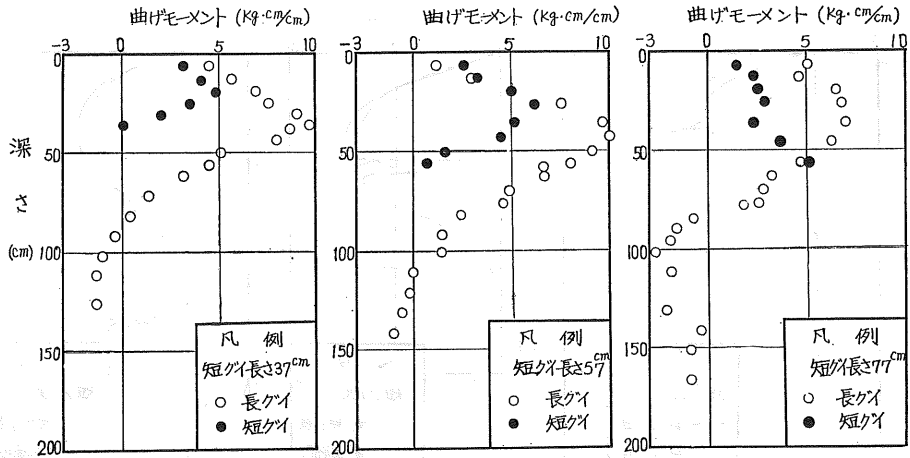
$$C_1 - C_2 = - \left(\frac{l}{\alpha} \right) \frac{1}{3} (2\dot{U}_l - \dot{V}_l) \dots\dots\dots (21)$$

$$C_1 + C_2 = - \left(\frac{l}{\alpha} \right)^3 \frac{Q_l}{4EI} \dots\dots\dots (22)$$

$$C_3 = 0, \quad C_4 = V_l \dots\dots\dots (23)(24)$$

2. 節で得た一般解の12個の積分定数に対して途中 M_l, Q_l なる2個の未知数を導入したため14の条件式が必要となったが(19)式から(24)式までにそれらすべての条件式を得ることができた。これら(19)～(24)式に(8)～(11)式を代入し、整理すると次の5元1次の連立方程式が得られる。

したものである。この結果、模型グイの長グイの最大曲げ応力は、短グイの長さに関係なく地表面から30～40cm程度のところに表われており、短グイが存在しなくなる断面の急変部（地表から37, 57および77cm）のところに極端な応力変化は生じていない。また、中央の短グイ応力測定結果についてみると、短グイの長さ37cm, 57cmの場合、地表面から丁度その長さの1/2程度のところまでその両端に連結されている長グイの応力と同じ割合で増加



注 横軸は単位水平荷重に対する曲げモーメントである。

図-7 鋼管矢板の応力測定結果

しているのに対し、それ以深では短グイの先端で0となるような割合で減少している。この傾向は短グイの長さ77cmの場合には、短グイの応力測定結果があまり良好でなかったせいもあり明確に表われていない。

前節まで展開してきた考え方によれば、ヒンヂ部は、クイの変形に対しスライドおよび回転だけが赦されるため、曲げに対しては、短グイも長グイもある程度一体となって働く。従って図-8に示した一数值計算例の如く

長グイ、短グイの曲げ応力もほぼ同一な値を示し、短グイがその先端部で急激に応力の減少をきたすとともに、長グイは極端な応力増加を起すものと考えられ、室内模型実験により得られた応力測定結果と異なる傾向を示す。

この両者の傾向の差は、模型グイの製作においてヒンヂ部の加工が難しくスライドおよび回転だけを赦す構造とすることが出来なかった。すなわち水平変位が小さいうちはある程度まで変位をジャクション部で吸収してしまい、隣りのクイに同じ大きさの変位を正確に伝えることが出来なかったために生じたものと思われる。

いま、模型グイの応力測定結果からそのような欠点を除去するため、短グイの存在区間における短グイと長グイの応力測定結果の平均値をとり、前節で述べた方程式に基づく数值計算結果と対比して示すと図-9のようになる。

この結果、短グイの存在区間においては理論値と計算値はほぼ近似した値を示しており、短グイの先端より以深では、短グイの長さ77cmの場合を除いて両者の間かなりの差のあることがわかる。深くなるに従い理論値と実測値が合致しなくなる傾向は、YL Changの式を用いて一般の単グイの応力計算を行なう場合にも見られる傾向であり水平地盤反力係数 k 値を深さに関係なく一定としていることによって生ずる現象と思われる。また、全体的に見て短グイの長さが長くなるに従い理論値と計算値とが合致していく傾向も見られるが、その原因については明らかでない。これらの点については、今後資料数を増し検討を加えていきたい。

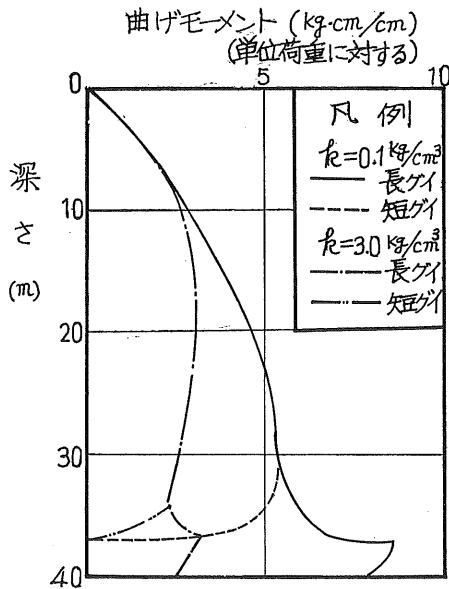
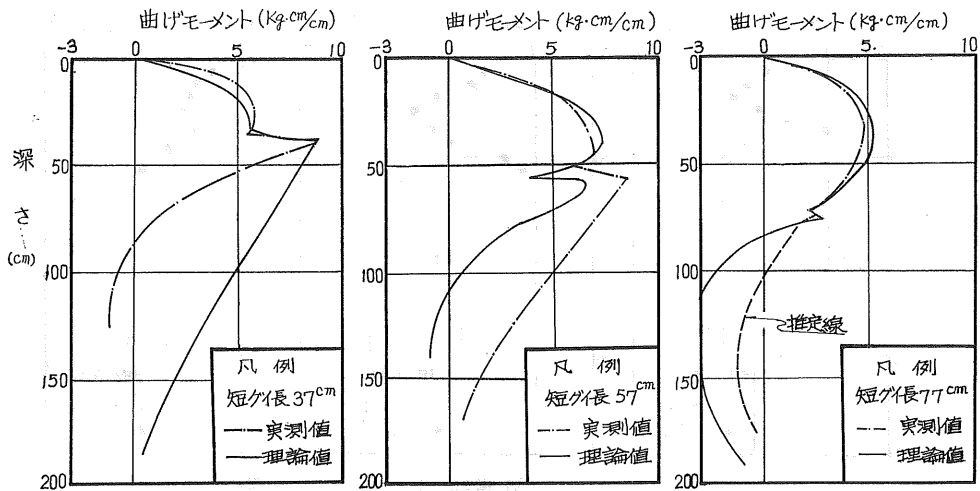


図-8 計算曲げモーメント



註 横軸は単位水平荷重に対する曲げモーメントである。

図-9 クイ応力の実測値理論値の比較

5. むすび

以上、鋼管矢板に関して基本微分方程式から出発しその結果得られた解と室内模型実験結果との対比を試みたが、数値計算に多くの時間を費すため、十分な検討を加

えることが出来なかった。

今後、より多くの試験資料を通じ十分な検討、例えば鋼管矢板の設計 k 値およびセン断バネ常数あるいは短グイの合理的な根入長および配置などについて検討を加え実用に供しうるものとしていきたい。

鋼管矢板セル型ウエル工法の施工

(石狩河口橋の基礎工 第2報)

正員 高橋 陽 一*
 正員 新山 惇**
 正員 〇三 浦 智**

まえがき

すでに報告したように一般国道231号石狩河口橋では、河中の主径間部基礎工として他の工法と比較検討の結果、我が国ではじめての試みとして鋼管矢板を用いたセル型ウエル工法が採用され、無事施工が完了した。

本橋で開発されたこの基礎工法はいわゆる鋼管矢板井筒工法と異なり、ウエルとしての受働土圧をタイ数に比べて有効にとり、流水に対する影響を少なくしかつタイ頭とフーチングとの取合い部の剛度を大きくし、荷重分散を均一にするために井筒の中仕切りに相当する位置に鉛直グイを配する独特の設計法がとられた。

またこの工法は、土質と外力に応じてウエル部の長さ、巾、タイの全長、タイ径を種々かえて経済的に最適な設計を追求することができること、施工が確実に先端地盤の支持力を確認することができることなどのために、ニューマチックケーソン (or オープンケーソン) 工法にくらべて工期が早く、施工が容易でかつ安全で工事費の安い工法である。

ここでは、石狩河口橋に採用された鋼管矢板セル型ウエル工法の最終設計計算、施工方法、施工精度、クイの現場溶接性試験、室内模型実験の結果(一部)、振動応答計算と実物実験結果等について報告する。

1. 主径間部の土質

本橋主径間部の土質の堆積状況を図-1に示す。

とくに第3橋脚(固定)部の土質特性を示したのが図-2である。

2. 設計計算

2-1 理論式

セル型ウエルの設計は土の弾塑性の性質と、フーチン

グ下面からクイ先端までの連続条件および境界条件をすべて満足することを考慮した高谷、横江の方法によった。

図-3の座標系において、ウエル部もクイ部と同様に有限の剛性をもった弾性床土上の梁としての挙動を示すものとする。ただし考える位置での水平反力はその深度における受働土圧を極限状態としそれ以上は一樣な塑性的反力を生じるものとし、土の横方向反力係数は深さ方向に任意とり得ることとする。

この時、外力 H_0 、 V_0 、 M_0 に対して各層における諸数値を次のようにマトリクス表示する。

$$\text{剛度に関する事項 } [F_i] = [L_i, D_i, EI_i, T_i]^T \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{土の定数に関する事項 } [A_i] = [\tau_i, K_{Hi}, K_{Vi}, K_{Qi}, C_{pi}]^T \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{応力および変形に関する事項 } [S_i] = [Q_i, M_i, i_i, \delta_i]^T \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{外力および反力に関する事項 } [B_i] = [q_i, w_i]^T \dots \dots \dots (4)$$

ここに L : 区間の長さ (m)、 D : クイ (or ウエル) の抵抗巾 (m)、 EI : クイ (ウエル) の剛性 (t/m^2)、 τ : 土の単位体積重量 (t/m^3)、 K_H 、 K_V 、 K_Q : 土の水平、鉛直、セン断バネ定数 (t/m^2)、 C_p : 土の受働土圧係数、 q : 土の反力による荷重強度 (t/m^2)、 w : クイ (ウエル) 部の自重による水平分力 (t/m)、 Q : クイ (ウエル) に発生するセン断力 (t)、 M : クイ (ウエル) に発生する曲げモーメント ($t \cdot m$)、 i : クイ (ウエル) のタワミ角 (rad)、 δ : タワミ (m)、

$$T: \text{相対剛性係数 } (= \sqrt[4]{EI/K_H \cdot D}) \quad (m)$$

また、各地層における微分方程式は次のようになる。

(1) 非弾性区間

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -C_p \tau D (x + x_0) + w, \quad x_0: \text{土被厚} \dots (5)$$

* 北海道開発局 札幌開発建設部 道路一課

** 北海道開発局 札幌開発建設部 石狩河口橋建設事業所

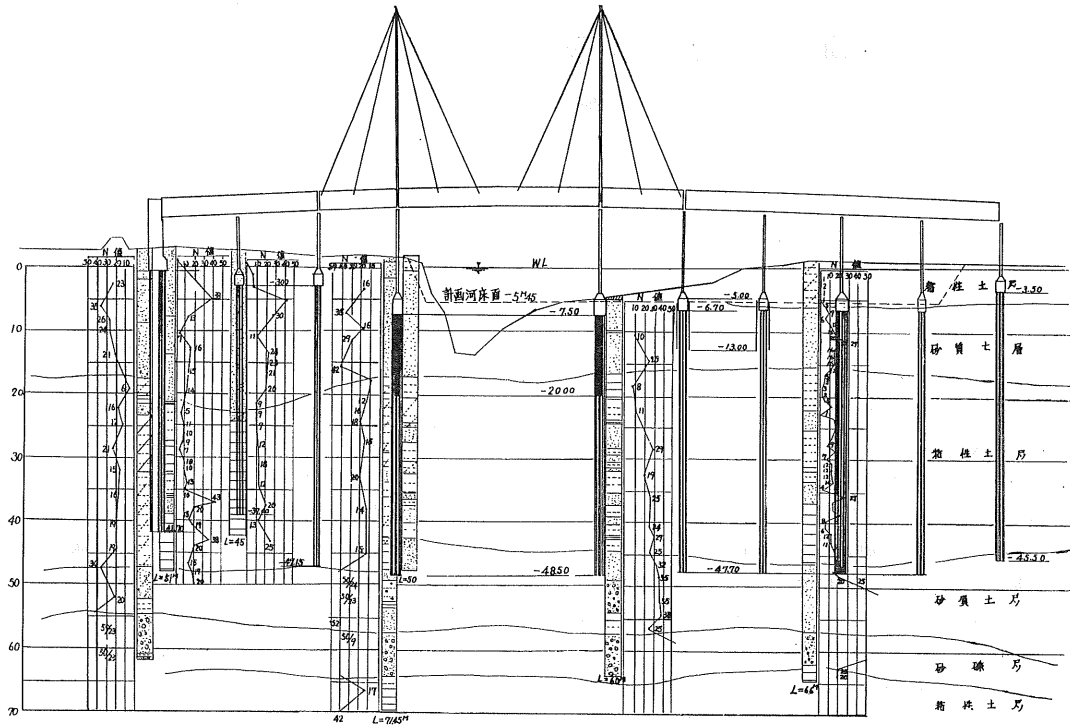


圖-1 土質概要圖

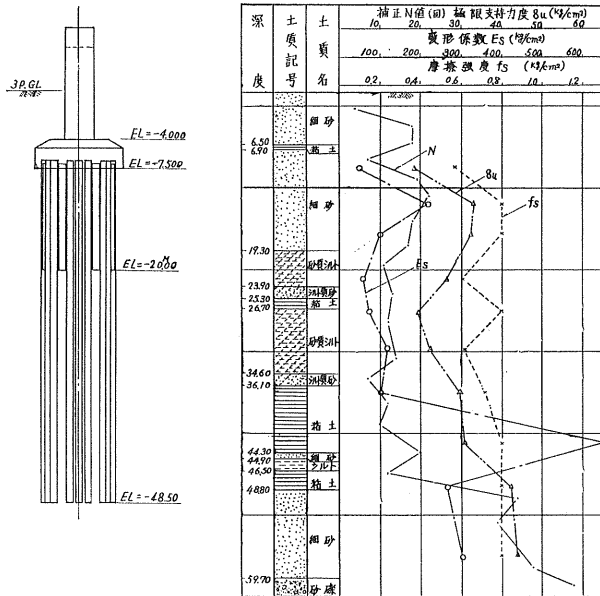
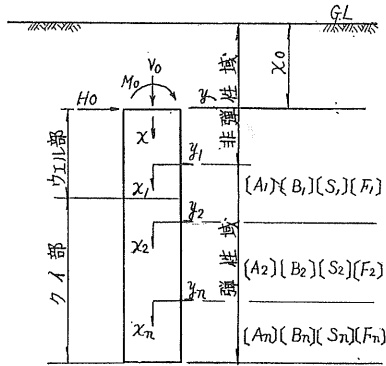
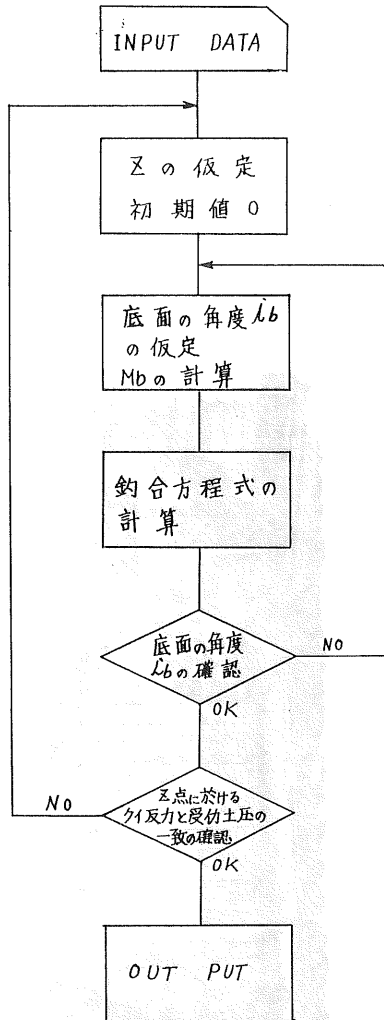


圖-2 第 3 橋脚，地盤特性



図—3 座 標 系



図—4 計算フローチャート

(2) 弾性区間

$$EI \frac{d^4 y_i}{dx^4} = -K_H D_i y_i + w_i \dots \dots \dots (6)$$

(5) と (6) の連続条件は,

$$[S]_{x=x} = [S]_{x1=0} \dots \dots \dots (7)$$

また、弾性区間内の連続条件は

$$[S]_{xi-Li} = [S]_{xi+1=0} \dots \dots \dots (8)$$

ウエル部はクイ部から弾性的反力を受けるところが、一般のクイ基礎と異なるところであるが、この部分の連続条件は、ウエル底面における外力を V_b, H_b, M_b とすれば、タワミとタワミ角に対して

$$\delta_b = \frac{T_b^3}{n E_b I_b} f(H_b, M_b), n \text{ はクイ本数} \dots \dots \dots (9)$$

$$i = \frac{T_b^2}{n E_b I_b} f(H_b, M_b) \dots \dots \dots (10)$$

したがって断面 i における連続条件は次式のようなる。

$$[S_n]_{xn-Ln} = [H_b, M_b, i_b, \delta_b]^T \dots \dots \dots (11)$$

これらの計算式は図—4 のフローチャートにしたがってプログラムされた。

2—2 数値計算

本橋の主径間部に採用した、鋼管矢板セル型ウエルのクイ材は、STK-41 $\phi 812.8$ ($t=9.5 \sim 16.0, l=42.0$ m) に同 $\phi 165.2$ ($t=5.11$) を溶接したものであり、その配置を図—5 に示す。クイの配列による 2 次モーメントは、joint 部の存在により低減されてその 60% を有効とした。

図—6 は、第 3 橋脚における外力、土層の分割および数値計算の結果をまとめたものである。フーチング下面における変位量は 2.7cm、支承部における変位量は 6.3cm でありいずれも問題はないと判断した。(震度 $k=0.2$)

また、クイ頭とフーチングとの取合い部の配筋はとくに注意が必要であるが、本橋の場合を写真—1 に示す。

3. 施工法

鋼管矢板打込みは、鋼矢板 2 重締切 ($l=15.0$ m) 内をまず標高 -3m (第 3 橋脚) -2m (第 4 橋脚) まで掘削あるいは盛土をし、この中に打込みやぐらを入れて施工した。

写真—2 に第 3 橋脚における施工中の状況を示す。

この工法はとくに施工中のクイの傾き、位置のズレ等が隣接するクイの施工性に影響を与えるので注意する必要がある。このため本橋では、写真—3 に示すような、鋼管矢板ガイド金具を使用し、長グイの第 1 ロッドと短グイのすべての 8~10M をバイプロハンマー (VM2-5000) で垂直性を補正しながら押し込み、のちディーゼルハンマー (MB-40) で一本ずつ打ち込んだ。

鋼管矢板は、junction pipe の存在と、隣接するクイ間の土質の変化および溶接時間の延長などによって自由に打ち込む同径のクイにくらべて打撃回数、施工時間が増

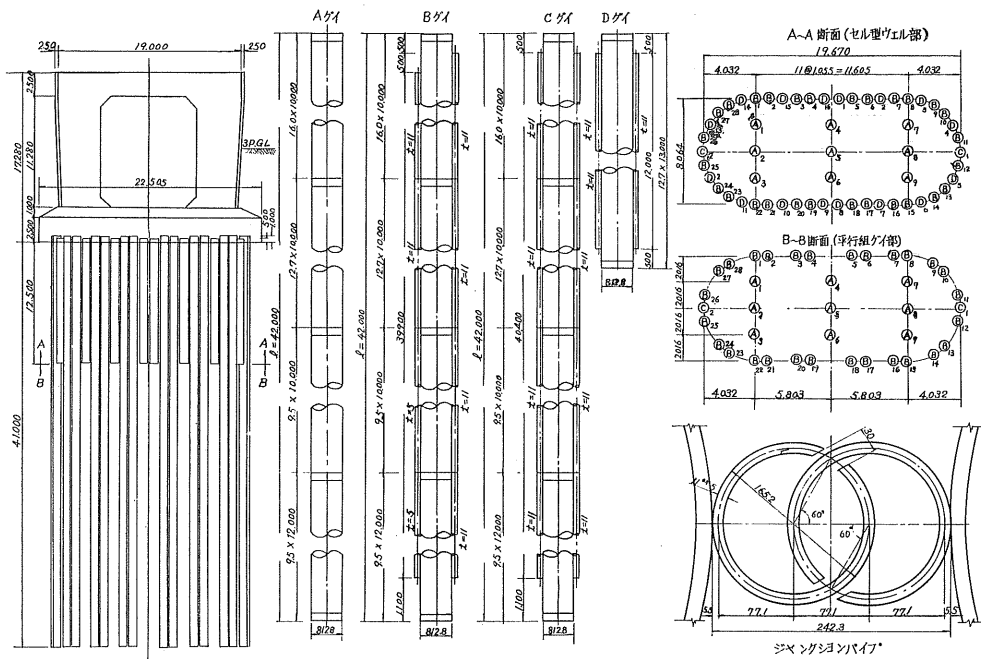


図-5 鋼管矢板配置図

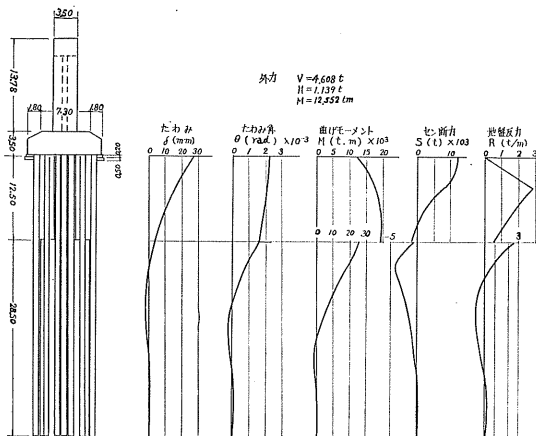


図-6 第3橋脚(固定)の計算

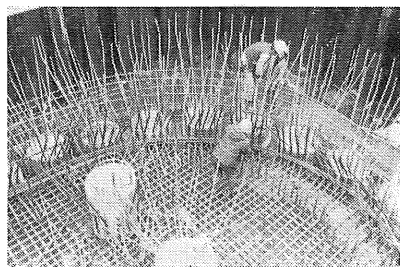


写真-1 クイ頭と底版の結合部

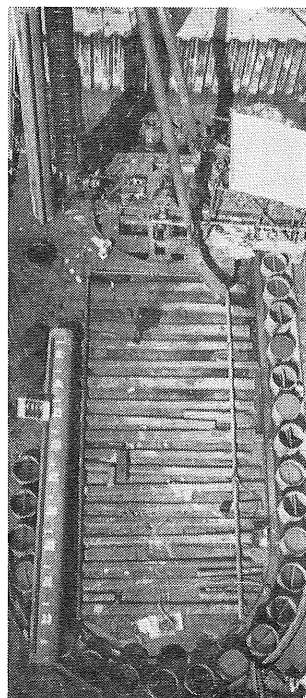
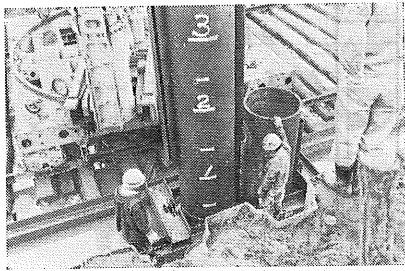


写真-2 第3橋脚基礎施工中



写真—3 鋼管矢板ガイド金具

大する傾向にある。本橋の場合 B, C グイの建込みから打ち止めまでの打撃回数の平均は 9,140 回、施工時間の平均は 7.58 時間であり、A グイの場合の、同じく 6,259 回、5.73 時間にくらべると、打撃回数で 1.46 倍、打込時間で 1.32 倍となっている。

4. 施工精度

施工精度としては各クイ間の間隔の所定値からのズレと鉛直度の 2 つが考えられる。

前述のように本橋では施工精度を高めるために細心の注意が払われたが、1 ロッド打込み完了時における最後の閉合グイと基準（出発）グイとの間の間隔の誤差は、第 3 橋脚で 2.5 cm、第 4 橋脚で 1.0 cm であり、この傾向は全長打設完了後もほとんど変らなかった。図—7 に第 3 橋脚における第 1 ロッド目と全数打設完了時の各クイ間の間隔のズレの測定結果を示す。

また、図—8 は B₁ グイと B₁₅ グイの打込完了後の鉛直度の測定結果を示す。測定器には差動トランス F・D 型（±120' 精度 1"）を用い、予め溶接した φ76.3 t5.2 のパイプに通して測定した。

これら測定の結果、間隔のズレは平均約 1.7cm、鉛直度の誤差は約 1' であり、いずれも実用上問題にならないと判断される。

5. 継手溶接の施工

鋼管矢板の現場溶接は一般のクイの溶接にくらべて junction pipe の溶接が増すことと、上下クイの軸線をより正確に合わせる必要があることのために施工が複雑になる恐れがある。本橋の場合は、クイ本体は半自動溶接機 (OM—51) で、junction pipe は手溶接で施工した。写真—4 に鋼管矢板の溶接の状況を示す。継手部の junction pipe は、約 60cm をあとではめこみ、溶接する方法をとり施工時間を要するが良好な施工ができた。

一方、半自動溶接機による溶接は、一般に入熱量が手溶接の場合の数倍にもなるので、とくに耐衝撃性に対する検討をする必要があると考えられる。

本橋では、図—9 に示すような現場溶接を実物鋼管矢板と同一条件で溶接し低温時の吸収エネルギーの測定を行ない、その結果を図—10 に示す。

また、鋼管溶接部のマクロ写真を写真—5 に示す。

6. 鋼管矢板特性模型実験

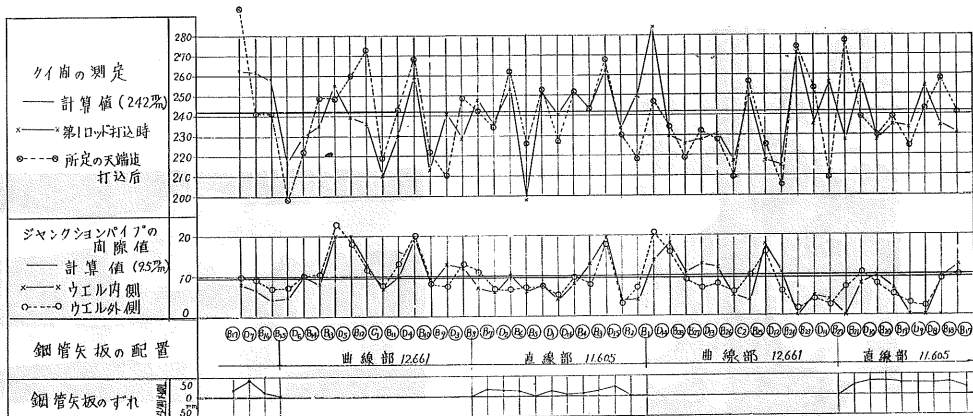
鋼管矢板セル型ウエルの特性を調査する目的で次に示すような 2 項目の室内実験が、開発局土木試験所基礎工研究室で行なわれた。

A クイの構成

- (1) 短グイと長グイ間の自由度…… 2 case
- (2) 短グイと長グイの長さの比 …… 3 case
- (3) クイの組合せ方法 …… 3 case

B セル型ウエル

- (1) 短グイと長グイ間の自由度…… 2 case



図—7 施工精度 (第 3 橋脚)

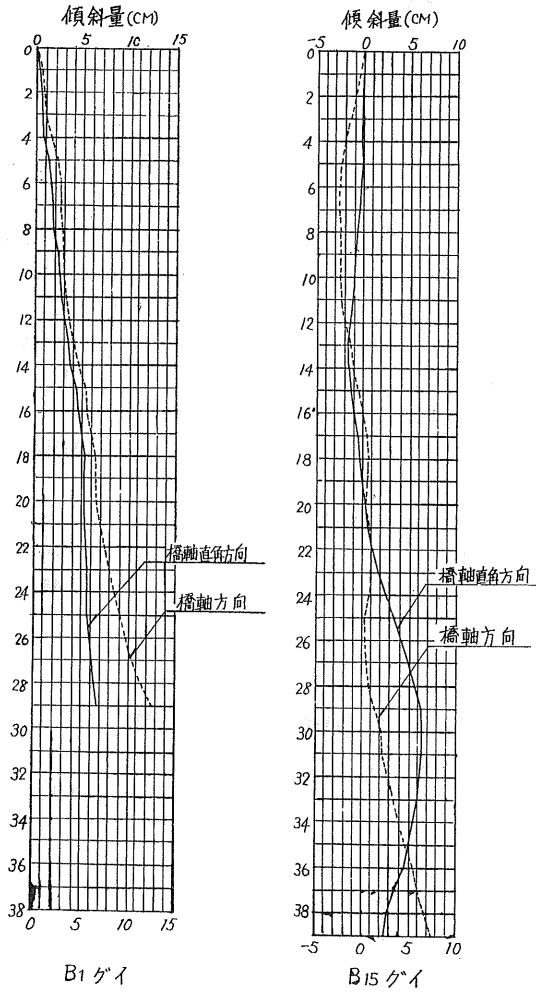


図-8 傾斜測定

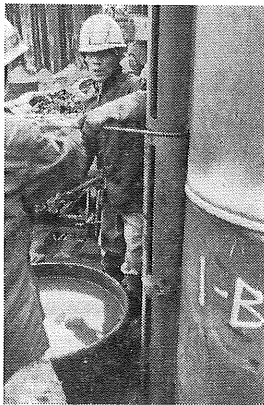


写真-4 鋼管矢板現場溶接

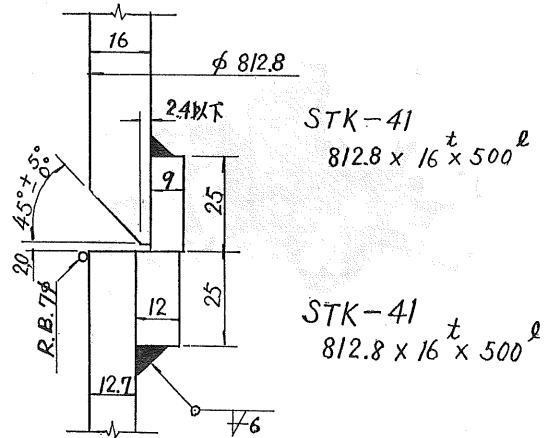


図-9 溶接部

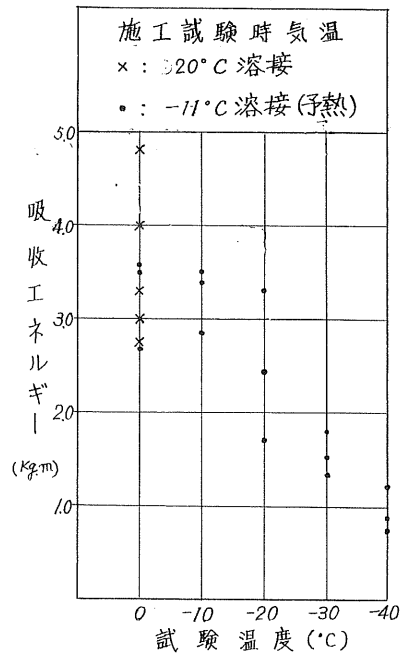


図-10 溶接部の衝撃試験

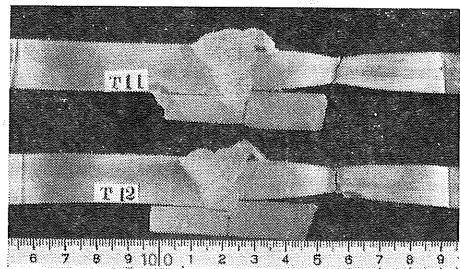


写真-5 鋼管溶接部マクロ写真

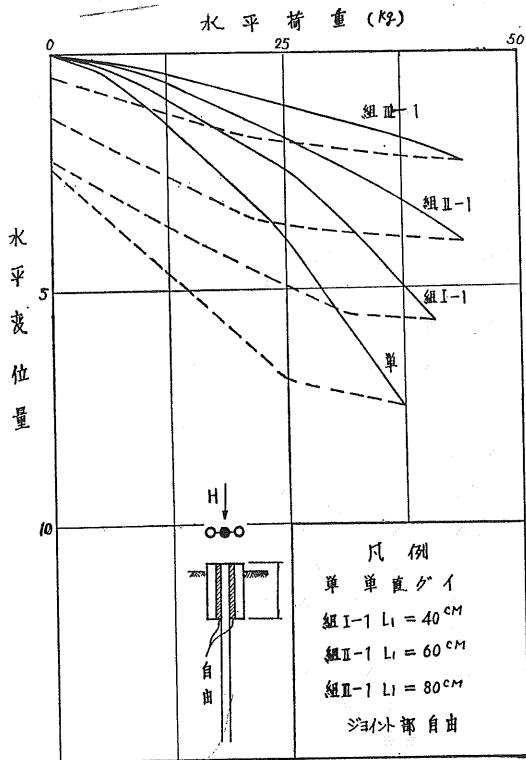


図-11 短グイの長さの影響

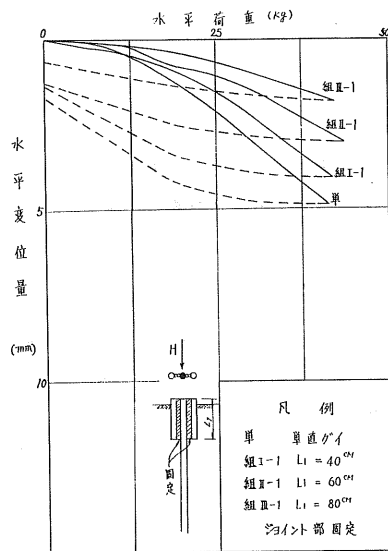
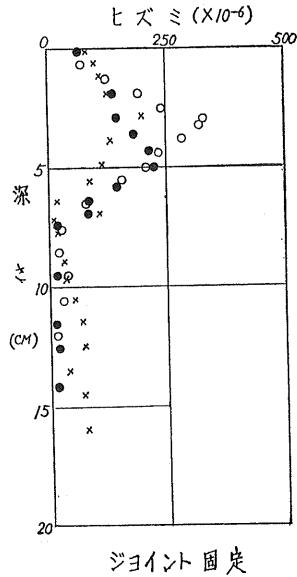
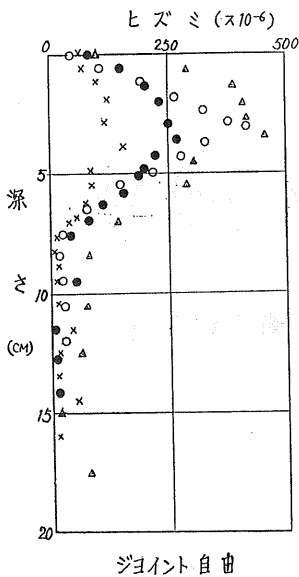


図-12 クイ間の剛度の影響



凡例

- △ 単グイ
- 組I-1 ($L_i = 40\text{cm}$)
- 組II-1 ($L_i = 60\text{cm}$)
- × 組III-1 ($L_i = 80\text{cm}$)

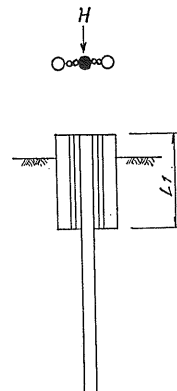


図-13 ひずみ分布 ($H=30\text{kg}$)

(2) 短グイと長グイの長さの比 …… 1 case

これらの各 case について、 V, H, M をかける静的試験と、小型起振機による振動試験が行なわれた。

模型に用いた材料は、アルミパイプであり、長グイは $\phi 40, t 2, l = 2200\text{mm}$, 短グイは同じ径で $l = 400, 600, 800\text{mm}$ の 3 種、junction pipe は $\phi 10, t 1$ である。junction 部の固定にはリゴラックセメントを用いた。

実験結果のうちセル型ウエルに関しては現在整理中であるが、クイ部の試験結果の一部を図に示してある。

図-11は短グイの長さの影響を、図-12はクイ間の剛度の影響を、また図-13には、深さ方向のひずみ分布の一例を示す。

これらの結果次のことがいえる。

- (1) 短グイの長さが長くなるほど変位量が減少する。
- (2) joint 部を Fix にした方が変位量は減少するがあまり顕著な差はない。
- (3) 長グイのひずみ量は短グイの長さの割には減少しない。

本橋の場合、短グイの長さは上部砂質土層の厚さと、現場で溶接を要しない最大長を考慮して $l = 13\text{m}$ とした。

これは短長比 $l/L = 13/42 = 0.31$ で実内試験の $l = 600 \sim 800\text{mm}$ の中間の性質に相当することになる。

7. セル型ウエル基礎の応答計算

鋼管矢板セル型ウエル基礎はケーソン基礎にくらべてよりクイ基礎に近いために構造重心が高い位置にあり振動特性についての検討が必要になるものと思われる。

本橋では上部構造の剛性をも考慮した応答計算を行なっている。計算に考慮した諸要素は次の各 case の組合せで 32 case の組合せとなる。

- (1) 地盤の固有周期 $T_g = 0.3, 0.6 \text{ sec}$ …… 2 case
- (2) 減衰定数 $\beta = 0.1, 0.2$ …… 2 case
- (3) 外力の波形

$$F(x) = 200\text{m} \sin \frac{2\pi t}{T_g}$$

$$F(x) = 250\text{m} \sin \frac{2\pi t}{T_g} \quad \dots\dots 2 \text{ case}$$

- (4) 外力の方向 橋軸方向, 橋軸直角方向 …… 2 case
- (5) 質点系, 2 質点系, 14 質点系 …… 2 case

ここでは、第 3 橋脚に着目した 2 質点系の場合の応答計算と、実物における強制振動試験について述べる。

一般に、多質点系の場合の振動方程式は次のようにかける。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad \dots\dots (12)$$

ここに、 $[M]$: 質量マトリクス, $[C]$: 減衰マトリクス, $[K]$: 剛性マトリクス

$[M]$ は質点 i の rocking と sway の要素を考慮して 1 質点毎に

$$\begin{pmatrix} m_i & 0 & 0 \\ 0 & m_i & 0 \\ 0 & 0 & J_i \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \ddot{x}_{pi} \\ \dot{x}_{pi} \\ \theta_{pi} \end{pmatrix} \quad \dots\dots (13)$$

を作用させる。

$[C]$ は部材内任意点の加速度とひずみ速度に比例する要素の合計になると仮定して次のようにおく。

$$[C] = h_m[M] + h_k[K] \quad \dots\dots (14)$$

$[K]$ は変位マトリクス α の逆行列であるから

$$x_i = \sum_{r=1}^n \alpha_{ir} P_r \quad i = 1, 2, 3 \dots n \quad \dots\dots (15)$$

の逆マトリクスをとり、rocking に関する慣性力と減衰を無視すれば、

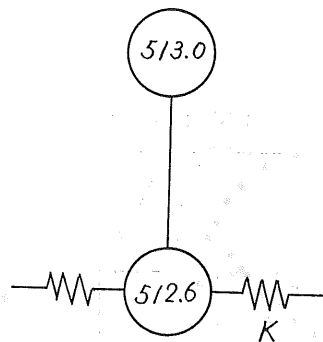
$$\begin{bmatrix} K_{xx} & K_{x\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{x(t)} - M_x \ddot{x} - C_x \dot{x} \\ 0 \end{bmatrix}$$

とかける。(16) より θ を求めて整理すれば、

$$(K_{xx} - K_{x\theta} K_{\theta\theta}^{-1} \cdot K_{\theta x}) \{x\} = P_{x(t)} - [M_x] \{\ddot{x}\} - [C_x] \{\dot{x}\} \quad \dots\dots (17)$$

$$\therefore [K] = (K_{xx} - K_{x\theta} K_{\theta\theta}^{-1} \cdot K_{\theta x}) \quad \dots\dots (18)$$

図-14は、上部荷重と、基礎ウエル部の仮想質量を考慮した場合の振動モデルである。



橋軸方向

図-14 2 質点振動計

$$m_1 = 512.6 \text{ tsec}^2/\text{m}, \quad m_2 = 512.6 \text{ tsec}^2/\text{m}$$

$$K = \frac{1}{\delta_H + h \phi_H + h \delta_M + h^2 \phi_M} \quad \dots\dots (19)$$

静的計算より

$$\delta_H = 0.92 \times 10^{-6} \text{ m/t}, \quad \phi_H = 0.66 \times 10^{-6} \text{ rad/t}$$

$$\delta_M = 0.66 \times 10^{-6} \text{ m/tm}, \quad \phi_M = 0.82 \times 10^{-7} \text{ rad/tm}$$

$$h = 17.20 \text{ m}$$

$$\therefore K = 0.178 \times 10 \text{ m/t}$$

$$\delta_{22} = 1/K = 5.616 \times 10^{-5}$$

$$\delta_{11} = \delta_H = 0.92 \times 10^{-5}$$

$$\delta_{21} = \delta_H + h \cdot \delta_M = 2.055 \times 10^{-5}$$

$$\delta_{12} = \delta_H + h \cdot \delta_\phi = 2.055 \times 10^{-5}$$

より固有振動数を p とすれば、

$$\begin{pmatrix} K_{11} - m_1 p^2 & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} - m_2 p^2 \end{pmatrix} = 0 \quad \dots\dots(20)$$

$$\therefore p = 5.51, 36.34 \text{ sec}^{-1}$$

$$\therefore T_1 = 2\pi/p = 1.76 \text{ sec}, T_2 = 0.17 \text{ sec}$$

この時の減衰係数は、 $\beta = 0.1$ ときの $C = 2p\beta m$ より、

$$C_1 = 554.6 \text{ t.sec/m}, C_2 = 5,728.5 \text{ t.sec/m}$$

これらの結果を用いて、外力として、250gal の sin 波

をとった場合の質点1, 2 の x , \dot{x} , \ddot{x} の最大値は次のようになる。

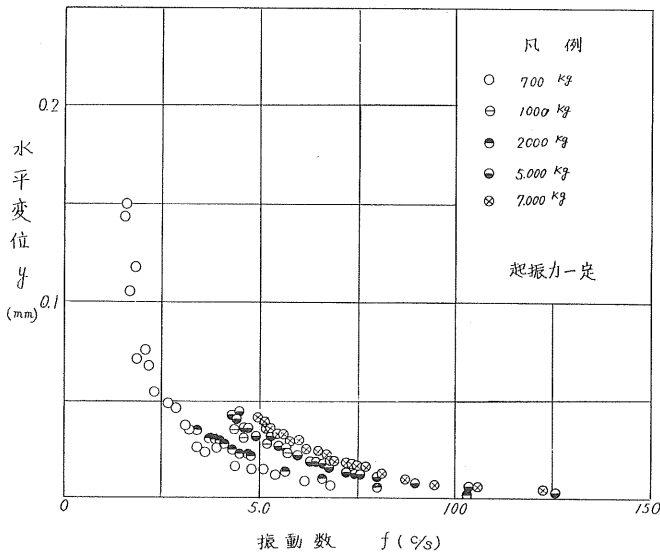
$$x_{1max} = 0.012 \text{ m}, \dot{x}_{1max} = 0.20 \text{ m/sec}, \ddot{x}_{1max} = 0.35 \text{ m/sec}^2$$

$$x_{2max} = 0.024 \text{ m}, \dot{x}_{2max} = 0.40 \text{ m/sec}, \ddot{x}_{2max} = 0.69 \text{ m/sec}^2$$

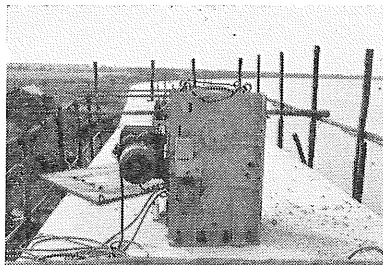
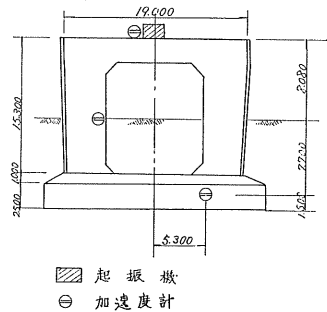
実橋脚における強制振動試験（起振機能力10 t）の結果を図一15に示すが、 $T_1 = \text{約 } 0.5 \text{ sec}$ 位である。

この試験は上部荷重のない場合であり単純に上の計算と比較できないが大略の固有周期は合っていると思われる。

写真一6に、橋脚振動試験の様子を示す。



図一15 橋脚強制振動試験



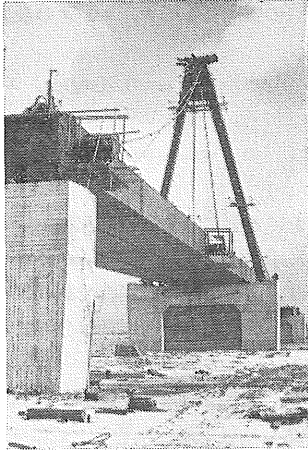
写真一6 強制振動試験

あとがき

鋼管矢板セル型ウエル基礎は計算の方法もまだ確立されておらず、細部については更に工夫を要する部分もあるが本橋における実施例では比較的順調に施工することができた。一基当りの平均施工日数は、準備工も含めて約4カ月であり同一深度のケーソンの場合の約1/3の工程であり、約1/1.5の工費であった。

とくに本橋の場合のように、鋼管矢板を小判型に打込む実施例は皆無であったためその閉合の精度についてはもっとも注意を払う必要があったが、前述のように良好な精度で閉合することができた。写真一7に本橋主径間部の現況を示す。

なお、鋼管矢板セル型ウエル工法についてはなお次のような点が問題点として残されている。



写真—7 主径間部の現況

- (1) フーチングとタイ頭の結合が複雑になる。
- (2) 水深が深い位置にフーチング天端を制限されると築島工が大規模となる。
- (3) 現場溶接部でとくに継手鋼管の溶接が時間を要する。
- (4) 振動特性が明確でない。

これらの問題が解決されれば、大支間橋梁の基礎として今後ますます実施例が増すものと思われる。

なお、筆者等は現在本工法をさらに改良して、ウエル部の一部を仮締切として使用し、かつ橋脚駆体とウエル

部を本工法と同一剛度で結合する方法を検討中である。

最後に、本工法の室内実験、現場実験を担当された開発局土木試験所基礎工研究室、本橋基礎工事を施工した清水建設KK、技術的助言を頂いた北海道開発コンサルタントKK、川崎製鉄KKに対して感謝の意を表します。

参 考 文 献

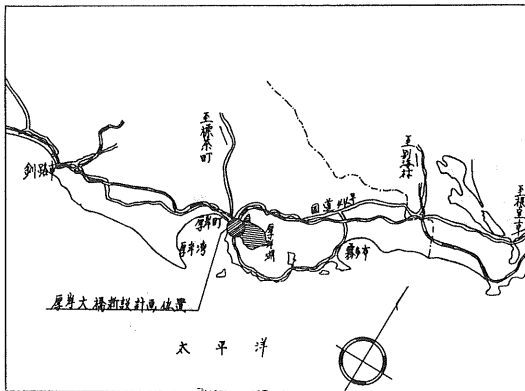
- 1) 高谷，横江「ウエル基礎の一解法—とくにタイ付ウエルの解法」土木技術 vol 24.1 1969.1
- 2) 高橋，新山，三浦「石狩河口橋基礎計画について」技術報告資料 No 9 土質工学会道支部 1969.2
- 3) 三浦，高橋「大口径グイの載荷実験について」第12回開発局技術研究発表会論文集 1969.2
- 4) 高橋，高谷「鋼管矢板を用いたセル型ウエルの設計」第4回土質工学研究発表会論文集 1969.6
- 5) 小西，高橋「石狩河口橋の計画について」第9回道路会議論文集 1969.10
- 6) 小西，大窪，高橋「石狩河口橋の設計（第1報）」第23回建設省技術研究会論文集 1969.11
- 7) 三浦，高橋「石狩河口橋基礎工の設計と施工」第13回開発局技術研究発表会論文集 1970.2
- 8) 永井，菊地，上井，森「石狩河口橋基礎の室内実験について」同上 1970.2

厚岸大橋基礎鋼管ぐいの施工について

○笠原 正*
 河口 逸雄**
 後藤 英一***

1. まえがき

本橋は、一般道道霧多布厚岸線の終点近い厚岸町市街部に新設される橋梁である(図一1)。漁港区域内に架橋される海上橋で附近には養殖漁業も営まれており、海底の支持層も深いことから基礎工には大口径鋼管ぐいを採用した。この種の基礎工の施工には未だ多くの問題点が考えられるが、この報文においては本橋基礎工の施工について述べ、施工計画、管理上の問題となった事項につき若干の考察を行なう。



図一1 架橋位置図

2. 工事の概要

架橋位置については種々検討を重ね、漁港施設の機能を低下させる如き位置を避け、橋長は出来得る限り短くし現道への取付けに左程の無理を生じない位置を選んだ結果、現在の厚岸湾と厚岸湖を結ぶ狭窄部に決定した。

設計諸元及び主要工事数量は次の通りであり、橋脚一般形状は図一2の通りである。

(設計諸元)

- * 釧路土木現業所厚岸出張所
- ** 同上
- *** 大成建設株札幌支店

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
 (φ1000mm, L=66.50m~10本, L=68.10m~6本)
 真竜側橋台(A-2)： 同上
 (φ1200mm, L=62.00m~14本, L=63.50m~6本)
 第1橋脚(P-1)： 同上
 (φ1200mm, L=68.00m~6本, L=69.70m~6本)
 第2橋脚(P-2)： 同上(φ1200mm, L=68.00m~6本, L=70.40m~4本, L=75.00m~6本)
 第3橋脚(P-3)： 同上(φ1200mm, L=68.00m~6本, L=72.40m~4本, L=75.00m~6本)
 第4橋脚(P-4)： 同上
 同上

(主要工事数量)

鋼管ぐい(φ1000mm)	229 t
鋼管ぐい(φ1200mm)	1,921 t
コンクリート(C=170kg/m ³ ~C=300kg/m ³)	2,620m ³
鉄筋(SD30)	114 t
アルミニウム合金陽極(H-147型)	252本
木材	77m ³

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)行なったが、その土質柱状図を図一3に、室内試験結果を表一1に示す。尚N値はロッドの長さ、貫入状態により補正したものである。間隙水圧は、ほとんど静水圧に等しく、被圧水の層はないものと思われる。一般的に深さ45mあたり迄は軟弱な粘性土と言えよう。

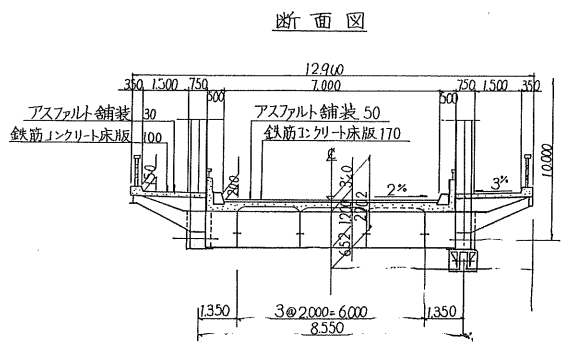
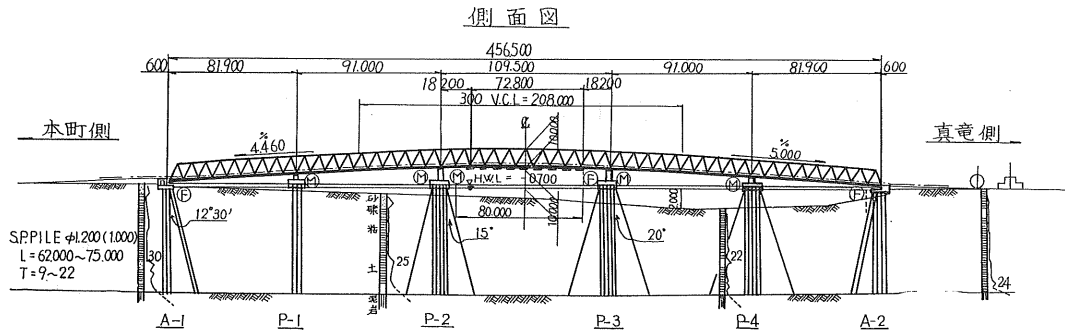


図-2 橋 梁 一 般 図

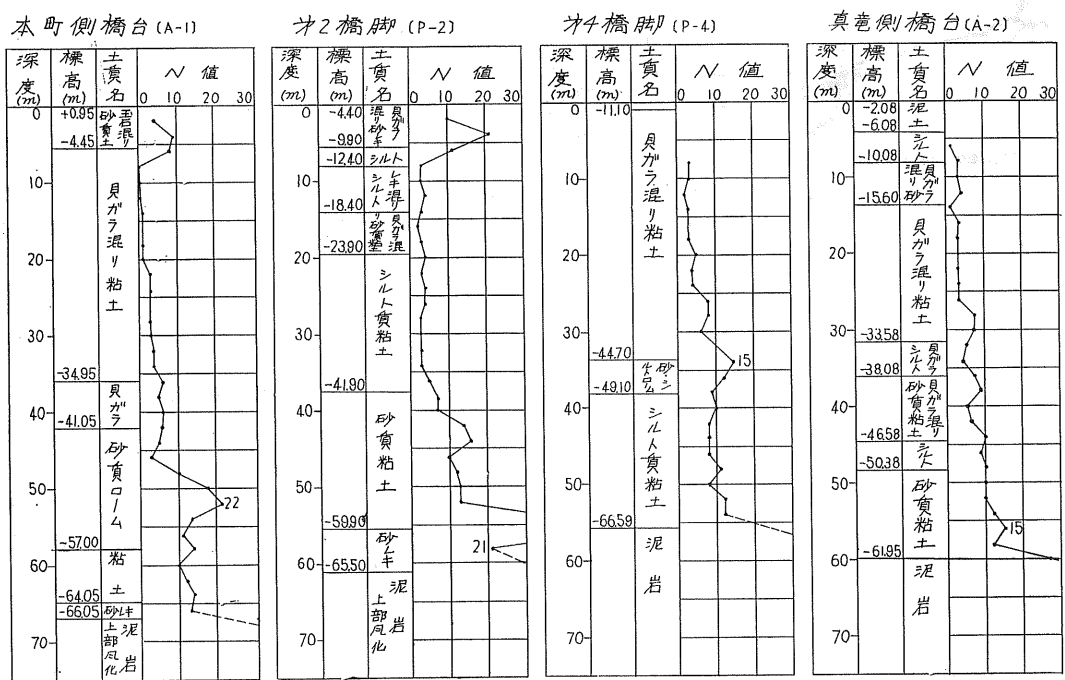


図-3 土 質 柱 状 図

表一 室内試験

採取所	深さ m	自然含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	流動指数	湿潤度 (t/m ³)	1軸圧縮強度 (kg/cm ²)			1面せん断試験	
								不カク乱試	カク乱試料	鋭敏比	粘着力 (t/m ²)	内部摩擦角 (度)
A-1	8~9	45.7	41.0	24.3	16.7	7.4	1,801	0.076	0.066	2.77	0.45	9°.05'
	14~15	50.7	50.5	25.8	24.7	8.4	1,751	0.614	0.069	3.10	1.10	10.21
	18~19	57.5	53.5	27.6	25.9	6.9	1,601	0.250	0.068	3.68	1.32	11.11
	22~23	55.7	57.0	25.7	31.3	11.4	1,673	0.437	0.153	2.85	2.00	16.25
	平均	52.4	50.5	25.9	24.7	8.5	1,707	0.243	0.079	3.10	1.22	11.45
P-4	4~5	53.6	57.0	26.5	39.5	12.2	1,643	0.133	—	—	0.60	10.51
	8~9	54.9	54.0	21.7	12.3	6.1	1,671	0.331	0.072	4.60	0.83	12.05
	15~16	53.9	52.0	25.2	26.8	10.8	1,649	0.480	0.159	3.02	2.10	16.30
	18~19	51.3	65.0	28.1	36.9	12.3	1,717	0.517	0.081	6.38	1.25	9.35
	平均	53.4	52.0	25.4	26.6	10.4	1,670	0.365	0.104	4.67	1.39	12.15

4. 基礎工

これについては種々比較検討の結果、主として施工性、地域住民に対する影響に重点をおき、鋼管突出組ぐ

い工法に決定した。詳しくは文献を参照されたい。第3橋脚 (P-3) の構造を図-4、鋼管ぐい詳細を図-5に示す。但し実施された鋼管ぐいの長さはこれとは多少異なる。

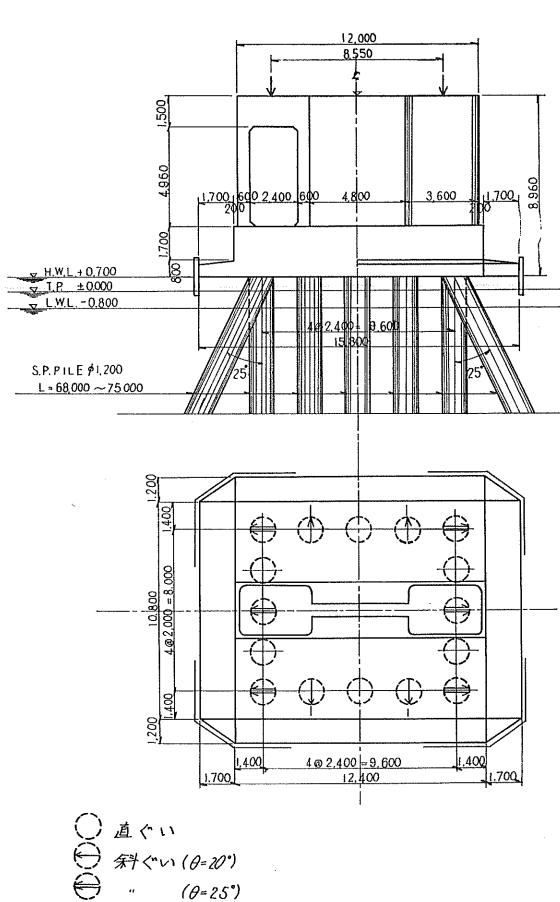


図-4 橋脚構造図 (P-3)

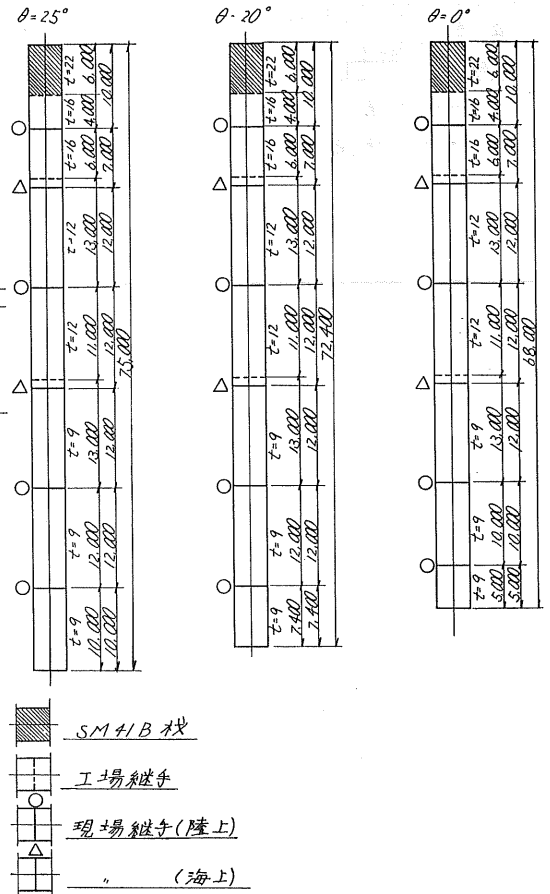


図-5 鋼管ぐい詳細図 (P-3)

5. くい打ち工

本橋架橋工事は表-2に示す工程計画により行なわれ

た。くい打ち工の内訳を纏めると表-3の如くなる。以降第2,3,4橋脚における海上杭打ち工について順序を追って述べ施工計画、管理上の問題点について説明する。

表-2 厚岸大橋新設工事工程計画

年度 名	43			44				45				46				47												
	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
上部架設	橋体工場製作																											
	床版																											
	高橋																											
	塗装																											
下部工	照明橋台(A-1)																											
	同上(A-2)																											
	橋脚(P-1)																											
	同上(P-2)																											
	同上(P-3)																											
道路工	同上(P-4)																											
	試験工事																											

——— 完了
 - - - - - 予定

表-3 くい打ち工内訳

施工箇所	くい仕様(設計)					くい打機	施工年度
	外径	斜角	肉厚	長さ	本数		
(A-1)	1,000 ^{mm}	0° 12° 30'	9~16 ^{mm} "	66.50 ^m 68.10	10 6	KB-42 MRB-600	年度 44
(A-2)	1,200	0° 12° 30'	" "	62.00 63.90	14 6	MRB-600	"
(P-1)	"	0° 12° 30'	" "	68.00 69.70	6 6	"	"
(P-2)	"	0° 15° 25°	9~22 " "	68.00 70.40 75.00	6 4 6	MRB-1000	45
(P-3)	"	0° 20° 25°	" " "	68.00 72.40 75.00	6 4 6	"	"
(P-4)	"	0° 20° 25°	" " "	68.00 72.40 75.00	6 4 6	"	"

5-1 くい打ち船

海上くい打ち箇所は水深大なるため築島工法と比較の結果、くい打ち船による工法によった。使用くい打船の諸元及びその他作業船を表-4、表-5に示す。現場は狭窄部のため潮流が速く干潮、満潮交替時、特に満潮より干潮に移る時に大きく、第4橋脚個所の水深6m附近において3.15m/Sが観測されている。これに対し安定を得るために2tアンカーを前後各2丁、又くい打ち込み時に生ずる水平力に対し同じものを各2丁、合計8丁のアンカーによりくい打ち船を固定した。この水平力は斜ぐい打ち込みの時、くい先が海底に着く瞬間に生ずるもので、例えば重量20tのくいを25°で建て込んだ場合理論的には5tの水平力が作用することになる。

表-4 くい打ち船(非航式)性能

船体	長さ	鋼	33.0m
	幅		14.6m
	深さ		3.6m
	排水屯		885.0t
	吃水(90tクレーン載荷時)		1.85m(2.35m)
くい打機	マスト高(吃水面上)		44.0m
	ハンマー(単動スチーム)	MRB-1000	
	最大くい径	φ1500mm	
	最大くい長(水面上垂直時)	55m(32m)	
	最大くい重量	45t	
打機	打込可能傾斜角度	前傾 35度 後傾 35度	
	主機関(ディーゼル)	320PS	
	主発電設備	150KVA	
	主ウインチ	9.85t×30m/min	
	補助ウインチ	3.5t×20m/min	
	操船ウインチ	4.0t	

表-5 附属作業船

船種	性能	台数	摘要
クレーン船	自航式 320ps, 120t	1	くい運搬, 建込み転船作業
チャッカー船	45ps	1	台船曳航, 連絡用
連絡船	10ps	1	連絡用
伝馬船		1	

5-2 導材工

海上くい打ち工、とくに大口徑の場合、その打ち込み精度の基準は明らかでない。今回の如く橋梁の基礎となる場合は陸上構造物の基礎と同じ程度の精度が必要となろう。このため図-6の如くの導材枠を設置し、これに各々のくいの位置を定めそれに合わせてくいの打ち込みを行なった。又斜ぐいの傾度は導材枠上に山型鋼を規定の角度に取付け、見通しにより確保した。これに要した鋼材はH型鋼5.45t、鋼管ぐい(φ500mm, t=9mm)13.0tであった。組立の様子を写真-1, 2に示す。

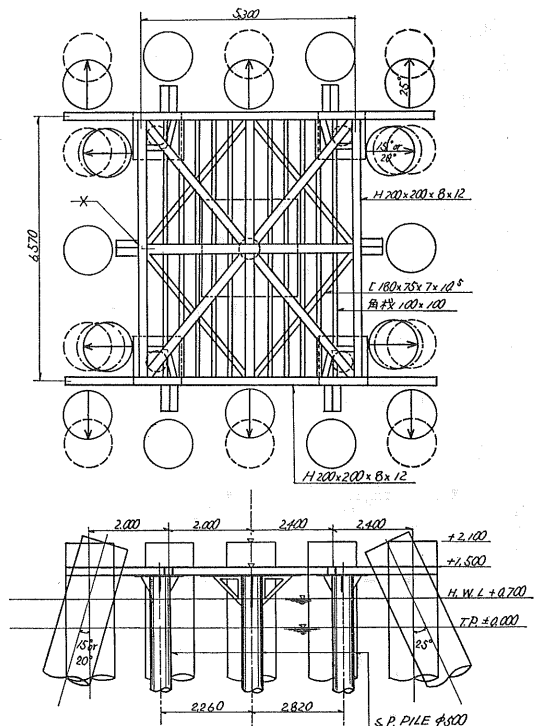


図-6 導材工詳細図

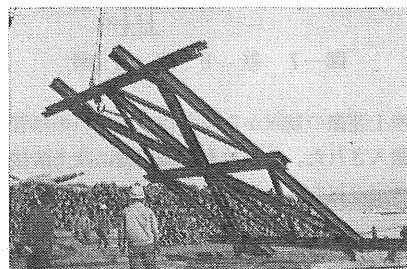
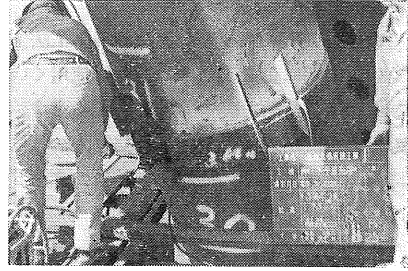


写真-1 導材



写真—2 導材ぐいの設置



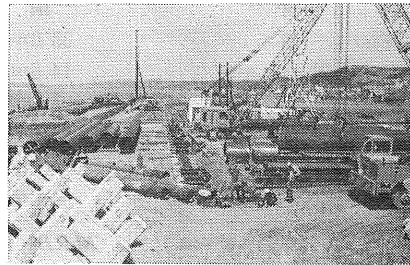
写真—3 海上溶接

5-3 くいの溶接継手

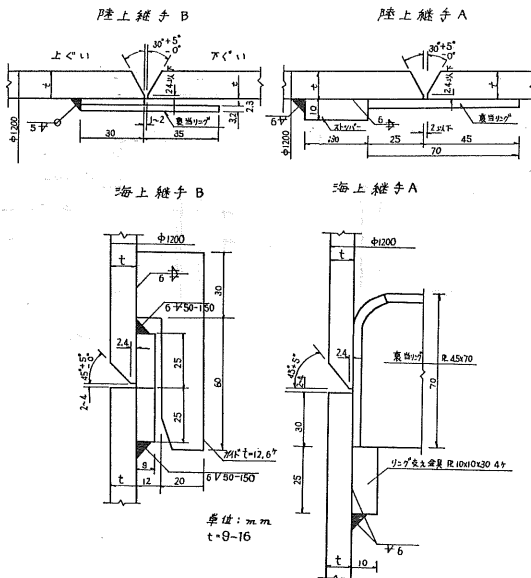
継手構造については建設省規格によった。²⁾

海上溶接は導材棒より軽量型鋼で造られた跳出し式の足場を用い、溶接工（有資格者）2名で半自動溶接器（500A）2台を用いて行なった。くいの中ぐい、上ぐいは $L=24\text{m}\sim 29\text{m}$ となり重量も8t近くになる。それ故建込みを容易にし、かつ杭打船の動きによって生ずるくいのずれを防止するため下ぐいに鋼板製の治具を仮付けし、上ぐいを固定した。溶接に費した時間は肉厚9mmで約45分、12mmで約70分であった。継手構造の詳細を図—7に海上溶接の様子を写真—3に示す。

水深約12mを加えると最大44mの長さのくい迄可能となるが、吊り込み作業、打ち込み時の座屈等から平均24m、第4橋脚においては最大39mまで打ち込んだ。パイラードには約1,600㎡の敷地を要した。この様子を写真—4に示す。海上溶接継手の管理は目視によった。



写真—4 パイルカード



図—7 継手構造図

くいは陸上運搬の制限から長さ12m～16mの単管として現地に搬入された。それ故真竜側岸壁に陸上溶接設備を設けて所定の打ち込み長さに継ぎ海上運搬し打ち込んだ。

くいの1ロッドの長さは使用くい打ち船が直ぐいの場合、水面上32m迄のくいは打ち込み可能である、これに

表—6 陸上溶接X線検査

等級	個数	比率
1級	2個	12.5%
2級	4	25.0
3級	2	12.5
4級	8	50.0
5級	—	—
6級	—	—
全数	16	100

等級分類はJISZ 2341-1961による。

溶接継手の強度の良否は溶接工の技量に負うところが大きい。それ故有資格者はもとより熟練工を選ぶことが第一と思われる。当工事においては溶接工の技量を確認する意味からも寸時の溶接試験を行なった。この試験のうち断面マクロ試験、引張試験（JIS z 3121）、衝撃試験は概ね良好であったが曲げ試験のうち裏曲げ試験の一部に若干の欠陥が見られた。この様に片面開先で裏溶接の出来ない場合、裏当リングに充分とけ込みを行なう事に注意する必要がある。更に現場溶接継手の位置を出来る限り曲げモーメントの大きい範囲内に留めない事も大切である。

パイルヤードにおける陸上溶接の抜取りによるX線検査の結果は表一六に示す通りである。一般に鋼管ぐいの現場溶接において4級以上と判定されるものは60%程度とされているのでこの場合の溶接管理は充分であったと言えよう。

5-4 打ち込み

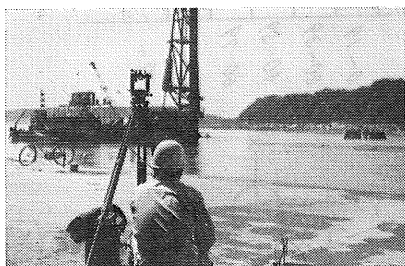
打ち込み作業の順序に従って述べると次のようになる。

(1)導材中心ぐいの打ち込み

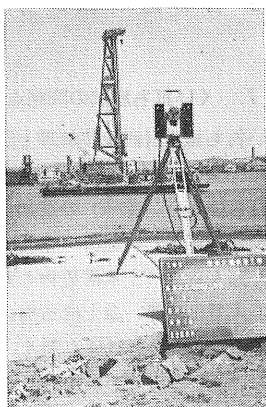
これは兩岸々壁上に設けた基準線上にそれぞれトランシットを据え中心ぐいの位置を定めくい打ち船により打ち込む(写真一五)。

(2)測量台

(1)による中心ぐいの上に鋼板($t=12\text{mm}$)と山型鋼よりなる測量台を固定し、ジオジメーターによりくい群中心位置を定める(写真一六)。



写真一五 導材中心ぐいの打ち込み



写真一六 くい群中心位置の設定

(3)導材ぐいの打ち込み

導材の大きさに合わせた間隔で中心ぐいの周りに順次打ち込む。

(4)導材の運搬設置

クレーン船による。

(5)本ぐいの運搬

同上

(6)吊り込み、建込み

クレーン船及びくい打ち船装備のクレーンによったが、重量大なるため(最大重量約18t/ロット)厚さ25mmの鋼板で作った吊り金具をくい本体に溶接し、これにジャックルを通して吊り込み安全を計った。この際中ぐい以降については溶接部となる下端部がぬれないよう注意した。

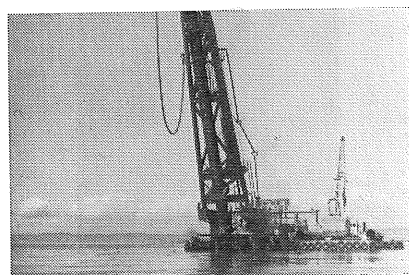
(7)打ち込み

海底土軟弱のため下ぐいについてはハンマーのラムストロークを小さくして打ち込んだ。この点においてはディーゼルハンマーに較べスチームハンマーは、ラムストロークの調節が容易なので有利である。

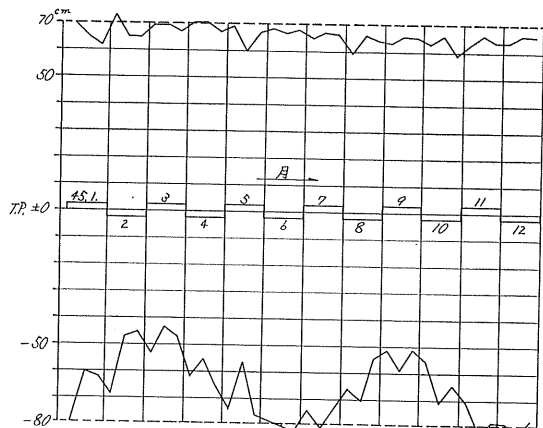
(8)継手溶接(5-3参照)

このようにして橋脚1基のぐいが打ち終る迄船体の移動も含めて(5)~(8)を繰り返す。

橋脚ごとの打ち込み順序は、主にフェリーボート(日本道路公団, 130PS, 140重)の運航状況を考慮して決定した。これは例年夏1カ月間定期整備のため欠航するので、この間に航路に接近する個所の打ち込みを完了しようとしたためである。これら海上航行の安全については後に述べる。次に橋脚1基のくい群はラジアルに斜ぐいが配置(図一四参照)されているためこの斜ぐいは全て前傾打ち(おがみ打ち)によった。この様子を写真一七に示す。又水深の一番浅い個所(橋脚P-2)は満潮時を利用して打ち込んだ。厚岸湾における潮位の変化を図一八に示す。本工事のように大型くい打ち機により多数のくいを打ち込む場合、その順序については種々検討しなければならないが、使用前に整備を済ませた機械でも、その稼動状態が軌道に乗る迄にはかなりの時間を必要とするものである。特にスチームハンマーのように、ボイラー等附属設備の多いものはその傾向が強い。従って上記検討の際、作業容易な部分又は全体構造物にとって重大な欠陥とならない部分から始めることも考えるべきであろう。



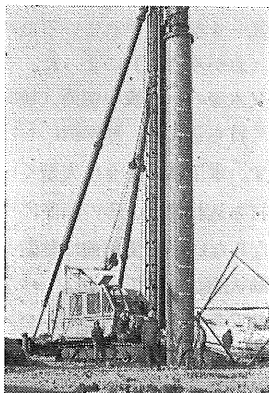
写真一七 MRB-1000による 前傾くい打ち (昭和45年度)



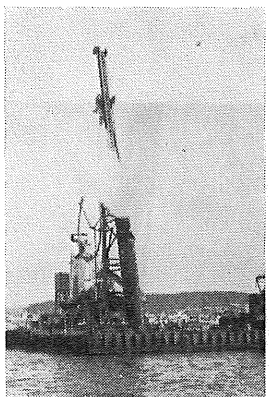
図一8 厚岸港潮位曲線 (昭和45年, 旬間最高, 最低)

6. くい打ち込み結果

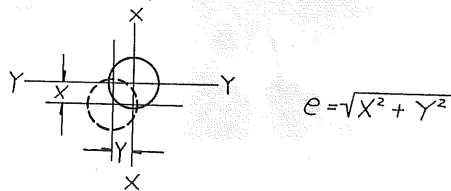
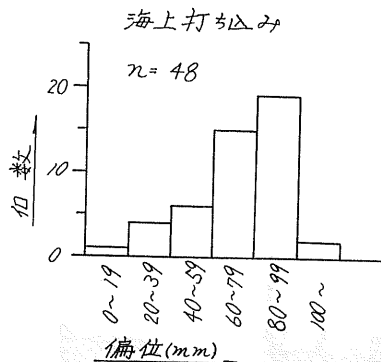
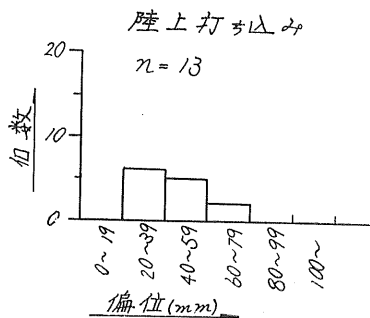
以上の打ち込み結果を43・44年度工事 (写真一8・9) と共に表一7~13に示す。打ち込み精度については指針を基準にしたが、その結果は図一9の通りであり、陸上に較べ海上打ち込みは偏位が多少大きいが90%以上は100mm以内に納まっている。幸い天候に恵まれ荒天による作休止も少なく、実施工程は図一10の通りであった。



写真一8 KB-42による くい打ち込み(昭和43年度)



写真一9 MRB-600による くい打ち込み(昭和44年度)



図一9 打ち込み偏位分布図

7. くい打ち施工の問題点

本工事のくい打ち施工計画及び管理上問題となった点をあげ説明する。

7-1 くい打ち機 (ハンマー) の選定

近年、我が国の目ざましい経済の発展に伴い各種施設の規模が著しく拡大され、土木構造物も大型化しつつある。一方船舶の大型化に伴い海上構造物も大規模なものが要求されて来ている。それにより斜ぐい工法等が開発され、長尺で大口径の鋼管ぐいが用いられる様になって来た。又これに対応して大型のくい打ち機械が開発されて来ている。現在くいの鉛直方向の支持機構は明らかにされていないがとくに長尺くいの場合は従来の支持力理論とは異った面がある様に思える。又大口径の場合その鋼材強さを利用してくいの負担する荷重は非常に大きなものである。それ故ある地盤に打ち込まれる長尺、大口径のくいに対応する大型のくい打ち機の選定は施工例の少ない事もあって非常に難しい問題である。当工事に於け

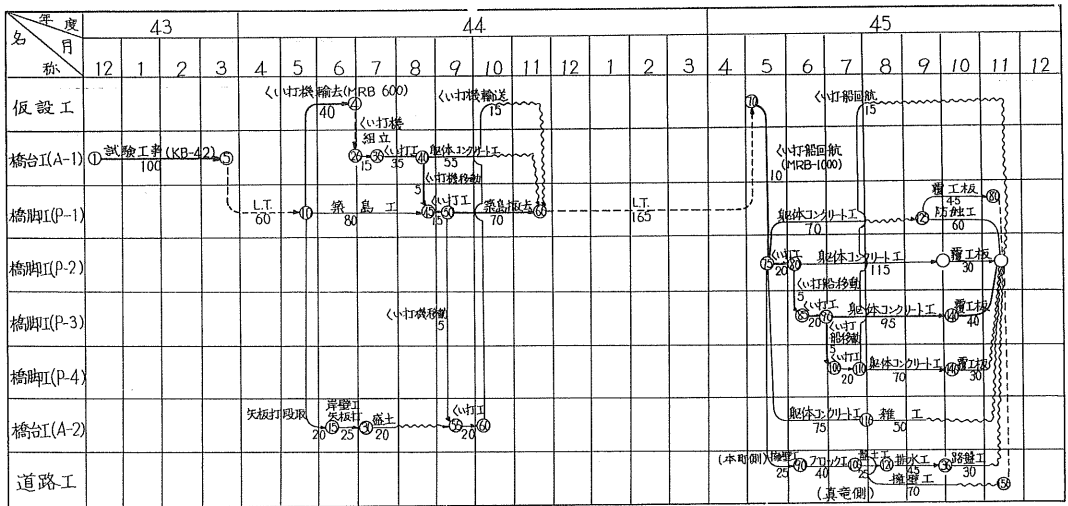


図-10 下部工実施工程

表-7 鋼管くい打ち込み結果 (A-1, KB-42)

くい番号	1	2	3	4	5	6	平均
斜 角(度)	0°	12°30'	0°	0°	0°	0°	—
くい長(設計)(m)	66.50	68.10	66.50	66.50	66.50	66.50	66.77
同上(実施)(m)	51.24	54.75	56.55	51.29	56.49	56.38	54.45
切捨長(m)	15.26	13.35	9.95	15.21	10.01	10.12	12.31
くい重量(実施)(t)	14.70	16.10	16.80	14.70	13.90	16.70	15.48
打ち込み長(m)	51.24	54.75	56.85	51.29	56.49	56.38	54.45
総打撃回数(回)	5,756	6,950	8,180	7,690	6,503	6,278	6,893
最終貫入量(cm)	0.05	0.17	0.16	0.12	0.20	0.23	0.16
リバウンド量(cm)	1.80	1.50	1.30	1.40	1.40	1.30	1.45
ラムストローク(cm)	230	220	220	240	240	240	232

表-8 同 (A-1, MRB-600)

くい番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
斜 角(度)	0°	0°	12°30'	12°30'	12°30'	12°30'	0°	0°	0°	0°	0°	12°30'	—
くい長(設計)(m)	66.50	66.50	68.10	68.10	68.10	68.10	66.50	66.50	66.50	66.50	66.50	68.10	67.17
同上(実施)(m)	64.60	57.90	56.80	66.20	58.80	53.80	58.30	58.50	59.60	61.10	59.10	65.30	60.00
切捨長(m)	1.90	8.60	11.30	1.30	9.30	14.30	8.20	8.00	6.90	5.40	7.40	2.80	7.11
くい重量(実施)(t)	17.89	15.29	14.86	18.52	15.64	13.69	15.44	15.52	15.95	16.53	15.75	18.17	16.10
打ち込み長(m)	64.60	57.90	56.80	66.20	58.80	53.80	58.30	58.50	59.60	61.10	59.10	65.30	60.00
総打撃回数(回)	5,748	5,977	10,592	7,645	7,950	8,977	6,923	7,410	7,554	7,463	6,571	8,416	7,602
最終貫入量(cm)	0.15	0.07	0.01	0.06	0.10	0	0	0.10	0.09	0.07	0.09	0.11	0.08
リバウンド量(cm)	1.40	1.80	1.80	1.60	1.60	1.40	1.80	1.60	1.80	1.70	1.80	1.70	1.67
ラムストローク(cm)	128	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125

表-9 同 (A-2, MRB-600)

くい番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
斜 角(度)	12°30'	12°30'	0°	0°	12°30'	12°30'	0°	12°30'	0°	12°30'	0°
くい長(設計)(m)	63.50	63.50	62.00	62.00	63.50	63.50	62.00	63.50	62.00	63.50	62.00
同上(実施)(m)	62.17	62.07	61.07	60.75	62.20	62.46	60.80	62.46	62.00	62.92	61.56
切捨長(m)	1.33	1.43	0.93	1.25	1.30	1.04	1.20	1.04	0.00	0.58	0.44
くい重量(実施)(t)	22.07	22.02	21.86	21.71	22.09	22.21	21.74	22.21	22.04	22.32	21.69
打ち込み長(m)	62.17	62.07	61.07	60.75	62.20	62.46	60.80	62.46	62.00	62.92	61.56
総打撃回数(回)	4,870	4,118	3,407	3,628	4,835	4,519	3,430	4,485	3,421	3,899	3,530
最終貫入量(cm)	0.52	0.33	0.50	0.38	0.13	0.45	0.43	0.35	0.03	0.35	0.04
リバウンド量(cm)	0.70	0.70	0.90	0.70	1.20	0.80	0.80	1.00	1.40	1.10	0.30
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125

くい番号	12	13	14	15	16	17	18	19	20	平均
斜 角(度)	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	—
くい長(設計)(m)	62.00	62.00	62.00	62.00	62.00	62.00	62.00	62.00	62.00	42.45
同上(実施)(m)	60.25	61.35	59.76	61.75	60.51	60.48	62.00	62.00	60.70	61.46
切捨長(m)	1.75	0.65	2.24	0.25	1.49	1.52	0.00	0.00	1.30	0.99
くい重量(実施)(t)	21.07	21.59	21.25	21.77	21.60	21.57	22.04	21.98	21.69	21.83
打ち込み長(m)	60.25	61.35	59.76	61.75	60.51	60.48	62.00	62.00	60.70	61.46
総打撃回数(回)	3,756	3,234	3,287	3,257	3,165	3,561	3,665	3,227	3,448	3,634
最終貫入量(cm)	0.09	0.04	0.03	0.05	0.34	0.30	0	0.09	0.20	0.23
リバウンド量(cm)	1.30	1.30	1.40	1.10	0.90	1.20	1.40	1.40	1.10	1.09
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125

表-10 同 (P-1, MRB-600)

くい番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
斜 角(度)	0°	0°	0°	0°	0°	0°	12°30'	12°30'	12°30'	12°30'	12°30'	12°30'	—
くい長(設計)(m)	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	69.70	69.70	69.70	69.70	69.70	69.70	68.85
同上(実施)(m)	60.00	60.00	60.00	60.00	64.00	58.30	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.19
切捨長(m)	8.00	8.00	8.00	8.00	4.00	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	8.66
くい重量(実施)(t)	20.39	20.39	20.39	20.39	21.44	18.78	20.39	20.39	20.39	20.39	20.39	20.39	20.34
打ち込み長(m)	60.00	60.00	60.00	60.00	64.00	58.30	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.19
総打撃回数(回)	8,170	8,449	5,892	5,065	11,233	10,367	8,288	8,051	5,690	8,217	4,996	5,692	7,506
最終貫入量(cm)	0.26	0.15	0.42	0.40	0.08	0.02	0.21	0.15	0.28	0.17	0.39	1.18	0.23
リバウンド量(cm)	1.10	1.20	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	1.33
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125	125

表-11 同 (P-2, MRB-1000)

くい番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
斜 角(度)	0°	0°	25°	25°	25°	0°	15°	15°	0°
くい長(設計)(m)	68.00	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00	70.40	70.40	68.00
同上(実施)(m)	61.00	63.00	59.70	58.00	61.00	56.00	60.00	53.40	58.00
切捨長(m)	7.00	5.00	25.30	17.00	14.00	12.00	10.40	17.00	10.00
くい重量(実施)(t)	19.23	21.77	20.15	19.06	19.76	20.36	21.77	19.68	20.89
打ち込み長(m)	53.70	55.77	51.60	49.90	52.90	48.70	52.40	45.80	50.70
総打撃回数(回)	5,045	6,842	5,831	4,609	5,939	3,234	3,931	4,720	3,349
最終貫入量(cm)	0.32	0.17	0.23	0.30	0.22	0.29	0.33	0.27	0.40
リバウンド量(cm)	1.50	1.40	1.40	1.10	1.65	1.30	1.10	1.10	1.20
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125

くい番号	10	11	12	13	14	15	16	平均
斜 角(度)	0°	25°	25°	25°	0°	15°	15°	—
くい長(設計)(m)	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00	70.40	70.40	70.81
同上(実施)(m)	58.00	58.00	58.00	60.00	60.00	60.40	58.40	58.93
切捨長(m)	10.00	17.00	17.00	15.00	8.00	10.00	12.00	12.29
くい重量(実施)(t)	21.07	20.89	20.89	21.42	21.42	21.70	21.00	20.69
打ち込み長(m)	50.70	49.90	49.90	51.90	52.70	52.80	50.80	51.26
総打撃回数(回)	3,561	2,737	3,922	4,951	3,141	3,407	3,663	4,305
最終貫入量(cm)	0.36	0.58	0.41	0.33	0.54	0.46	0.41	0.35
リバウンド量(cm)	1.30	0.85	1.30	1.10	1.30	1.30	1.30	1.26
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125

表-12 同 (P-3, MRB-1000)

くい番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
斜 角(度)	0°	0°	25°	25°	25°	0°	20°	20°	0°
くい長(設計)(m)	68.00	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00	72.40	72.40	68.00
同上(実施)(m)	68.00	68.00	72.65	74.00	74.50	68.00	72.40	72.40	68.00
切捨長(m)	0.00	0.00	2.35	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
くい重量(実施)(t)	24.34	24.34	24.69	25.55	25.87	25.00	25.91	25.91	24.34
打ち込み長(m)	56.90	56.90	60.45	61.80	62.30	56.90	60.60	60.60	56.90
総打撃回数(回)	2,925	3,164	4,619	4,973	5,461	3,169	6,198	4,136	2,927
最終貫入量(cm)	0.35	0.35	0.31	0.28	0.27	0.37	0.38	0.35	0.42
リバウンド量(cm)	1.60	1.60	1.60	1.60	1.70	1.70	1.80	1.60	1.60
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125

くい番号	10	11	12	13	14	15	16	平均
斜 角(度)	0°	25°	25°	25°	0°	20°	20°	—
くい長(設計)(m)	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00	72.40	72.40	72.50
同上(実施)(m)	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00	72.40	72.40	71.48
切捨長(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24
くい重量(実施)(t)	24.34	26.19	26.19	26.19	24.34	25.91	25.91	25.31
打ち込み長(m)	56.90	62.80	62.80	62.80	56.90	60.60	60.60	59.80
総打撃回数(回)	2,637	4,852	4,072	5,268	2,935	3,734	3,851	4,058
最終貫入量(cm)	0.45	0.17	0.37	0.13	0.30	0.34	0.29	0.32
リバウンド量(cm)	1.70	1.60	1.40	1.60	1.70	1.50	1.80	1.63
ラムストローク(cm)	125	125	125	125	125	125	125	125

表-13 同 (P-4, MRB-1000)

く い 番 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
斜 角 (度)	0°	20°	20°	0°	0°	25°	25	25°	0°
く い 長 (設計) (m)	68.00	72.40	72.40	68.00	68.00	75.00	75.00	75.00	68.00
同 上 (実施) (m)	66.00	72.40	70.90	66.30	66.10	73.10	73.10	73.10	65.40
切 捨 長 (m)	2.00	0.00	1.50	1.70	1.90	1.90	1.90	1.90	9.60
く い 重量 (実施) (t)	23.07	25.51	24.55	23.26	23.68	25.69	25.69	25.69	23.11
打 ち 込 み 長 (m)	54.90	60.60	59.10	55.20	55.00	60.90	60.90	60.90	54.30
総 打 撃 回 数 (回)	2,141	3,602	3,472	2,144	2,258	2,913	3,164	2,743	2,039
最 終 貫 入 量 (cm)	0.11	0.14	0.20	0.20	0.21	0.30	0.15	0.30	0.15
リ バ ウ ン ド 量 (cm)	1.85	1.85	1.80	1.80	1.80	1.70	1.60	1.60	2.10
ラ ム ス ト ロ ー ク (cm)	125	125	125	125	125	125	125	125	125

く い 番 号	10	11	12	13	14	15	16	平 均
斜 角 (度)	20°	20°	0°	0°	25°	25°	25°	—
く い 長 (設計) (m)	72.40	72.40	68.00	68.00	75.00	75.00	75.00	73.64
同 上 (実施) (m)	69.90	69.90	66.10	66.10	72.70	73.50	73.50	69.88
切 捨 長 (m)	2.50	2.50	1.90	1.90	2.30	1.50	1.50	1.84
く い 重量 (実施) (t)	24.71	24.70	23.68	23.68	25.15	25.66	25.66	24.59
打 ち 込 み 長 (m)	58.10	58.10	55.00	55.00	60.50	61.30	61.30	58.19
総 打 撃 回 数 (回)	3,012	3,345	2,594	2,087	3,881	3,723	3,892	2,938
最 終 貫 入 量 (cm)	0.32	0.36	0.26	0.12	0.21	0.35	0.31	0.29
リ バ ウ ン ド 量 (cm)	1.80	1.60	1.85	1.80	1.60	1.60	1.60	1.75
ラ ム ス ト ロ ー ク (cm)	125	125	125	125	125	125	125	125

表-14 ハンマーと櫓の組合せ

各 案	ハンマー		櫓		斜ぐい 打限度
	型 式	製作会社	型 式	製作会社	
A	MB-70 (ディーゼル)	三菱重工業	D-512SN (クローラー式)	日本車輛	後傾20°
B	MRB-600 (単動スチーム)	石川島播磨	MR-60 (軌条式)	石川島播磨	〃 35°
C*	MRB-1000 (")	〃	〃 (")	〃	—

* この組合せは不可能に近い。

表-15 各種ハンマーの性能

型 式	全 重量	ラム重量	打 撃 エネルギー	製 作 会 社	摘 要
	kg	kg	kgm		
IDH-40	9,570	4,000	10,000	石川島播磨	ディーゼル
KB-42	10,000	4,200	11,000	神戸製鋼	〃
MB-40	10,100	4,000	12,600	三菱重工業	〃
MB-70	18,500	7,200	21,500	〃	〃
MRB-600	9,500	6,750	8,430	石川島播磨	単動スチーム
MRB-1000	15,000	10,000	12,500	〃	〃
MRB-1500	23,000	15,000	18,750	〃	〃

るハンマーは次のように選定した。43年度本町側橋台位置における試験くい打ち込みの様子からディーゼルハンマーD-40級以上の能力を持つ機械が必要と考えられた。この条件に適合するハンマーとくい打ち槽の組み合わせは表-14の通りであり、ハンマーの性能を表-15に示す。公称エネルギーの比較を示すと図-11のようになる。これら図表で見るとB、CよりAの方が有力に思えるが、くい打ち機的能力とはくいに与える効果の事であり、これには当然土の性質との関係を考えなければならぬ。

まず施工面から考えればD-70級についてこの組み合わせによる斜くい打ち込みの施工例がない事に不安を感じ、又施工上、くい打ち槽の解体移動を余儀なくされるのでこの場合の最小ブロックの重量が約52tとなり、これを海上運搬するためには大型クレーン船を必要としこれの人手が困難である。

次に機械的能力について考える。ここにはその結果の

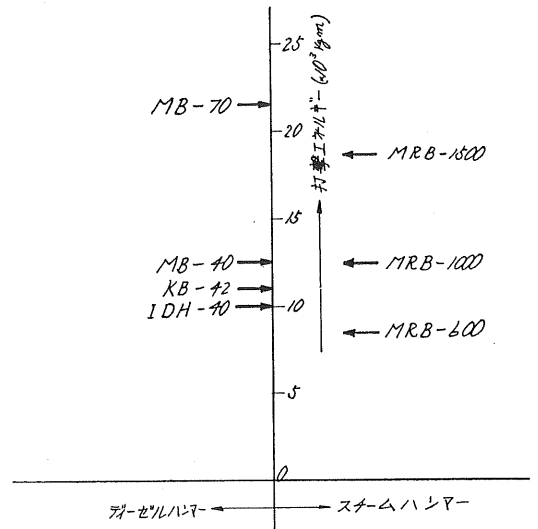


図-11 打撃エネルギーの比較(公称)

表-16 諸 数 値

名 称	型 式	W_H	$W_H \cdot H$	E_o	η	α
ディーゼルハンマー	D-40	4,000 kg	— kg cm	10×10^5 kg cm	0.8	0.9
	D-70	7,200	—	21.5×10^5	0.8	0.7
単重カスチームハンマー	MRB-600	6,750	8.43×10^5	—	—	—
	MRB-1000	10,000	12.5×10^5	—	—	—

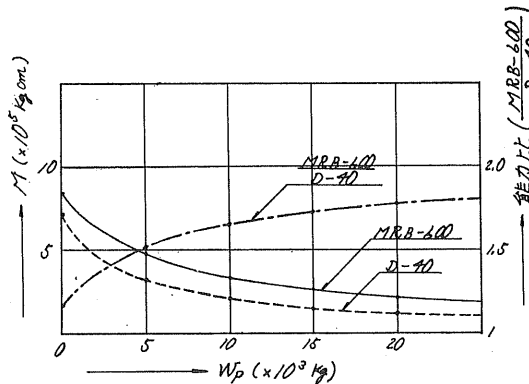


図-12 ハンマー能力比較(D-40とMRB-600)

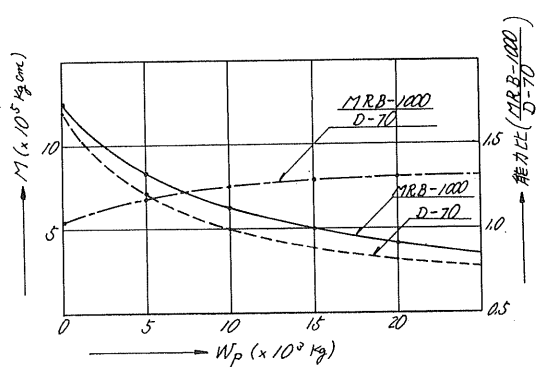


図-13 ハンマー能力比較(D-70とMRB-1000)

み述べるが、詳しくは熱機関の専門書を参照されたい。ハンマーの能力は次の値をもって比較するのが良いとされている。

ディーゼルハンマーについては

$$M = \eta \cdot \alpha \cdot E_o \cdot \frac{W_H}{W_H + W_P} \dots\dots\dots (1)$$

単動スチーム及びドロップハンマーについては

$$M = W_H \cdot H \cdot \frac{W_H}{W_H + W_P} \dots\dots\dots (2)$$

ここに

M: ハンマーの能力を代表させる値 (kg・cm)

η : ディーゼルハンマーの効率

= (指圧線図による燃焼ガス膨脹仕事量 / 燃焼ガスの理論膨脹仕事量)

α : 過早着火による打撃エネルギーの減少を補正するための係数 (D-40級以上に適用)

E_0 : 公称エネルギー (kg \cdot cm)

W_H : ラム重量 (kg)

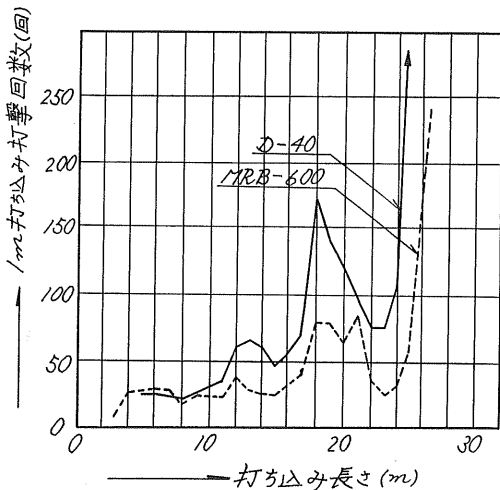
H : 落下高さ (cm)

W_P : くい重量 (kg)

但し機械効率は考えていない。これらの式に表-16の値を入れ比較すると図-12, 13のようになる。

(1) 打ち込み施工例による比較

同地盤において、ほぼ同一仕様と見なし得る2本のくいをD-40とMRB-600により打ち込んだ例を図-14に示す。使用くいについて重量を約5tとすれば土質を考えない能力比は図-12から約1.5となるが、打ち止め近くで、単位長貫入に要した打撃回数の逆比は約1.95、又総打撃回数の逆比は1.6となる。この記録においては土質の様子が明らかでないが、ハンマーがくいに与える効果を打撃回数により判定出来るとすれば能力比は1より大きいと考えて間違いないであろう。



- 1) 使用くい: $\phi 82.8 \times 9.5 \times 25,000$ (D-40)
 " $\times \times \times 26,500$ (MRB-600)

- 2) 総打撃回数: 1,765回 (D-40)
 1,104 " (MRB-600)

- 3) D-40 : 直くい
 MRB-600 : 斜くい ($\theta = 17^\circ$)

図-14 打ち込み施工例 (D-40とMRB-600)

(2) 大型ディーゼルハンマーに於ける問題点

D-40級以上のハンマーにおける実際のサイクルは理論通り作動せず、打撃力を減らす大きな要素にハンマーの過熱に伴う燃料着火時期の「ずれ」がある。この他、

クッションの問題もあるがこれについては次項に述べる。

現在のディーゼルハンマーは打撃による燃料霧化方式を採用しており、ラム衝突前70~80cmの位置で燃料ポンプを作動させて燃料をアンビル中央部(構造図参照)に滴下しそれを衝突の際ラムとアンビルの隙間で圧縮し霧にしてシリンダー内にまき散らす。従って正常なサイクルでは燃焼は衝突の後に起る。しかしながら運転時間の経過につれてアンビル中央部の温度が上昇するとラムが衝突する前に燃料の一部は蒸発によって気化し、シリンダー内の温度が高い事もあって圧縮空気の温度が上昇するため気化した燃料はラムの衝突前に燃焼を開始する。これが過早着火と言われている。この時のシリンダー内の圧力変化は図-15のようになる。過早着火の状態では下

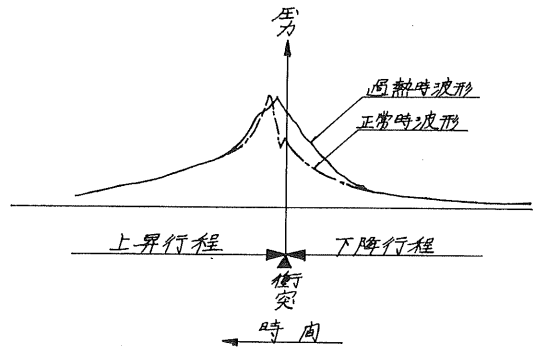


図-15 シリンダー内圧力時間曲線

降行程におけるシリンダー内の圧力上昇によってラムの運動にブレーキがかけられるため、衝突速度は小さくなる。これによるエネルギー損失はD-40級で特に厳しい使用条件下では10%程度になり、D-70級では通常の使用条件下においても15%以上と言われている。以上の事由と、くいの形状寸法、配置や施工条件と合わせ考慮した結果44年度の陸上くい打ちはMRB-600を、45年度の海上くい打ちはMRB-1000搭載のくい打ち船を採用した。

7-2 打ち止めについて

くいの打ち止めについては指針⁴⁾を原則としたが、これによっても最終的には責任技術者の指示に従うとされている。実際の打ち止めは表-7~13に示す通りである。このような長尺、大口径くいでは最初試験を兼ねて、1本打ち込みの様子から次に打つくいの長さを決めるのであるが、その長さの決め方についても、肉厚構成、設計曲げモーメントと継手の位置との関係等を考えて決める訳である。しかし橋脚1基に限った中でも平面的な地層の変化は見られるものであり、肉厚構成はその点の余

裕を見込むべきであろう。従って打ち止めの値はある幅をもって許容し、その値から支持力、沈下等の安全が確認されれば良しとすべきであろう。

7-3 クッション材の影響

クッションの働きはハンマーの打撃力をキャップとくい頭に分散させ均等化する他にエネルギーの調節やハンマー自体を強い衝撃から保護する役目を持っているが、一方ハンマーの打撃エネルギーを低減する欠点もある。一般に鋼製キャップと堅木クッション使用の場合にはくい頭部に与えられるエネルギーはハンマー自体が発生するエネルギーの $\frac{1}{2}$ 程度と言われている。くい打ち公式においてこの減少の割合をハンマーの打撃効率(e_f)によって補正している。クッションの材質と e_f との定量的関係は不明確であるが、最近用いられて来ている特殊合成ゴムに厚鋼板をはこんだクッションは従来の堅板に較べ長期の使用に耐え、効率も高いようである。(写真-10)。当工事においてハンマー MRB-1000 使用の

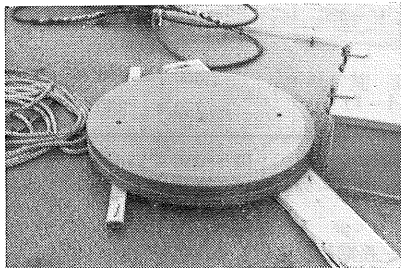


写真-10 特殊合成ゴム製クッション

際、堅木(かしの木)のクッションは総打撃回数5,000回程度で破損を来したが、特殊合成ゴムのクッションは9,000回程度迄使用可能であった。ハンマーが大型化するにつれて、クッションも直径、厚さ共に寸法の大きなものが必要になりそれにつれて打撃により発生する熱の放散が困難になり堅木の場合には燃焼を起し、特殊合成ゴムの場合は流動化現象を起す。このような状態附近では当然効率(e_f)も低下するであろう。

7-4 支持力の確認

打ち込まれたくいの支持力を検討する場合次の如き問題点が考えられる。

○静力学公式

- 大口徑くいの場合、先端閉鎖面積の採り方。
- 先端支持力と周辺摩擦力の分担割合。
- N 値等土質定数の信頼度。
- 打ち込みによる周辺土の乱れの影響。

○くい打ち公式

- 静的支持力と動的支持力との関係。
- ハンマーの種類による公式の適用性。

c). クッション材の発熱による打撃効率(e_f)の変化。

d). ディーゼルハンマーの場合、過早着火によるエネルギー損失。

これらの問題があるためくい打ち公式は施工管理にのみ使用すべきであると言われるが、ここで上記2式及び載荷試験の結果を参考にして第2橋脚についての支持力の照査を行なう(図-16)。

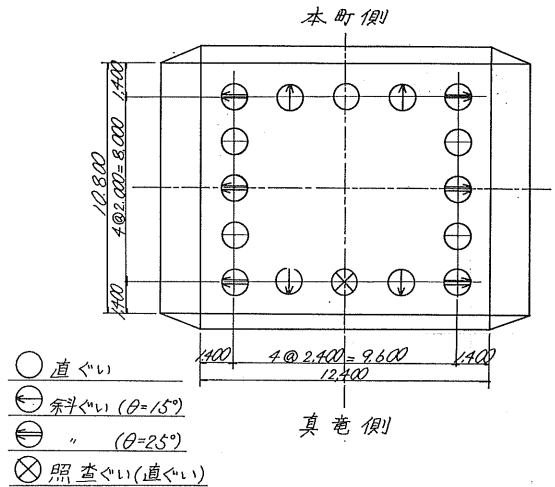


図-16 くい配置図 (P-2)

マイヤホーフの式によりくい周辺土を図-17の如き区間に分けて各々の極限支持力を求め合計する。

$$R_u = 40 \cdot N \cdot A_p + \frac{1}{2} \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + \frac{1}{2} \cdot \bar{N}_c \cdot L_c \quad U$$

ここに $A_p : 3.14 \times 0.6 = 1.13 \text{ m}^2$

$$U : 3.14 \times 1.20 = 3.77 \text{ m}$$

$$R_{up} = 40 \times 14 \times 1.13 = 630 \text{ t}$$

$$R_{u1} = \frac{1}{2} \times 18 \times 4.00 \times 3.77 = 54 \text{ t}$$

$$R_{u2} = \frac{1}{2} \times 4 \times 32.00 \times 3.77 = 240 \text{ t}$$

$$R_{u3} = \frac{1}{2} \times 14 \times 12.00 \times 3.77 = 316 \text{ t}$$

$$\therefore R_{us} = 630 + 54 + 240 + 316 = 1,240 \text{ t}$$

(2) くい打ち公式

図-18を用いヒレールの式による。

$$R_u = \frac{e_f \cdot W_H \cdot H}{S + C/2}$$

ここに $e_f : 0.5$

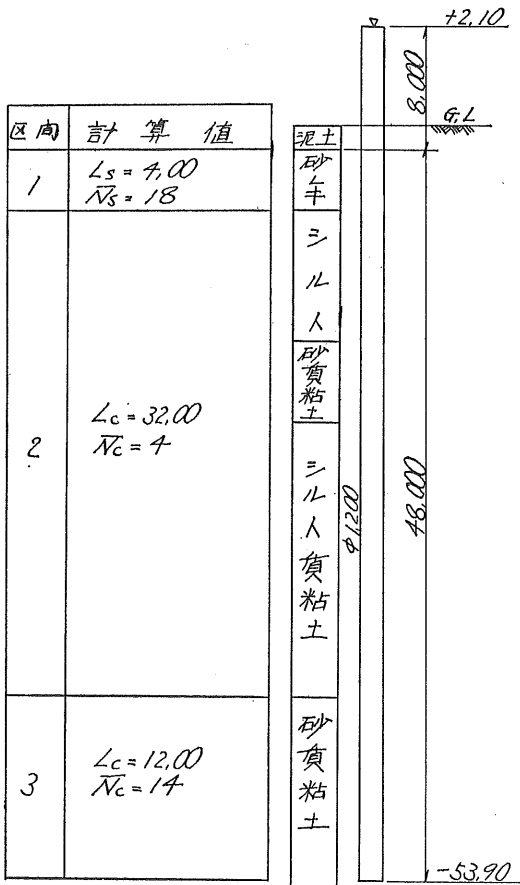
$$W_H : 10 \text{ t}$$

$$H : 125 \text{ cm}$$

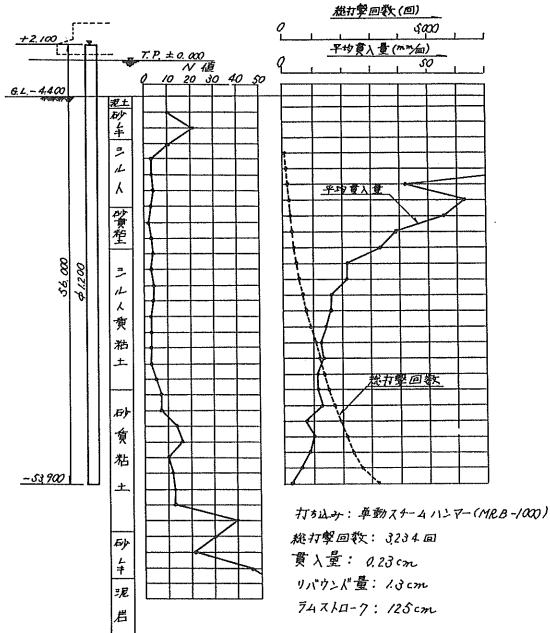
$$S : 0.23 \text{ cm}$$

$$C : 1.3 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{0.5 \times 10 \times 125}{0.23 + 1.3/2} = \frac{625}{0.88} = 710 \text{ t}$$



図一七 土質柱状図 (P-2)



図一八 打ち込み記録 (P-2)

(3) 載荷試験

資料¹⁾により $\phi 1.000 \times 51.70\text{m}$ (打ち込み長) の極限支持力を 900 t とし同一支持条件とすればこの場合

$$R_u = \frac{1,200}{1,000} \times \frac{48.0}{51.7} \times 900 = 1,000 \text{ t}$$

(4) 許容支持力の推定

以上をまとめると表一七の通りである。これによるくい打ち公式の値が不足と見られるが、これは7-1に述べた理由によるものと思われ総合的には設計値を下まわっていないと思われる。

表一七 支持力一覧表

種別	極限支持力 (t)	許容支持力 (t)		摘要
		平時	震時	
静力学公式 (マイヤホーフ)	1,240	410	620	設計押込力 平時: 189t/本 地震時: 314"
くい打ち公式 (ヒレー)	710	237	355	
載荷試験 (A-1)	1,000	330	500	
		250	330	

- 1) 許容支持力, 上段: 支持ぐいと考える場合
 下段: 摩擦ぐいと考える場合

7-5 長期荷重に対する圧密沈下

第2橋脚について見ると打ち込みの結果、くい先端より砂礫層迄の間に約6m粘土層が残った。これについて長期荷重に対する圧密沈下の懸念があるのでこの検算を行なった。粘土層の圧密常数等が不明のため確定出来ないが、資料^{6),7)}により次の仮定をおいて計算してみた。即ち橋脚1基当りの平時の荷重 (上下部の死活荷重の合計) は3,200 t、これがくい (安全側にとって直ぐいのみ) をかこむ外周面積に分布し、最終的には荷重はくい先より1/3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26mmとなる。この沈下量の上部工に及ぼす影響はトラス部材の応力が3%程度増加するに留まるので問題はないと思われる。

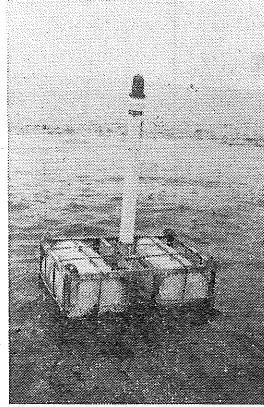
7-6 航路安全施設

本工事は第3種漁港区域内で行なわれ工事個所附近は大小の漁船の交通激しく、又フェリーの航路にも接近しているため、作業中におけるこれら船舶の交通安全を計る必要があった。その具体的な方法について地元漁業関係者及び釧路海上保安部係官等と協議を重ね、次の様に区域を設定した。即ち橋梁中心線をはさみ幅100mの部分を航泊禁止区域、その外側それぞれ100mを航行警戒区域とし、赤色点滅灯及び浮標ブイにて表示した。又湾

と湖を往復する船舶に対しては両域を通し工事の進歩状況に応じて指定水路を設け、緑色浮標灯により明らかにした。これについては掲示及びパンフレットの配布により外来船にも周知徹底を計った(写真—11, 12)。



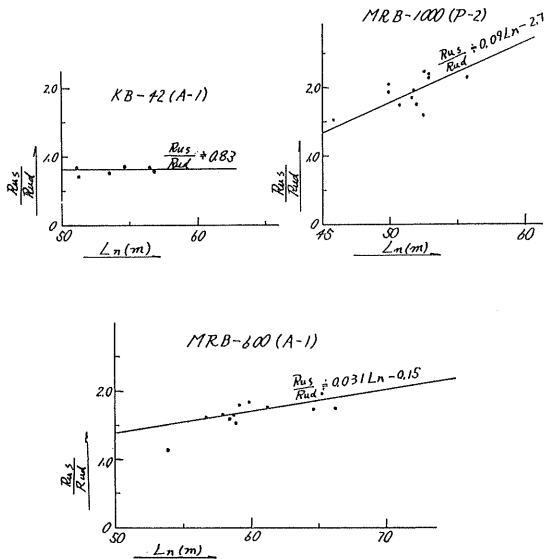
写真—11 船舶交通制限についての掲示



写真—12 指定水路表示浮標灯

8. くい打ち公式と静力学公式の関係

ここで当工事において打ち込まれたくいにおけるくい打ち公式と静力学公式との関係を表—7～13を用いて本町側橋台のKB—42, 同じくMRB—600, 第2橋脚のMRB—1000についてそれぞれ求めてみる。くい打ち公式による極限支持力を R_{ud} , 静力学公式(マイヤホーフ)によるそれを R_{us} とし, R_{us}/R_{ud} と打ち込み長さ(L_n)との関係を示せば図—19のようになる。くい打ち公式は下記によった。



図—19 $\frac{R_{us}}{R_{ud}} - L_n$ 関係図

$$KB-42: R_{ud} = \frac{2 \cdot e_f \cdot \omega_H \cdot H}{S + C/2} \cdot \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p}$$

e : 反撥係数0.8

$$MRB-600, 1000: R_{ud} = \frac{e_f \cdot W_H \cdot H}{S + C/2}$$

これによるとKB—42については打ち込み長さに関係なく R_{us}/R_{ud} は一定値をとるが, MRB—600及び1000については打ち込み長と共に増す傾向があり, 大まかに見れば打ち込み長50~70mの範囲内で次のように言う事が出来よう。

- ディーゼルハンマー (KB—42) $\frac{R_{us}}{R_{ud}} \approx 0.83$
- 単動スチームハンマー (MRB—600, 1000) $\frac{R_{us}}{R_{ud}} \approx 0.07L_n - 1.43$

これは粘性土について得られた関係であるがこの様な検討はくい打ち機の選定, 又はこれが制限される場合設計においてくいの寸法を定める資料となり得るのである。

9. くい打ち記録について

くい打ち施工管理のために必要な記録事項として, 一般に行なわれているものも含めて示すと表—18の如くなる。これらの記録は必ずしも施工管理上, 定量的資料とはなり得ないが定性的判断の資料とはなり得るのである。又これは後々, 類似した土質におけるくい打ち工事の施工計画のための資料ともなるものである。この他にくいの管理のための諸検査表及び作業状況写真等も必要であり具体的な記録様式については各事業主体において統一されている。

10 あとがき

以上はくい基礎施工記録とその問題点の検討についての一例であるが, これは施工個所の土質等ある条件についてのものであり, これが異なる場合には施工計画, 管理の方法も当然異なるであろう。設計上の経済性のためか大口径鋼管くい基礎工が増えている様であるが高価な上に入手, 転用が簡単でないこれら建設資材を使つての施工計画には充分な調査が必要である。例えば今回の土質調査についても少くとも計画中心線に沿つての各基礎毎のボーリングによる地層変化の推定のみならず, 角度の大きな斜くい打ち込みのための横断方向への地層変化の調査, さらに深さ方向についての各種土質試験が必要であったかと思われる。又くいの大口径, 長尺化につれてハンマー大型化の必要性が高まるがこれについても述べた事の他, 打撃時の強い振動のためハンマー附属装置等の機構上にも限度があり, これらは設計の段階においても充分考慮すべき事と思われる。大口径くいの経済性は

表一18 鋼管くい打ち込み記録内訳

種 別	細 目	目 的
1. くい打ち機 及び くい打ち船	1-1 型 式 (軌条式, クローラ式) 1-2 仕様及び性能 1-3 打ち込み可能最大くい長 1-4 斜ぐいの打ち込み可能傾斜角度 (前傾, 後傾) 1-5 適用ハンマー	施工条件に対する機械設備の適合性の判定
2. くい打ち機 (ハンマー)	2-1 仕様及び性能 2-2 型 式 (ディーゼル, スチーム等) 2-3 ラム重量 2-4 ラム断面積 2-5 ラムストローク	同 上
3. キャップ及び クッション	3-1 材 質 3-2 形状及び寸法 3-3 1個当りの総打撃回数 3-4 ぐいの貫入状態と破損状態との関係 3-5 発熱状況 3-6 連続使用時間	くい打ち機械全体に対する影響 くい打ち公式における打撃効率(ef)の判定 反撥係数(e)の判定
4. く い	4-1 形状寸法 構成図 (設計, 実施) 4-2 継手及び補強詳細図 (先端, 頭部) 4-3 継手方式 (手動, 半自動) 4-4 ヤットコ使用の有無	材料, 形状, 寸法の確認 設計荷重に対する断面安全度の検算 (鉛直, 水平) 現場溶接継手の信頼 性の高揚打ち込み中のくい頭部及び長柱と しての座屈の検算
5. 土 質	5-1 柱状図 5-2 N 値等原位試験結果 5-3 室内試験結果	打ち込み計画の総合判断 静力学公式による支持力の確認
6. 打ち込み記録	6-1 くい配置図 (1基毎, 打込順序) 6-2 単位長さ貫入打撃回数 6-3 累計打撃回数 6-4 最終貫入量 6-5 最終リバウンド量 6-6 打ち込み長 6-7 ラムストローク 6-8 頭部圧潰の状態 6-9 管内土の下り 6-10 打ち込み後の偏位 6-11 打ち込み公式による支持力	くい打ち公式による支持力の確認 くい打ち機種選定の適否の判定 測定値の信頼度の判定 土中における支持機構の判定 くい周辺土の圧縮性の判定 偏心打撃の有無
7. そ の 他	7-1 作業開始, 終了時刻 7-2 打ち込み作業休止の時間及びその理由 7-3 各作業時間の内訳 7-4 使用人員, 材料調書 7-5 気象条件 7-6 その他特記事項	作業全般の進捗状況の判定

汎用口径ぐい（ $\phi 500\sim 600\text{mm}$ ）とおよそ同一の肉厚構成のもとに言われているようであるが、施工の面から見れば大口口径ぐいについてのこのような肉厚構成は種々の弊害が多く、運搬中の変形、溶接個所の目違い、打ち込み中の頭部座屈等）、そのため肉厚を増すとすれば経済性において問題があろう。

終りに本工事施工に当り、ご指導、ご協力頂いた北大工学部北郷教授、道庁道路課、石川島播磨重工業株式会社の皆様にご感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 笠原 正「厚岸大橋下部工の設計について」橋梁, 昭和45年11月号
- 2) 「構造物基礎用鋼管ぐい仕様について」昭和43年4月1日 建設省道路局長
- 3) 愛知県津島土木事務所「鋼管ぐい現場溶接継手施工試験並びに継手形式の考察について」月刊建設1969.6.
- 4) 日本道路協会「道路橋下部構造設計指針ぐい基礎の施工篇」昭和43年10月
- 5) 小山, 笠原, 須田「厚岸大橋基礎鋼管ぐいの載荷試験について(1)」土質工学会北海道支部技術報告資料第10号, 昭和45年2月
- 6) 土質工学会「土質調査試験結果の解釈と適用例」
- 7) 村山, 大崎「基礎工学ハンドブック」

水路の凍上対策に断熱材を用いた 試験例について（第2報）

宗 好 秀*
○河 合 裕 志**
山 本 義 弘***

1. まえがき

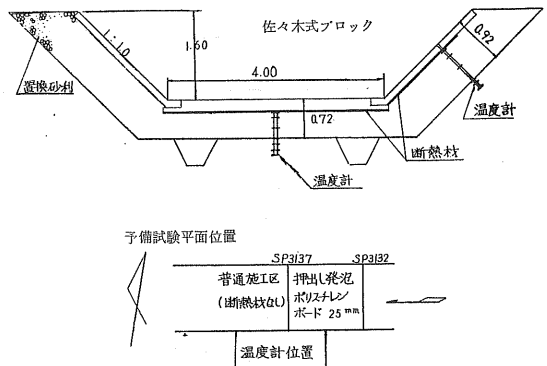
農業用水路において、水の節約と適正な配水計画を行ない、さらに水路の維持管理を容易にするため水路を舗装することが常識となっている。水路の舗装工法としては、秋の通水終了時から冬期前の期間に施工することが条件となるため、施工時以前に工場で製造されたコンクリートブロックを連続させることによって工期の短縮を計ることが多い。

このような水路はコンクリート構造物と考えるには緊結性に欠けており、ブロック背後の土質条件による安定性ととも凍上対策にとって土質工学上の問題を生じている。このうち凍上対策工としては、道路等にみられると同じく難凍上性の砂等を裏込めに使用しているが、近年これら砂等の不足や運搬費のコストアップ等に対処する工法の検討が必要とされる。本報告は水路の凍上対策として裏込め砂利厚の一部を断熱材で置き換えた試験例について述べたものである。

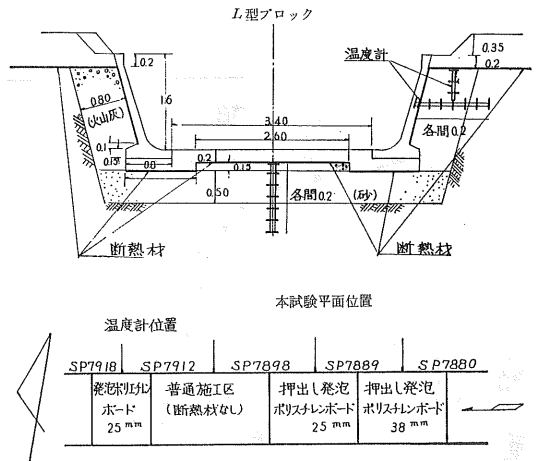
2. 試験位置と試験法

試験水路位置の選定に際しては、積雪が少なく、土質条件が凍上に対して劣悪であり、さらに観測に便利であることなどから、室蘭開発建設部鶴川かんがい事業所で施工している水路の一部に試験区間の施工を依頼した。42年度に川東幹線用水路測点3140m付近に予備試験水路を設け43年に川東南幹線用水路測点7900m付近に本試験水路を設けた。

水路の形状は図一1、2にみられるように、予備試験水路ではノリ面が、50cm正方形、厚さ12cmの佐々木式ブロックを張り裏込砂利90cmで施工し、敷部は50cmの砂利を置いて、厚22cmの現場打ちコンクリート工を施工した。本試験水路ではノリ面が図一2の横断形をもち、巾1m



図一1 予備試験水路断面図（単位 m）



図一2 本試験水路断面図（単位 m）

のL型ブロックで、裏込に80cmの火山灰を置き、敷部は50cmの砂を置いて現場打ちコンクリート工である。

断熱材の設置は、水路では舗装面に動荷重が加わらないので断熱材の圧縮、折損のおそれを考える必要がなく、

* 北海道開発局土木試験所 特殊土壌開発研究室長
** // // 副室長
*** // // 同室

また断熱効果を大きくする意味でブロックの直ぐ背面に
おいた。使用した断熱材の種類、試験位置は図-1に併

記し、断熱材の物理性および強度特性は表-1および図
-3に示すようである。

表-1 断熱材の特性 (カタログより転載)

押出し発泡ポリスチレンボード

項目	特性	条件
熱伝導率	0.029 kcal/m・hr・℃	平均温度 0℃
せん断強度	2.8 kg/cm ²	5%の歪, 測定温度24℃
曲げ強度	8.7 kg/cm ²	〃
引張強度	5.0 kg/cm ²	〃
吸水率	0.01 g/100cm ³	体積比換算4℃において
耐熱性	80℃	加熱変形温度
密度	0.040 g/cm ³	

発泡ポリエチレンボード

項目	特性	条件
熱伝導率	0.028 kcal/m・hr・℃	平均温度 20℃
圧縮強度	1.5 kg/cm ²	
曲げ強度	5.5 kg/cm ²	
引張強度	8.5 kg/cm ²	
吸水率	0.3%	24時間水中浸漬
耐熱性	7.0℃	最高使用温度
密度	0.03 g/cm ³	
耐焼性	難	
耐溶剤性	溶	ハロゲン化炭水素, 芳香族, ケ
耐酸性	良	トン, エステル類に溶解
耐アルカリ性	良	
耐水性	良	

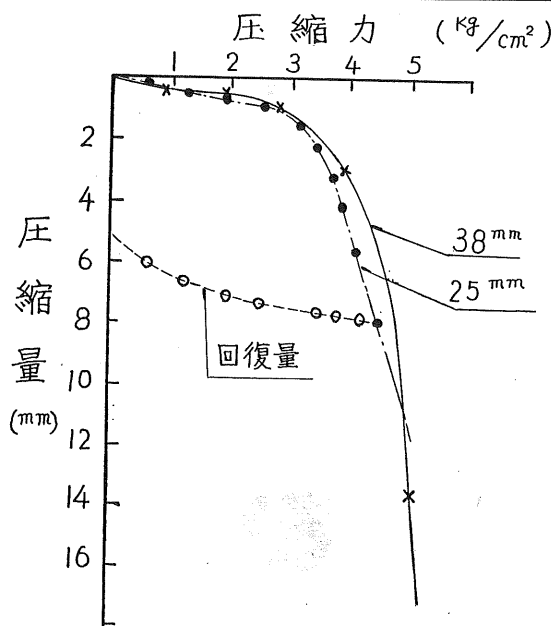


図-3 断熱材の圧縮試験
(押出し発泡ポリスチレンボード)

断熱効果の測定は、地中の各点の温度観測によって求
めることとし、図-4に示すようなカールソン型温度計
(精度±0.3℃)を用いた。なお温度計とコードの接続
部は凍上による破断を防ぐように工夫しており、
3冬期間に亘ってほぼ作動している。

予備試験および本試験位置の地山土の諸性質は表-2
のとおりであって、いずれも凍上性の土と判断される。

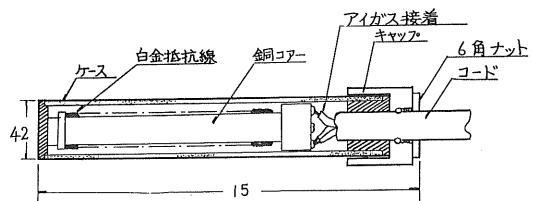


図-4 カールソン型温度計 (単位 cm)

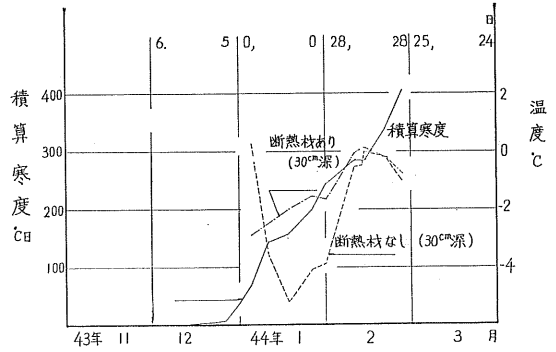
表一2 試験水路の土質試験

水路別	物理試験	比重	強熱減量	粒 度 試 験				
				砂分	シルト分	粘土分	均等係数	三角座標法による分類
本試験水路		2.42	16.1%	17%	67%	16%	29.5	シルト質ローム
予備試験水路		2.64	7.3%	21%	62%	17%	12.1	〃

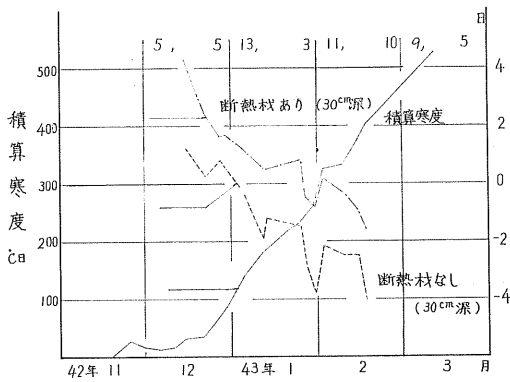
3. 各試験年度の気象環境^{2),3)}

鶴川地区における昭和42年12月から45年3月までの冬期間の気象状況は図一5および表一3にみられるようである。積算寒度は各年とも最大値が550℃ daysを越えている点では共通しているが、起日は42年と43年で1カ月以上の差がある。しかし積雪の条件をみると、42年度では全年を通して10cm以上の日数が28日にすぎない。43年度では49日に達し、5cm以上の日数は62日と42年度の倍に近い。これに対し42年度では、1月末までの5cm以上の積雪日数0であり、積算寒度の起日が遅れたとはいえ、1月中の集計は200℃ daysを越え異常な寒さとなっている。しかし42年度も2月以降では、ほぼ全日数が積雪10cm以上となっている。

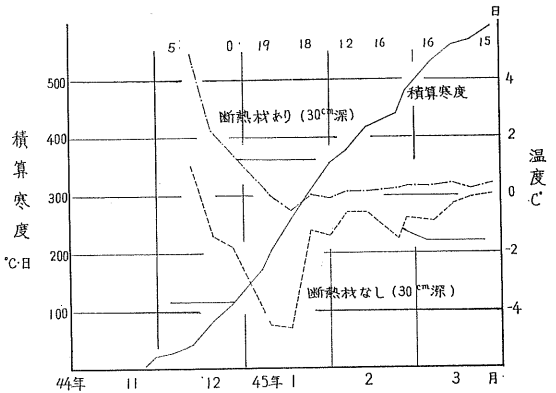
凍結深が大きくなる要因として、0℃以下の気温が長期に亘って持続し、積算寒度が大きいかつ積雪深の小さいことが挙げられる。このような観点からは、42年度の気象環境が凍結を促進させる条件下であったといえよう。



図一5(2) 積算寒度と地温の変化
月の上数字は積雪日数で左5cm, 右10cm



図一5(1) 積算寒度と地温の変化
月の上数字は積雪日数で左5cm, 右10cm



図一5(3) 積算寒度と地温の変化
月の上数字は積雪日数で左5cm, 右10cm

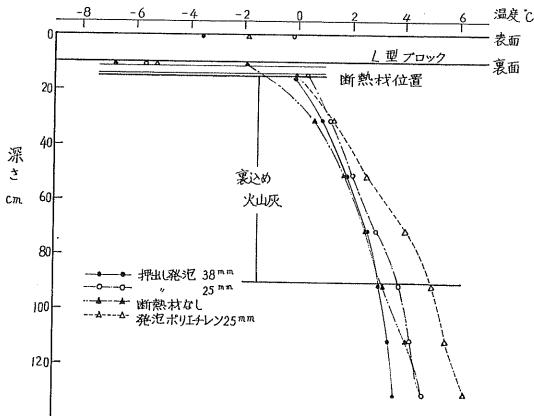
表一3 各年度の気象表

	積算寒度起日	最大積算寒度	同起日	最低気温	同起日
42	42. 11. 18	525	43. 3.11	-23.8	43. 2.22
43	43. 12. 13	543	44. 3.19	-24.4	44. 2.25
44	44. 11. 26	594	45. 3.26	-20.7	45. 1. 8

4. 地温測定結果

地中温度の測定は、原則として週1回で行なった。測定時刻はとくに留意していない。これは43年3月に4時間ごとに2昼夜の観測を行なった結果、ブロック表面から20cmの深さの点では日変化を見出せなかったことによる。予備試験水路におけるノリ面の30cm深さ点について、断熱材の有無の温度変化を図一5に併記した。これによると種々の気象条件下の地温関係が見られる。42年度においては、ほぼ2℃の差がみられ、43年度の1月のように積算寒度の急増と積雪が極小の期間では、地温の急激な低下がみられ断熱材なしの区において著しい。しかし積雪が増大するにしたがって地温も高くなり、同時に断熱材有無の差が小さくなっている。同じようなことが、44年度の観測結果にも現れている。

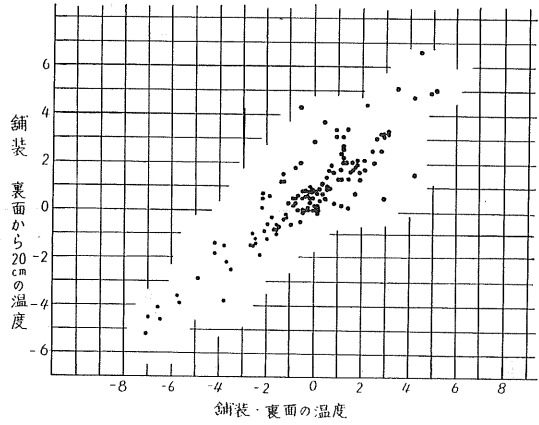
本試験水路の観測値の深さ分布の一例を、図一6に示



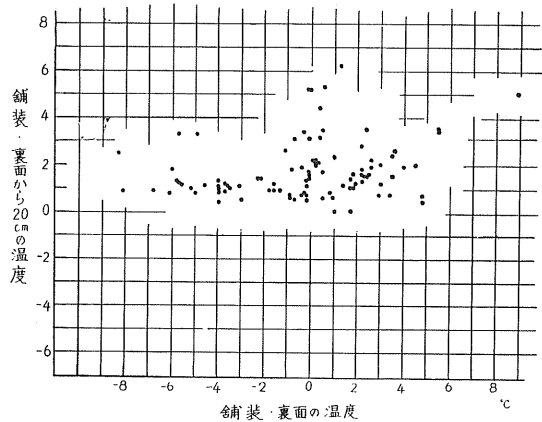
図一6 地温の深さ分布 本試験水路側壁部 45年1月9日測定

す。図においては、断熱効果が明瞭でないが、断熱材の表裏では5~7℃の温度差が認められる。さらには断熱材表面（ブロック裏面）では、断熱材なしに比しても約4℃低いことは注意を要しよう。これはL型ブロックの熱容量が小さいために容易に気温の影響を受けるためとも考えられるが断熱材によって地中からの熱供給が押えられるためと解されるようである。

断熱効果について、舗装コンクリートの直裏とそれから20cm位置の温度を同時点で図示したものが図一7である。これを断熱材の有無について比較すると、断熱材なしでは直線的な分布を示している。これに対して有の区では点がばらついているが、舗装裏面の温度が低くなっても、20cm下層では0℃以下になっていない。すなわち断熱材から20cm程度の下層では容易に凍結しないことを示しているといえよう。



図一7(1) 上下層の温度差 断熱材なし



図一7(2) 上下層の温度差 断熱材あり

5. 考察と問題点

以上の試験経過からおおむね次のことがうかがわれる。

43,44の両年度においては、明瞭な断熱効果が得られていない。これは、両年度とも、積雪が多かったかあるいは積算寒度が小さかったために、断熱材がなくとも凍結深が小さかったためと考えられる。ことことは、凍結が進行しない年は断熱材の効果が少なく、凍結が進んで凍上被害の恐れが大きい年に効果が現われると考えられる。

断熱材の種類、厚さによる差異は見出せなかった。これも前述の理由と同じであるといえよう。

断熱材の上、下面では著しい温度差が現われる。断熱材の効果理由は、地中で保有している熱を表面に放出することを断つ、ことによるものとするれば、その意味で断熱効果があるといえる。しかし、伊福部、関氏が指適されたように、断熱材の埋設によって断熱材と地表の間に

ある材料の熱容量が小さくなり、外気温の影響を受けやすくなることと同じく、水路のコンクリートブロックの熱容量が小さいために、1日の温度変化に伴って凍結融解のくり返しが著しくなる恐れもありそうである。

本試験は凍上対策工法としての観点から断熱材を使用したものである。まえがきの項で触れたように水路の安定性を論ずるにはブロック背面土の土質状態を見逃すわけにはいかない。水路の凍上対策として施工された裏込砂等が、水路の安定性に寄与していることは考えられる。このことは、丁度道路の凍上対策として与えられている路盤厚が支持力に寄与していることと同じである。そういう意味ではブロック張り水路の安定性には、最少どの程度の裏込め砂を必要とするかということとともに、凍上に対する問題を進めていく必要があると考える。

本調査試験を進める上でとくに、室蘭開発建設部開墾建設課、同鶴川かんがい事業所の方々に多大の御尽力を頂いたことを付記し感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 水路の凍上対策に断熱材を用いた試験例について
：第17回農業土木学会北海道支部講演会，43.10
宗 好秀，河合裕志，広瀬照光
- 2) 北海道の気象：財団法人気象協会北海道支部：第
13巻～第16巻
- 3) 気温は北海道開発局室蘭開発建設部，鶴川治水事
業所の測定による。
- 4) 札幌市（道々下手稲線）における断熱工法の凍上
防止試験：技術報告資料第8号，43.2，土質工学
会北海道支部，伊福部宗夫，関 信弘

粘性土盛土工における施工機械のトラフイ カビリティー判定方法に関する実験的考察

正員 小林 繁*
正員 佐々木 晴美**
正員 ○新庄 建***

ま え が き

土工工事の設計施工に当って重要な問題となるものの一つに施工機械のトラフイカビリティーをあげることができる。実際に土工、とくに盛土の施工にあたって、施工機械のトラフイカビリティーの確保ができなくなると、暫定土工など工事目的物の変更や、何らかの対策工法の実施が必要となり、工事の円滑な進捗を阻害することが多い。しかし、もし、工事着手前に施工機械のトラフイカビリティーの確保が困難であると判定できるならば、事前に充分な検討を加えて、適切な対策工法を決定することができ、土工工事の設計施工をより合理的なものとする事ができる。

したがって、ここでは主として室内試験から求められる土の工学的性質にもとづいて、事前にかつ比較的簡単にトラフイカビリティーを判定する方法について検討を行なったので、その結果についてのべる。

1. 現行のトラフイカビリティー 判定方法における問題点

一般に知られているトラフイカビリティーの判定方法には Bekker ならびに WES の方法がある^{1),2)}。前者については、施工機械の推進力および走行抵抗に関する各種の係数を知る必要があるが、これらを決定するためには多くの労力と時間を要し、実際の土工現場に応用することは難しい。これに対し、WES の方法では、底面積 3.23cm²のコーンを貫入させる時の抵抗値を、トラフイカビリティー判定の指標としており、したがって人力で簡単に測定でき、しかも、大規模な調査により、各種施工機械に対する車輻コーン指数などのデータが得られているので、同方法は実用的な方法として、我が国でも広く

用いられている。しかしレキの含有率が多い程、また活動度（塑性指数を粘土含有率で割った値）、が小さいほど、捲き出し時の土の同一コーン支持力³⁾に対するワダチ沈下量が、大きいことが報告されている。このことから、土のトラフイカビリティーはコーン支持力の外、レキまたは粘土の含有率、コンシステンシーなどによっても左右され、コーン支持力だけによってトラフイカビリティー⁴⁾を適格に判定することには無理があるものと思われる。

このように、現行のトラフイカビリティー判定方法には、土工工事に対する実用性、トラフイカビリティー判定指標としての土質常数の決め方などに問題があると考えられる。

2. 実験方法

実験に際しては、図一に示すような道内各地の国道改良工事箇所において、現場トラフイカビリティー試験を行なうとともに、それぞれの現場から試験用土を実験室に搬入し、各種の土質試験を実施した。

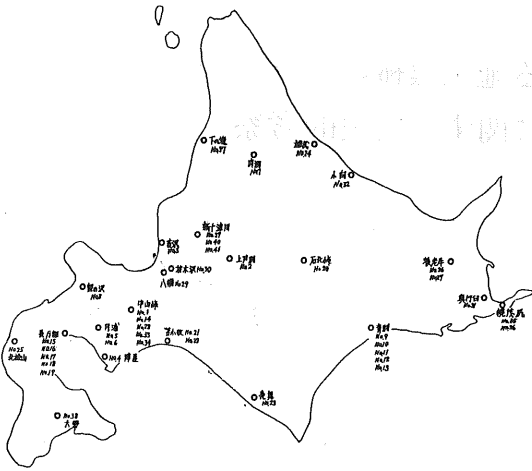
現場トラフイカビリティー試験においては、あらかじめ作成した試験盛土上に、ブルドーザーを走行させ、走行回数毎にワダチ沈下量と、ワダチ部分の単位体積重量、コーン支持力などの土質常数を測定し、ブルドーザーの走行回数の増加に伴うトラフイカビリティーの変化を調べた。

また、室内土質試験は JIS 規格にもとづいて行なったが、これらの具体的な実施要領は下記の通りである。なお、写真一は現場トラフイカビリティー試験の状況を示す。

(1) 現場トラフイカビリティー試験

イ) 試験場所：普通土の切土箇所程度の堅固さで、

* 北海道開発局土木試験所 土質研究室長
** // 副室長
*** // 土木試験所 土質研究室 研究員



図—1 トラフィカビリティー試験調査箇所



写真—1 現場トラフィカビリティー試験状況

かつ、平坦な地盤上。

- ロ) 試験盛土寸法：すりつけ区間を除き長さ20m、幅5m、巻き出し厚さ50cm程度、土量は約70~90 m^3 。
- ハ) 試験用盛土の作成方法：人力による敷き均しおよび成形。
- ニ) 施工機械：接地圧0.2~0.3 kg/cm^2 の湿地用ブルドーザー。ただし実際には接地圧0.5~0.8 kg/cm^2 の普通ブルドーザーを使用した現場もあるが、ここでは主として、通常、粘性土盛土工に使用される湿度用ブルドーザーの場合について検討する。
- ホ) 走行速度：通常の施工時における走行速度3~4 km/hr 。
- ヘ) ワダチ沈下量の測定法：ブルドーザーの通過以前の試験盛土の高さを基準とし、各通過回数ごとに試験盛土両側に設置したツイ頭を結んだ水糸から左右のワダチ深さをそれぞれ5点、計10点程度測定しその平均値を求めた。

ト) コーン支持力試験：ブルドーザーの各通過回数ごとに、WES型コーンによって、盛土表面から5cm間隔に約10点のコーン支持力を測定し、これらの平均値をもって、その地点のコーン支持力とした。

(2) 室内土質試験

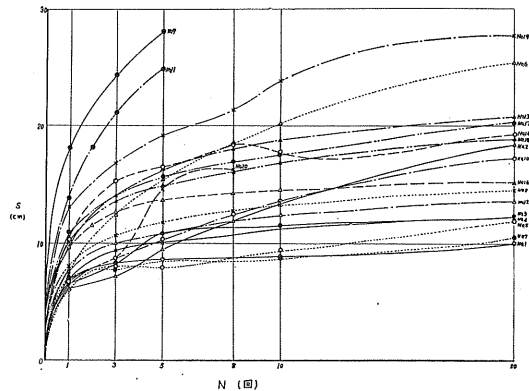
- イ) 土の物理的性質に関する試験：JIS A1202~1206—1970によった。
- ロ) 締固め試験：JIS A1210—1970の1・1aによった。
- ハ) 室内コーン支持力試験：自然含水状態の試料を直径15cmモールドに入れ、2.5 kg ランマー、落下高30cm、3層に分け各層80回突固め、したがって締固めエネルギー、5.6 kgcm/cm^3 によって、供試体を作成し、WES型コーンを用いて深さ5.0、7.5、10.0、12.5cmにおけるコーン支持力を測定し、その平均値をもって、その供試体のコーン支持力とした。

3. 実験結果および考察

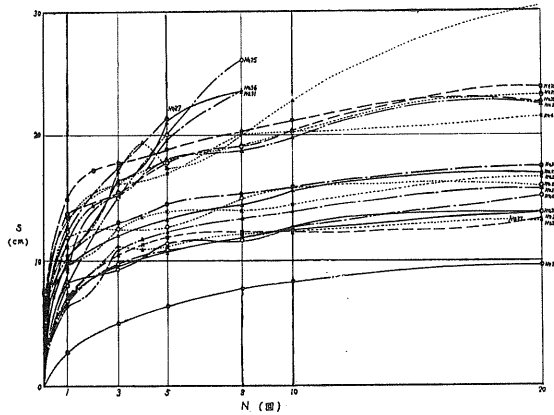
実験に用いた試料の土質試験結果は、表—1に示す通りである。同表に示すような工学的性質をもった各種の土を用いて行なった現場トラフィカビリティー試験により得られた結果のうち、通過回数とワダチ沈下量およびコーン支持力の関係を図—2および図—3に示す。

これら両図によると、通過回数とワダチ沈下量およびコーン支持力の間には、ほぼ双曲線の関係が認められる。

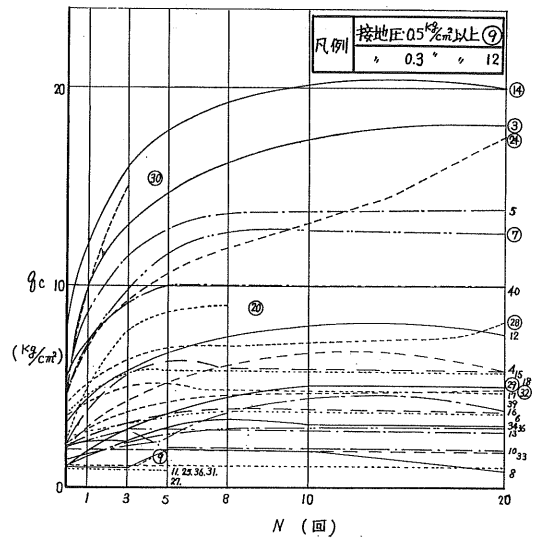
図—4は、通過回数 (N) とワダチ沈下量 (S) の間に双曲線式 $S = \frac{N}{a + bN}$ を想定し、各試料について、定数 a および b を求めるために作成したものの一例である。このような考えで求めた最終ワダチ沈下量 $S = 1/b$



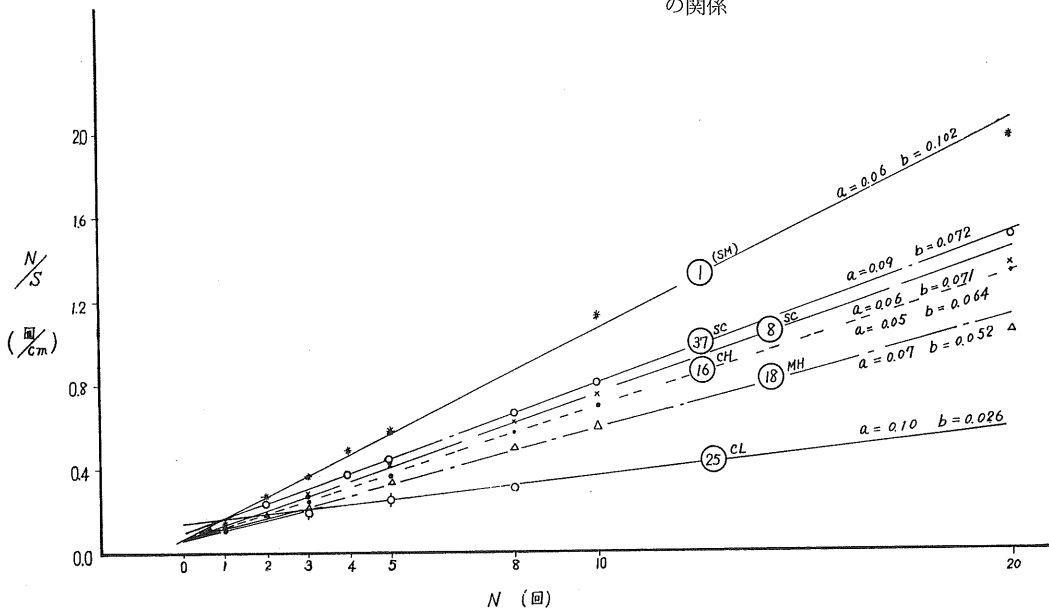
図—2(A) 通過回数(N)とワダチ沈下量(S)の関係



図一2(B) 通過回数(N)とワダチ沈下量(S)の関係



図一3 通過回数(N)と現場コーン支持力(qc)の関係

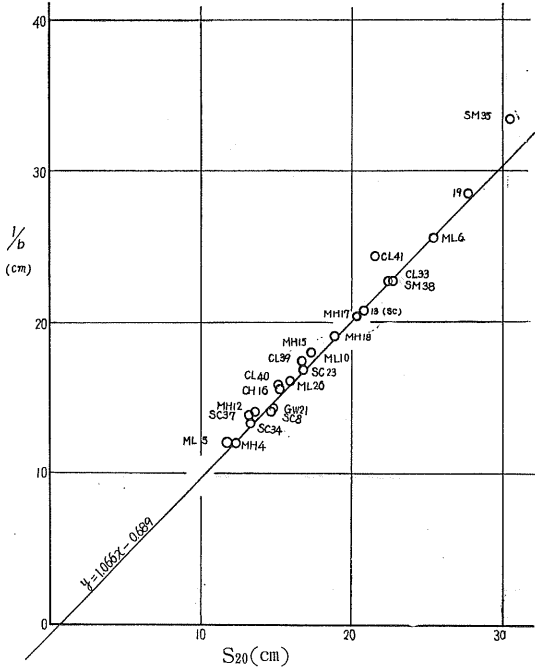


図一4 通過回数(N)と単位ワダチ沈下量当り通過回数(N/S)の関係例

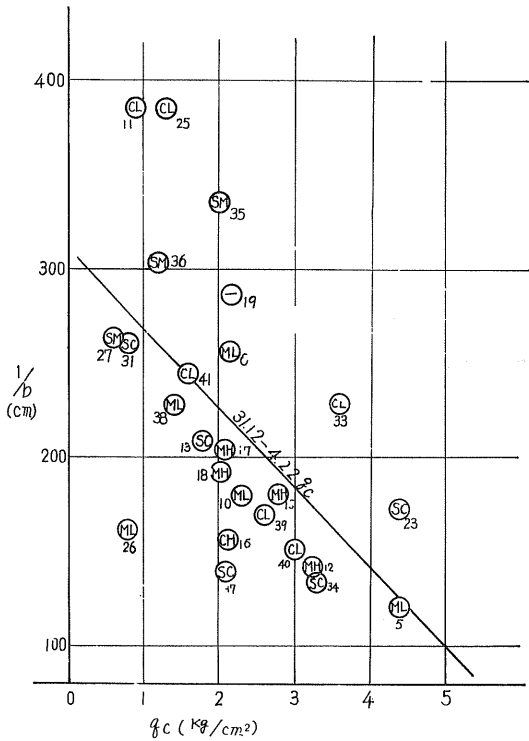
は通過回数が無限大に対応するものであるが、図一5から実際には、通過回数20回程度のワダチ沈下量とほぼ等しいことがわかる。したがって、以下の考察において、最終ワダチ沈下量は、接地圧0.2~0.3kg/cm²の湿地用ブルドーザーに対しては、通過回数20回に対するワダチ沈下量とみなしてよく、トラフィカビリティー判定の基準として1/bを用いても実用上問題はないと考えられる。図一6は、通過回数0回に対するコーン支持力と最終ワダチ沈下量の関係を示すものである。同図から、コーン

支持力が小さくなると、最終ワダチ沈下量が大きくなる傾向が容易に見出され、この実験結果の範囲内では、おおよそ直線的な関係が成立つように思われ、通過回数0回に対するコーン支持力も、トラフィカビリティー判定の指標の一つとすることができそうである。

しかし、コーン支持力が小さくなるにしたがって、データのバラツキが大きくなっており、この原因の一つとして、現場トラフィカビリティー試験を行なう際、軟弱な粘性土の場合ほど、試験盛土の均一性が劣ることが考



図—5 最終ワダチ沈下量(1/b)と通過回数20回時のワダチ沈下量(S20)の関係

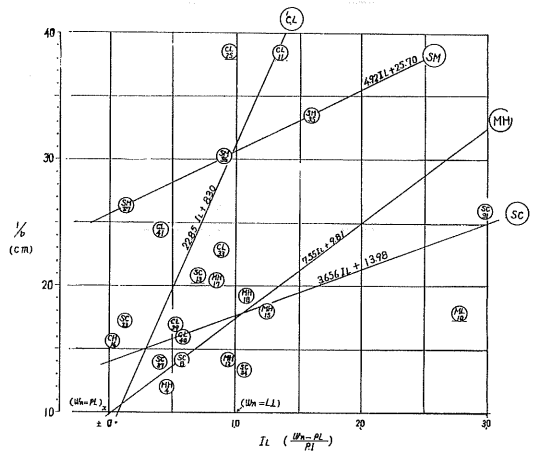


図—6 通過回数0回時の現場コーン支持力(q_c)と最終ワダチ沈下量(1/b)の関係

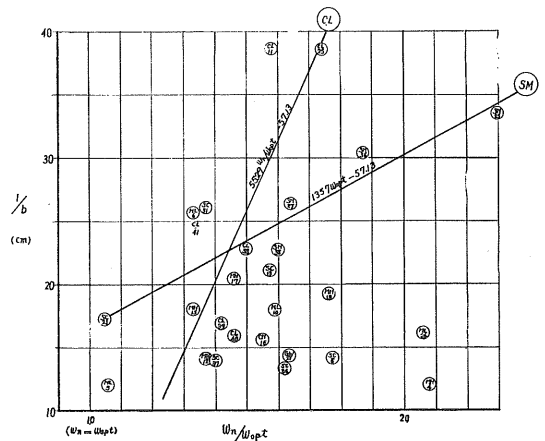
えられる。

コーン支持力以外の種々の土質常数と最終ワダチ沈下量の関係について検討した結果、液性指数 (I_L) および、自然含水比 (W_n) と最適含水比 (W_{opt}) の比率 (W_n/W_{opt}) が、土質ごとに最終ワダチ沈下量と比較的良好な関係にあることを見出した。図—7 および図—8 にその結果を示す。

図—7 によると SM , SC , CL , MH の各土質について液性指数の増加と共に最終ワダチ沈下量は増大する傾向が認められる。さらに個々の土質についてみると、まず CL では液性指数の増加に対する最終ワダチ沈下量の増加率は最も大きく、この増加率が最も小さいのは、 SC となっている。又、図—8 によると、自然含水



図—7 液性指数(I_L)と最終ワダチ沈下量(1/b)の関係



図—8 最適含水比に対する自然含水比の比率 (w_n/w_{opt}) と最終ワダチ沈下量 (1/b) との関係

比と最適含水比の比率と最終ワダチ沈下量の間には、 SM 、 CL の場合には、ほぼ直線な関係が認められるが、 SC 、 ML 、 MH についてはデータの数が少ないことに加えて、バラツキが大きいため特定の関係を認めることはできない。

また、この場合も図—8と同様に自然含水比と最適含水比の比率に対する最終ワダチ沈下量の増加の割合は、 CL の方が SM に比べて大きいことが認められる。

このように、今後若干の問題が残されてはいるが、液性指数および自然含水比と最適含水比の比率によるトラフイカビリティー判定の可能性をみだすとともに、ここに得られたデータも、トラフイカビリティーを判定

するための資料とすることができると思われる。

土工作业中における湿地用ブルドーザーの走行性が困難になるのは、一般には、トラニオンの下まで沈下した状態であり、その深さは、25~35cmのようである。このような数値の外に、実際の工事施工においてトラフイカビリティーの確保が困難となり、捨土された場合のワダチ沈下量についての調査結果を考慮して、総合的に検討した結果を表—2に示す。表—2に示したワダチ沈下量に等しい最終ワダチ沈下量に対して、これに対応する通過回数0回に対するコーン支持力、液性指数、自然含水比と最適含水比の比率を図—6、図—7、および図—8から各土質別に求め、表示したものが表—3である。同

表—2 ワダチ沈下量 (S) とトラフイカビリティー

項目	S	30cm以上	30cm未満~20cm	20cm未満
トラフイカビリティー		通常は作業不可	作業可~不可	通常は作業可多い

但し S は湿地用ブルドーザー（接地圧0.3 kg/cm²以下）基準

表—3 最終ワダチ沈下量 ($1/b$) と土質常数限界値

土質常数	土質 $1/b$	30cm	20cm	備 考
		q_c (kg/cm ²)		
	砂質土 ないし 粘質土	0.3	2.6	通過回数0回時のコーン支持力
I_L $(\frac{W_n - P_L}{PI})$	SM	0.89	-1.14	砂質土
	SC	4.37	1.65	砂質土
	CL	0.95	0.51	粘質土
	MH	2.67	1.35	シルト
$\frac{W_n}{W_{opt}}$	SM	1.98	1.24	砂質土
	SC	—	—	砂質土
	ML	—	—	シルト
	CL	1.58	1.40	粘質土
	MH	3.16	1.87	シルト

表に示した結果は、これらの図からもわかるように、バラツキの大きいデータから求めたものであるので、絶対的なものと考えすることはできないが、これらの土質常数を総合的に検討することにより、一応、湿地用ブルドーザーのトラフイカビリティーを判定することが出来るものと考えられる。

あ と が き

粘性土盛土工において、トラフイカビリティーが問題となる場合の終局的な施工機械は、接地圧0.3 kg/cm²程度以下の湿地用ブルドーザーと考えられる。したがってここでは、主として、土工工事着手以前に、現場から

の搬入試料について土質試験を行ない、その結果、得られる土質常数によって湿地用ブルドーザーにおけるトラフイカビリティーを判定する方法について検討し、一応の成果を得た。

しかし、一般に、この種の研究は、現場における手数のかかる実験をともなうので、計画的に多数の現場トラフイカビリティー試験を行ない多くのデータを得るのは困難である。ここでは過去数年間にわたるデータを収集したが、なお充分な検討を行なうにはデータが少なく、さらに土質常数についても、コンシステンシー限界の測定などに問題があり、数値のバラツキが多いことなどから決定的な結論を導くまでにはいたらなかった。今後

は、このような、土質常数の決定等に検討を加えると共にデータの収集もはかかって、より信頼度の高いトラフイカビリティー判定方法としたいと考えている。

参 考 文 献

1) 三木五三郎：トラフイカビリティーの判定法について，建設の機械化（第94号）p. 28 1957.12

- 2) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，p. 662
- 3) 建設省土木研究所：第18回建設省技術研究会報告（C 1.4）高含水粘性土盛土についてのトラフイカビリティーに関する研究（1964）
- 4) 沢田健吉：トラフイカビリティー（I）土木技術資料 Vol. 8. No. 4（1966）p. 12

北海道縦貫自動車道における施工管理の1例

森 山 享 治*
 ○藤 田 南 甫**
 渡 部 聡***
 高 橋 敏 雄****

1. まえがき

北海道縦貫自動車道（千歳～広島間）は、第四紀洪積層の低位段丘を通過するため、数種の火山砕屑物に遭遇した。

道路工事にあたり、これら火山砕屑物の土質工学的性質を追求し、その特性を明らかにすることは土工事の掘削及び盛土において最も大事なことのひとつであると考え

る。ところが火山砕屑物の性質はきわめて複雑であり、調査不充分的点から十分な施工管理を行ない得るには致らなかったが、現場における一工事の土工施工管理の一部を例として路体と路床について報告するものである。

2. 道路の概要

北海道縦貫自動車道（千歳～広島間）は、昭和41年7月1日付けをもって公布された「国道開発幹線自動車建設法」に基づき建設されるもので、函館～稚内間を結ぶ一連の高速道路となるものである。又、昭和47年2月に札幌にて開催される冬期オリンピックの関連事業でもある。

2-1 路線と構造

- (a) 区間及び延長…千歳市～札幌郡広島町 24km,
- (b) 車線数…全長4車線, オリンピック開催時点は2車線の完成をもって供用開始し, 引続き残りの2車線を完成する。
- (c) 総幅員…25.0m,
- (d) 設計速度…120km/hr,
- (e) 連絡等施設 インタチェンジ…3カ所, パーキングエリア…1カ所, バスストップ…4カ所,

2-2 構造設計基準

- * 日本道路公団副参事
- ** " 技師
- *** パンフィックコンサルタンツ技師
- **** " 技師

- (a) 最小曲線半径 2,700m
- (b) " 曲線長 840m
- (c) 最急縦断勾配 2%
- (d) 最急横断勾配 2%
- (e) 最小視距 450m
- (f) 舗装 アスファルトコンクリート舗装, 厚さ80cm

2-3 施工内容

- (a) 道路掘削土量 2,600,000m³
- (b) 捨土 " " 150,000m³
- (c) 客土 " " 380,000m³
- (d) 橋梁 10カ所
- (e) オーバーブリッジ 23カ所
- (f) ボックスカルバート 22カ所

2-4 標準横断

図-3-1 各部名称および図-3-2構成を参照

3. 盛土, 切土の路体, 路床構造

3-1 各部の名称および構成

- (1) 舗装は凍上抑制層(30cm)を含む全厚80cmと決定した。

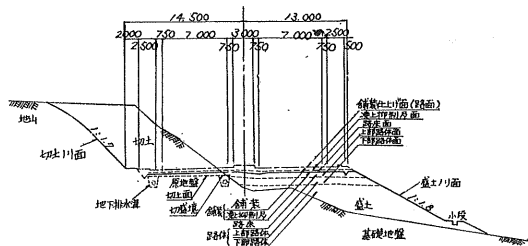
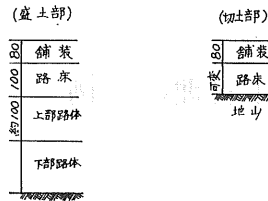


図-3-1 各部の名称



図—3—2 盛土部，切土部の構成

(2) 各部の構成のうち路床については層構造法により決定されるが本道路では凍上抑制層を上部路床とみなしうることから，その厚さを1mと決定し，下部路床の規定を適用した。

(3) 上部路体は路床の下，厚さ1mの部分のいい路床の締固めの基礎としての役割をもっている部分である。

3—2 路体路床の具備すべき性質（日本道路公団設計要領より抜粋）

路体に使用する材料に必要な性質および締固めは原則として次の通りとする。

(1) 下部路体

(a) 材料の性質

- 最大寸法 300mm
- 経済的に施工出来ればよく最大寸法以外に特に材料の規定はない。

(b) 締固め

- 土の突固め試験方法に定められた最大乾燥密度の90%以上を標準とする。
- 施工時の含水比……自然含水比
- 締固め後の一層の仕上り厚さは30cm以下，

(2) 上部路体

(a) 材料の性質

- 最大寸法 300mm以下。
- 仕様の締固めを行なった土の水浸 CBR 2.5 以上。

(b) 締固め

- 下部路体の仕様と同じ
- 施工時の含水比は，(a)の規定にしたがって締固めた土の水浸 CBR が 2.5 以上となる含水比。
- 締固め後の一層の仕上り厚さは30cm以下。

(3) 下部路床

(a) 材料の性質

- 最大寸法 150mm
- 4.76mmフルイ通過分の試料の中に占める74μフルイ通過分…50%以下。
- 420μフルイ通過分についての塑性指数…30以下。

- 仕様最小密度における水浸 CBR 5以上。

(b) 締固め

- CBR 試験方法の供試体作成に用いる突固め方法によって定められた最大乾燥密度の90%以上。
- 施工時の含水比は締固め度および修正 CBR 5 以上を得ることのできる含水比。
- 施工層厚
締固め後の一層の仕上り厚…20cm。

4. 施工管理試験の要領

（日本道路公団，高速自動車国道，施工管理試験要領より抜粋）

4—1 路体部の管理試験

(1) 適用範囲

路体部材料の含水比，締固め度の基準値，土粒子の比重を調べ，締固め作業に際して適正な含水比状態を確保し得るかを検討するとともに，規定された締固め度に均一に締固められているかを調べるために行なう。

(2) 試験項目及び試験方法

(a) 締固め度で管理する土質

- 土の含水量試験 KODAN A 1203
- 突固め試験 KODAN A 1210
- 現場における土の締固め度測定
KODAN A 1214(A)
- 土のコーン指数試験 KODAN 101

(b) 飽和度あるいは空気間隙率で管理する土質

- 土の含水量試験 KODAN A 1203
- 土粒子の比重試験 KODAN A 1202
- 現場における土の締固め度測定
KODAN A 1214(B)(C)
- 土のコーン指数試験 KODAN 101

(3) 試験頻度

(a) 下部路体材料

- 土の含水量試験

土取場の含水比は，作業区域の代表的試料とし当日の作業開始前に測定する。また，降雨終了後の施工開始時掘削中における地下水の滲出及び土の色調の変化などによって，含水比状態が変化すると視察により判断されるときは，監督員の指示に従って追加して行なう。

- 突固め試験及び土粒子の比重試験

同一とみなされる材料について20,000m²に対して1回とする。

- 現場における土の締固め度測定

同一とみなされる材料について2,000m²に対して1回とする。これは，平均幅40m×延長170m×

厚さ0.3m (約2,000m³) にほぼ1回にあたる。

○ コーン指数試験

a) 室内突固め試験 (KODAN A 1210) で作成された供試体

b) 現場現場密度測定カ所附近で、原則として1カ所2回とする。ただし、2回の値がいちじるしく異なった場合は、測定カ所を必ず追加する。

(b) 上部路体材料

下部路体材料に準ずる。

○ 突固め試験及び土粒子の比重試験

同一とみなされる材料について10,000m³に対して1回とする。

○ 現場における土の締固め度測定

同一とみなされる材料について1,000m³に対して1回とする。これは、平均幅30m×延長110m×厚さ0.3m (約1,000m³) にほぼ1回にわたる。

○ コーン指数試験

下部路材料に準ずる。

(4) 注意事項

(a) 締固め密度及び飽和度、空気間隙率、コーン指数を測定するカ所は原則として測定区域内で最も悪いと思われるカ所とする。

(b) 測定にあたっては、土工機械の運行に対する危険を考え、旗などを立てて試験中であることを表示することが望ましい。

4-2 路床部の管理試験

(1) 適用範囲

路床部材料の含水量、締固め度の基準値を調べ、締固め作業に際して適正な含水量状態を確保し得るかどうかを検討するため及び路床部が規定の締固め度に均一に締固められているかを調べるために行なう。ブルーフローリングの際に行なわれるタワミ測定試験もこれに含まれるものとする。

(2) 試験項目及び試験方法

- 土の含水量試験 KODAN A 1203
- 突固め試験 KODAN A 1211
- 現場における締固め度測定 KODAN A 1214(A)
- ブルーフローリング 共通仕様書 2-7-16
- タワミ測定試験 KODAN 102

(3) 試験頻度

試験頻度の標準値は次のとおりとする。

(a) 下部路床

- 土の含水量試験
下部路体に準ずる。

○ 突固め試験

同一とみなされる材料について5,000m³に対して1回とする。

○ 現場における土の締固め度測定

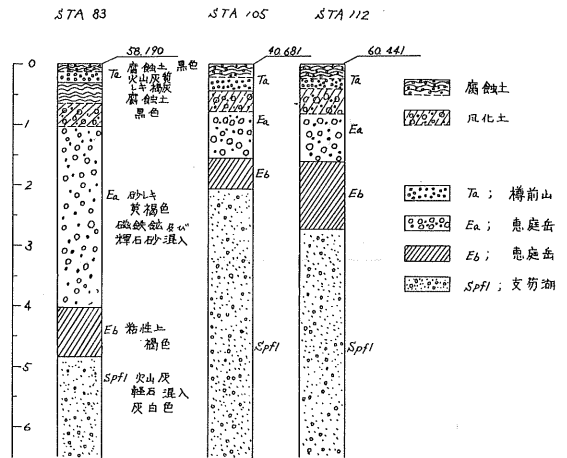
同一とみなされる材料について500m³に対して1回とする。これは、平均幅25m×延長100m×厚さ0.25m (約500m³) にほぼ1回にあたる。

5. 土質概要

5-1 土層の構成

北海道は我が国固有数の火山地帯であり、本道路の通過する千歳市～恵庭市付近においては、T層(樽前山)、E層(恵庭岳) S層(支笏火山)等、数種の火山砕屑物が推積している。

各層は土質工学的性質が極端な違いをみせていて、一般に比重及び最大乾燥密度が小さい。



図—5—1 土層の概要

5-2 各土層の性状

表—5—1は各土層について行なった材料試験結果を示すもので、表中の混合土は路体部工事の施工初期に試験した。

(1) E_a層について

黄褐色の軽石の間に輝石質と思われる黒色粗砂の混入した粒度の粗い砂礫層である。礫の大きさは50mm以下で、礫内部の隙間に水を含んでいるため、自然含水量が65～70%と非常に高い。2個をすり合せると簡単に液化し、流動状になる。

地山の乾燥密度が0.68g/cm³と非常に小さいことも特徴の一つといえよう。

(2) E_b層について

表-5-1 材料試験結果一覧表

昭和45年5月

項目	E_a 層	E_b 層	S 層	混合土	
自然含水比	72.4%	77.3%	36.4%	45~55%	
自然単位体積重量	1.17	1.36	1.24	—	
自然乾燥密度 r_d	0.68	0.74	0.90	—	
色調	黄粒状	茶ローム状	白灰粉状%	黄褐色	
(KODAN1210) 突固め r_{dmax}	0.815	1.145	1.070	1.020	
(") " W_{opt}	51.0%	44.9%	33.3	46.0%	
(KODAN1211) 突固め r_{dmax}	0.951	1.195	1.130	—	
(") " W_{opt}	35.0%	27.0%	32.0%	—	
LL	NP	67.5	NP	NP	
PL	NP	37.4	NP	NP	
PI	NP	30.1	NP	NP	
2.5kg 30cm	10回	7.5%	1.4%	4.2%	3.3
	25"	8.5%	0.6%	4.7%	6.4
	56"	14.7%	0.5%	9.9%	4.6
4.5kg 45cm	17"	10.1%	—	20.3%	—
	42"	19.0%	—	23.8%	—
	92"	21.7%	—	37.0%	—
比重	2.61	2.70	2.21	2.57	
三角座標	砂(礫)	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム	
統一分類	GW	CL	SW	SM	

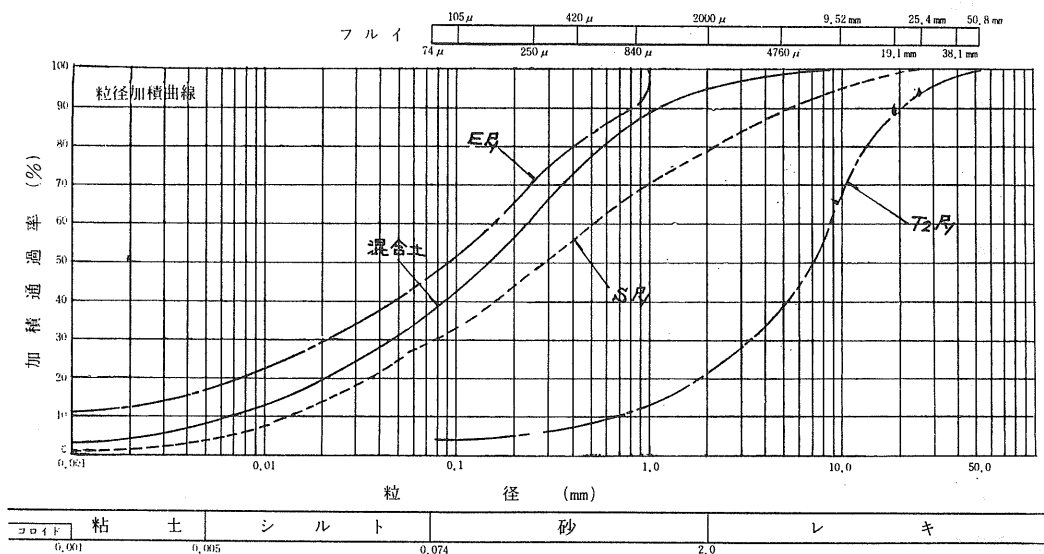
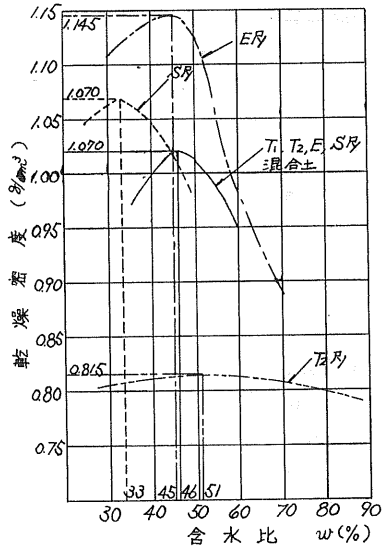


図-5-2 各層の粒度分布



図—5—3 各層の突固め曲線

褐色の砂質ロームで自然含水比が77%と高く、液性限界を約10%上廻る。又、 E_a および S 層に比べて比重および最大乾燥密度が高く、 CBR が小さい。

一般に、トラックのトラフィカビリティを確保できるコーン指数は(同一ワダチ個所で2~4回走行可能な値で) $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上といわれているが、本材料のコーン指数と一軸圧縮試験の結果は表5—2に示す通りである。したがって、本材料単独での施工にはかなりの困難が予想される。

(3) S 層について

図—5—2に示す通り、 E_a 層と E_b 層の中位いの粒度曲線をもつ赤味を帯びた灰白色の砂質土で、15~20%の軽石を含んでいる。又、自然含水比と最適含水比とが非常によく合致していることも特徴の一つであろう。

一般に、 S 層における突固め試験結果は極端にバラつき、スムーズな突固め曲線が得難いといわれているが、図—5—4はKODAN A 1210による56回突固めと、KODAN A 1211による92回突固めとを比較したもの

表—5—2 E_b 層のコーン指数と一軸圧縮試験結果

試験項目	乱さない試料(A)			※突固めた試料(B)			摘 要
	1	2	3	1	2	3	
q_u (kg/cm^2)	0.475	0.475	0.365	0.281	6.240	—	A試料 $w=68.1\%$, $r_a=0.73\text{g}/\text{cm}^3$ B試料 $w=66.2\%$, $r_a=0.95\text{g}/\text{cm}^3$
q_c (kg/cm^2)	6.0~9.0			0.83	1.12		" " "

※ CBR モールド、2.5 kgランマー使用、3層56回突固めによる。

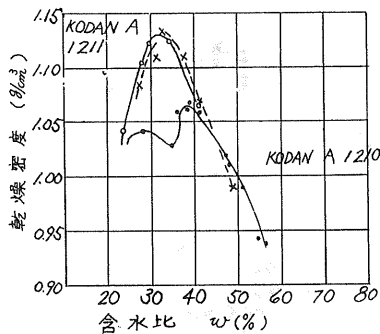
で、突固めエネルギーの大きい後者の方は非常にスムーズな曲線が得られた例である。

(4) 混合土について

混合土の仕様最小密度における水浸 CBR は3.8% (規定値2.5%以上)であり、 $N.P$ である。

混合土施工とした理由は、 E_a 、 E_b 層の自然含水比が高いため、トラフィカビリティの確保が困難であった。このため、切土および盛土現場における工事用道路の設置、掘削機種が制限されることによる掘削能力の低下、および敷均し転圧施工機械の能力低下等が考えられた。又、混合土の方がエロージョンによる法面崩壊に対する安定性、および植生工の生育の点で E_b 層以外の単独材より優れていることがあげられる。

一方、基準密度の変動および CBR 等強度的に劣ることになる、がしかし E_b および S 層の密度管理上の問題が解消され、完全なる密度管理ができると考えられた



図—5—4 S 層突固め曲線

ためである。

6. 現場における試験施工

恵庭岳噴出物 (Ea, Eb層) は材料試験結果からトライフカビリティの確保, および施工管理にかなりの困難が予想された。このため, 路体では自然含水比の低い T_n層, S層の掘削混合による試験施工を行なった。

一方, 路床としては支持力が大きいことと非凍上性であることから S層が適当とされていた。しかし, S層は一般的に突固め試験結果の“バラツキ”が大きいので最大乾燥密度の決定が困難であり, 又規定の現場密度に締固めることが困難であるといわれているので, 次の様な試験を行なった。

6-1 基準密度の決定

(1) 路体部における基準密度は, その掘削方法上, 各土層の堆積厚が直接密度の変化に影響すると考えら

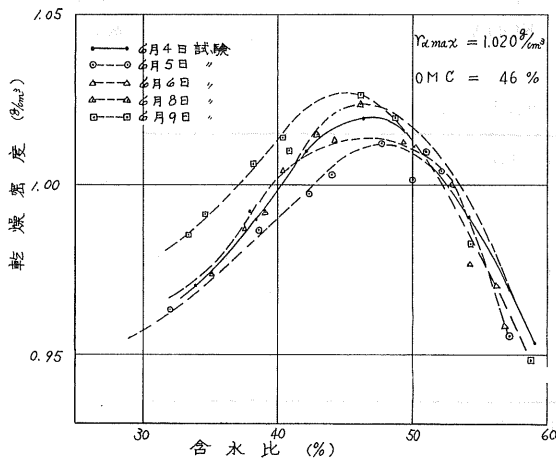


図-6-1 混合土の基準密度

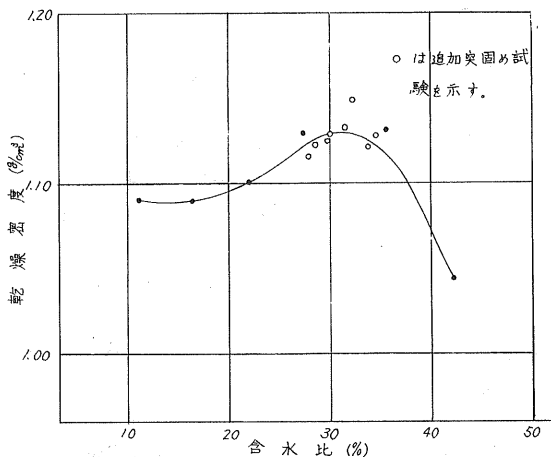


図-6-2 S層の基準密度

れたので, 施工初期において, 各層の混合割合による突固め試験を行なった。(図-6-1)

(2) 路床部における基準密度は, 前述の問題に対処しあらかじめ行なわれた突固め試験の最適含水比と予測される付近において数点追加し, 図-6-2に示すような方法で決定した。

6-2 モデル施工について

本格的工事の初期に施工方法の検討のために次の要領で路体, 路床のモデル施工を行なった。

(1) モデル施工の内容

(a) モデル施工の目的

- 施工方式の決定 (転圧機種)
- 転圧回数決定
- まき出し厚さの決定
- 施工管理方式の決定
- 材料の検討 (路床)

(b) 実施場所および時期

一番早く施工に着手した盛土部で3層~4層立ち上った時に行なうのが, 適当とされているので, 次のように決定した。

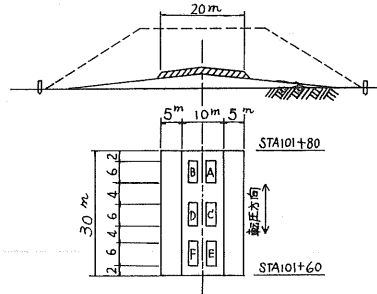
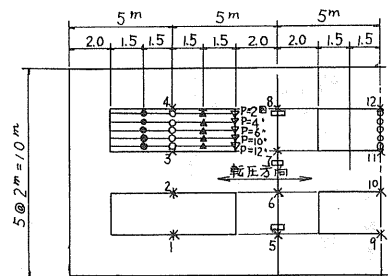


図-6-3 テストヤード略図



- * 厚厚測定位置 ----- 測定ヤマト 20ヤマト
- 締固め度 ----- " 6 "
- 現場CBR ----- " 4 "
- ▽ 土研式貫入試験機 ----- " 4 "
- ▲ ドラムテスト測定 ----- " 4 "
- タワミ測定位置 ----- " 6 "

*上記測定頻度は各転圧回数毎に行う。

図-6-4 測定位置詳細

- 実施場所：STA 101+40～+80
- 施工時期：昭和45年5月28日～30日

(c) モデル施工の規模

盛土の厚さ4層の仕上り面をテストベッドとし、その上に幅10m、長さ30mのテストヤードを2面設けた。

(図-6-1-3, 図-6-1-4)

(d) 掘削方法

混合土の掘削方法は19tブルドーザーで薄く削り取り、掘削勾配は25%とした。

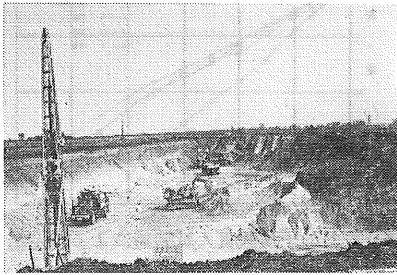


写真-1 混合土の掘削状況

(e) 盛土前にベットの均一性を知るため現場密度、およびドロップテスターの測定を行ない、試験結果の“バラツキ”に対処出来るよう配慮した。

盛土材の自然含水比は45～55%で目標まき出し厚さは約35cmとし、(路床の場合は23cmとした)、D-40P (13t湿地ブルドーザー)により(路床の場合はD80Aよった)敷均し、実際の施工に合わせて横断勾配4%とした。

(f) 転圧機種および転圧回数

路体における転圧機種は実際現場で使用されているD50A (13tブルドーザー)とD80A (19tブルドーザー)の2種とした。転圧回数はその機種の締固め効率を考慮しD50Aでは4, 8, 10, 14, 回とし、D80Aでは2, 4, 6, 10回とした。一方路床においてはD120A (23tブルドーザー)により、8, 12, 16回転圧とした。



写真-2 転圧試験状況

(2) モデル施工試験結果

この様に行なわれた試験結果を図-6-5に示す。

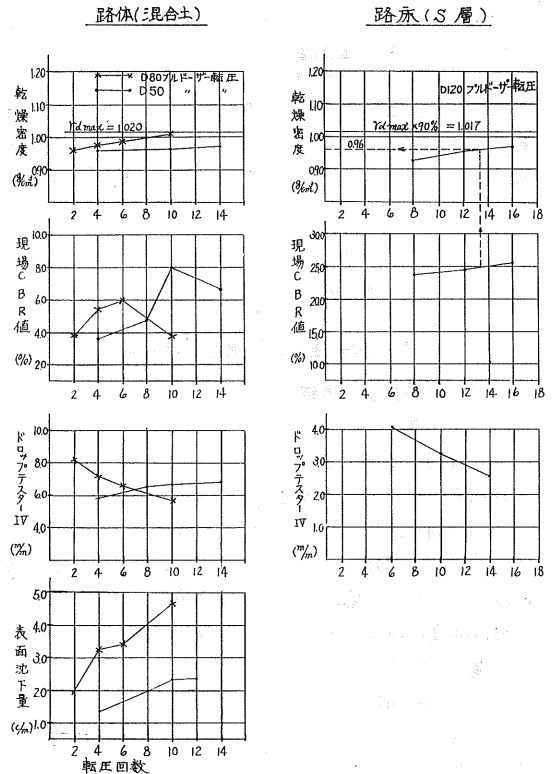


図-6-5 モデル施工試験結果

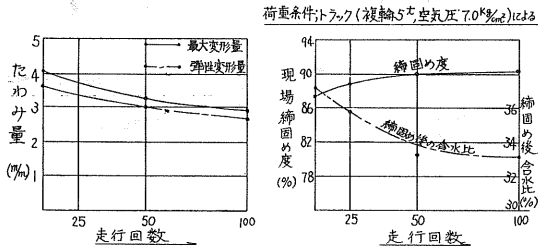
6-3 走行試験

走行試験は路床材料の長期安定性を短期間を知るために行なうもので、次のような方法で行なった。

- (1) 測定方法 トラックを用いて同一走行線上を100回走行させ、タワミをとる。トラックは複輪5t空気圧7kg/cm²のものを使用した。
- (2) 測定個数は同一走行面上4カ所とし、測定時期は10, 25, 50, 100回とする。各時期での測定点をずらさないように注意する。
- (3) 走行試験結果、走行試験の結果は図-6-6に示す通りである。



写真-3 走行試験状況



図—6—6 走行試験結果

7. 試験施工の結果および結論

7-1 結果および考察

(1) 路体部について

(a) 現場密度測定結果

締固め時における含水比は約52%あった。

当初予測した10回転圧における締固め度は、D80Aでは95~100%、D50Aでは91~97%といずれも規定締固め度を満足し、一応、この試験値は適当と考えられる。

締固め度のみから考えればD80Aの締固め効率が明らかに優っている。

(b) 現場 CBR 試験結果

D80Aでは転圧回数6回をピーク (CBR=6.0%) に支持力低下の傾向が見られる。

さらに、表—7—1の如く、CBR曲線における原点修正値が増加していることも考慮すれば、6回以降はオーバーコンパクションの現象と考えられる。

一方、D50Aでは10回転圧でピークを示し、CBRもD80Aに比較すると約2%増大していることから、転圧機種としてはD—50Aが適当と考えられる。

表—7—1 転圧回数と原点修正値の関係

転圧回数	2	4	6	8	10	14
D-80	1.5	0.9	2.7		7.5	
D-50		1.5		1.0	1.3	0.8

(c) ドロップステスターによる試験結果

ドロップステスターの試験値 (I_0) は貫入量で表わされているので I_0 の小さい程、支持力が大きい。

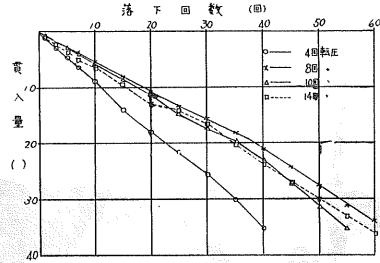
今回の試験では現場 CBR との関連性はつげがたく、測定地点における地表面の平坦性や混雑の状態等によっても大きく右左されるが、測定地点の整正のために表面のはぎ取りを行なったため、この厚さの大小にも多分に影響されると思われる。

(d) 土研式貫入試験結果

今回使用した土研式貫入試験器は、直径3cm、先開角度60°のコーンの上部に5kgの重錘が取付けられている

もので、50cmの自由落下に対するコーン貫入抵抗を測定するものである。

この試験結果は図—7—1のようにD50AがD80Aよりも若干優っている点では CBR と非常によく一致している。又、30cmまでの貫入抵抗は殆んど直線変化をしていることから層全体が均一に締固められていることが解る。



図—7—1 土研式貫入試験器による測定結果

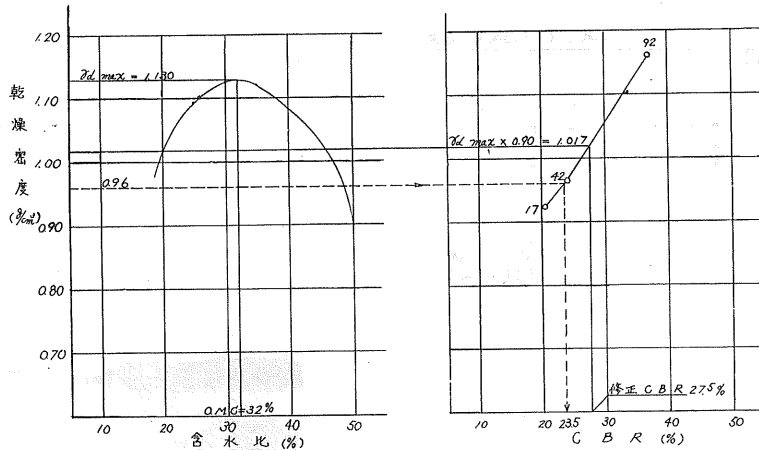
(2) 路床部について

(a) 路床材としてのS層の CBR 試験結果は図—7—2の通りである。これによればS層の修正 CBR は27.5%であり、CBR 曲線は突固め回数に比例し、直線の変化をしており、強度低下の傾向がないことから、路床材としては良質の材料であるといえよう。

ところが、転圧試験の結果D120による16回転圧でも、規定の締固め度が得られず、且つ図—6—5に示す走行試験の結果でも50回走行にて、かろうじて規定締固め度に達しているにすぎない。しかし、現場 CBR 25%に対する現場密度は約0.96kg/cm³で図—7—2の室内試験の結果によく一致することから、測定結果が正しいと考えられよう。



写真—4 ドロップテスター



図一7-2 C B R 曲線

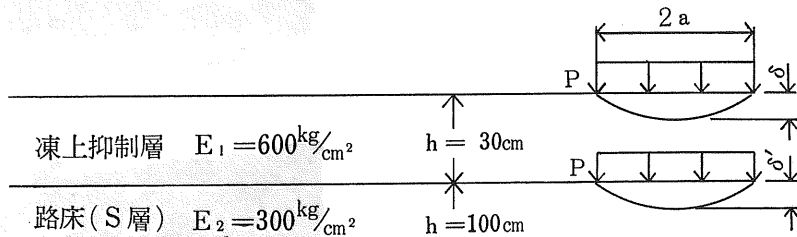
このような材料については密度管理の規定締め度を変更する（例えば90%を85%に）ことも考えられるが本工事では下記利点があるドロップテスターによることにした。以下その手順を示す。

- ドロップテスターの利点
 - a) 試験操作が非常に簡単である。
 - b) 試験結果の整理，計算等が不要である。
 - c) 試験結果が即座に解るため現場に対する判定を即決できる。

(b) ドロップテスターによる管理基準値の決定
モデル施工においてS層の変形係数を測定した結果（図一7-3）によれば，路床厚1.0mにおける変形係数は約300kg/cm²であった。

本道路の上部路床面（凍上抑制層）での最大タワミ量は5mmと決定されていることから，下記の計算によって，路床面での許容タワミ量を求め，上部路床面でのタワミ量も比較検討する。

① 条件及び仮定



② 凍上抑制層上のタワミ量の推定
バーミスターの二層構造・理論より

$$\delta = \frac{1.5 \times p \cdot a}{E_2} F_w \dots \dots \dots (1)$$

ここで δ : 沈下量

p : 接地圧 ($\div 7 \text{ kg/cm}^2$)

a : 載荷半径，

後輪 $T = 5 \text{ t}$ とすると， $T = \pi a^2 \cdot p$

$$\therefore a = \sqrt{\frac{T}{\pi p}} = \sqrt{\frac{5,000}{\pi \times 7}} = 15.1 \text{ cm}$$

E_1 : 上層の変形係数

E_2 : 下層の変形係数

F_w : 沈下係数 ※竹下春見「アスファルト系舗装の厚さの設計」土と基礎19巻，昭和

31年2月発刊より，

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{600}{300} = 2$$

$$h = \frac{h}{a} \cdot a = \frac{30}{15.1} \times a = 1.99 a$$

$$\therefore F_w = 0.68$$

$$\delta = 1.5 \times \frac{7 \times 15.1}{300} \times 0.68 = 0.36 \text{ cm} \rightarrow 3.6 \text{ mm}$$

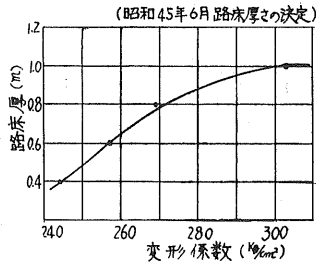
③ 路床上でのタワミ量

上式で $F_w = 1.0$ とおくと

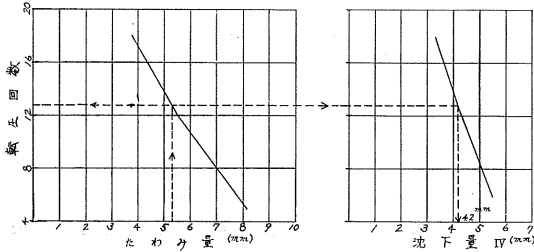
$$\delta = \frac{1.5 \times 7 \times 15.1}{300} = 0.53 \text{ cm} \rightarrow 5.3 \text{ mm}$$

これにより凍上抑制層規定タワミ量 $5 \text{ mm} > 3.6 \text{ mm}$ で安全であり，路床上でのドロップテスターの管理規準値は，図一7-4により， $I_o = 4.2 \text{ mm}$ を得る。

路床厚 (m)	CBR (%)	変形係数 ($\% \text{cm}^2$)
1.0	26.3	303
0.8	26.3	269
0.6	23.2	257
0.4	22.6	244



図一7-3 S層の路床厚と変形係数の関係



図一7-4 路床 IV の決定図

7-2 結 論

以上述べた試験結果をもとに、土工施工における指針的なものをまとめ、結論にかえる。

(1) 路体について

(a) 掘削方法は、極力混合土掘削につとめる。ブルドーザーによる掘削勾配は25%位がいい。

(b) 転圧機種はD50Aとする。

(c) 転圧回数は10回以上とする。

(d) 密度管理とし、その基準値は、盛土現場におろされた3ヶの山からサンプリングし、各々3本の突固め曲線を作成のうえ決定する。

(e) 一層毎のまき出し厚さは30~35cmとする。

(f) まき出し時のオペレーターの視標と検査のため、道路中心および左右路側に40~60m間隔にポールを設置する。

(g) 施工含水比は自然含水比で施工可能であるが E_a の E_b の混入率によって高含水比となった場合は、排水による圧密が予想されるので、極力湿気乾燥を行なう。

(h) 全般的に含水比が高いのでトラフィカビリティーの確保も決して容易ではないと考えられる。夏季乾燥期中に路体部施工を完了することが望ましい。

(i) 各層の仕上げ横断勾配は排水のため全線にわたり4%以上の路肩下り勾配とする。

(2) 路床について

(a) 転圧機種はD120Aとする。

(b) 転圧回数は13回程度、

(c) 施工管理はドロップステスターで行なう。

(d) ドロップステスターの基準値は4mmとし、1カ所で10個測定し、10個の平均値で判定する。

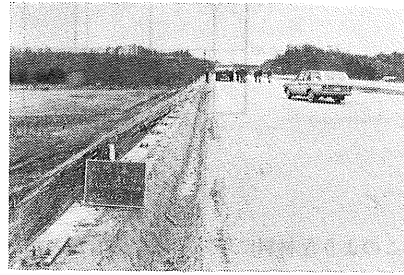
(e) 試験頻度は密度管理と同じ頻度とする。

(f) 撒出し厚さは23cmとし、一層毎の丁張を設ける。

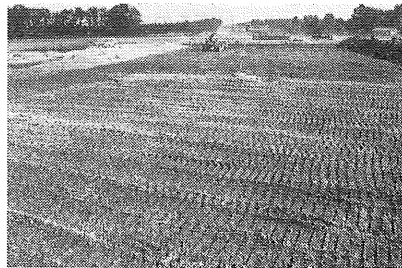
(g) 施工含水比は最適含水比より湿潤側とする。

(h) ブルーフローリングは最終仕上面で行ない。最大タワミ量は5mmを目標とする。

施工状況写真



写真一5 路床仕上面のブルーフローリング



写真一6 路体部転圧状況



写真一7 法面の転圧状況

あ と が き

以上北海道縦貫自動車道、恵庭付近における施工管理の一端を述べたが、樽前山、恵庭岳の降下堆積物を取扱う工事に何等かの参考となることを期待し、又、支笈火山降下堆積物に対するドロップステスターによる施工管理は土が一種で試料の数も少ないので決定的なものではないが、今後の強度的施工管理のしるべとなれば幸いである。最後に現場における試験、施工を担当された、大林組・菱中興業JVおよび間組・青木建設JVの職員に深く感謝する次第である。

大倉山ジャンプ競技場の設計上の諸問題

正員 芳賀保夫*
 " 〇菊地和夫**
 " 小西勉***

1. まえがき

大倉山ジャンプ競技場は'72札幌冬季オリンピック施設の一部として旧大倉ジャンツェの跡地に建設された90m級のジャンプ場である。設計の諸元は図-1および表-1に示すとおりである。

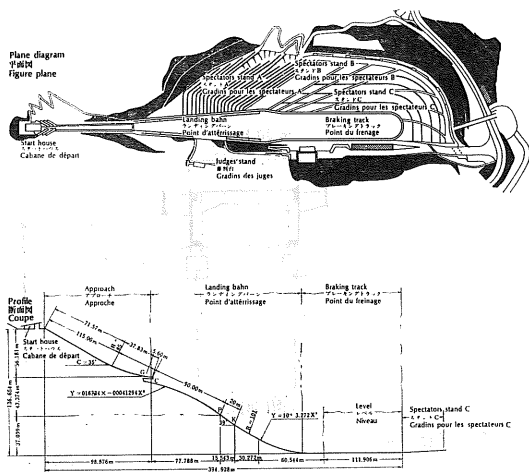


図-1

設計に先立ち7本のテストボーリングおよび敷地全域の電気探査を行なったところ、堅硬な集塊岩が地表近くに現われるものと予想されたので、構造物の基礎はすべてこの集塊岩に直接基礎で支持させるよう計画された。しかし実際に工事を開始したところ、集塊岩は地表近くで著しく風化しており、基礎工の大巾な設計変更が必要となった。このほか大規模な岩盤切取面の緑化工法や構内の除雪、なだれ防止など施工しながら解決して行かな

* 北海道開発局 営繕部営繕計画課 補佐
 ** " " 建築課 営繕監督官
 *** " " 営繕監督室 "

ければならない問題も多かった。これらの問題点とその解決法について報告し、諸兄のご参考に供したい。

2. アプローチ

当初アプローチは鉄筋コンクリート壁式構造布基礎で設計されていた。しかし根切りを開始したところ、基礎底面位置の岩盤の風化が著しく、上部構造および基礎工法の大巾な変更が必要となった。

追加ボーリングの結果では基礎底面位置のN値は30程度であり、これより砂質土と考えた際の内部摩擦角は35°程度と推定された。また掘削法面の安息角は35°~40°であり、風化層の一部には未風化の岩塊が転石状に残っていることも判明した。

アプローチの構造は図-2に示すように平均勾配35°の斜面に乗っており、設計地耐力は30t/m²(長期)であった。原設計では構造物の迂り出しおよび地耐力の点で危険があると判断されたので、未風化の岩盤に到達するボーリング杭に変更した。

上部構造を鉄骨造等の軽量なものに変更することも考えられたが、設計者のイメージを著しく害なうことになるため、鉄筋コンクリート造は変えずに、原設計の壁式構造をラーメン構造に変更して基礎杭の集約化をはかった。

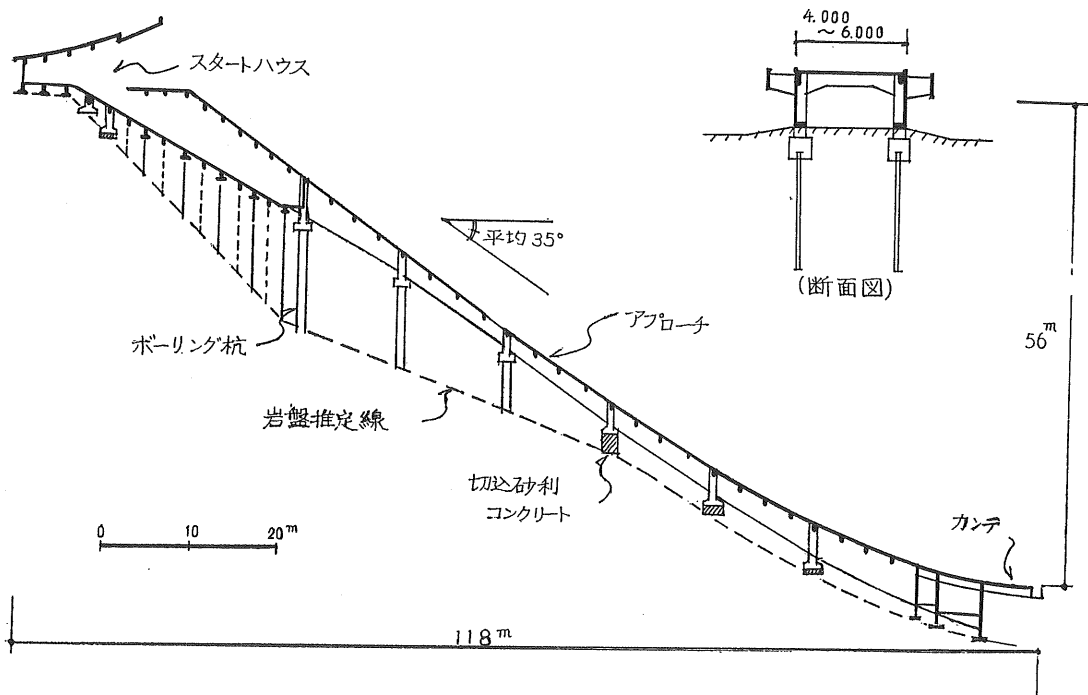
未風化岩塊を含む急斜面に施工可能な地業として深礎、H鋼杭、ボーリング杭が考えられ、表-2に示す比較検討の結果、ボーリング杭が採用された。

アプローチ両端のスタートハウスおよびカンテの部分は未風化の岩盤が浅い所に現われるので基礎下を手掘りにより岩盤面まで掘り下げ、切込砂利コンクリートを充填した。

ボーリング杭の詳細は図-3に、グラウトモルタルの

表—1 大倉山ジャンプ競技場設計諸元

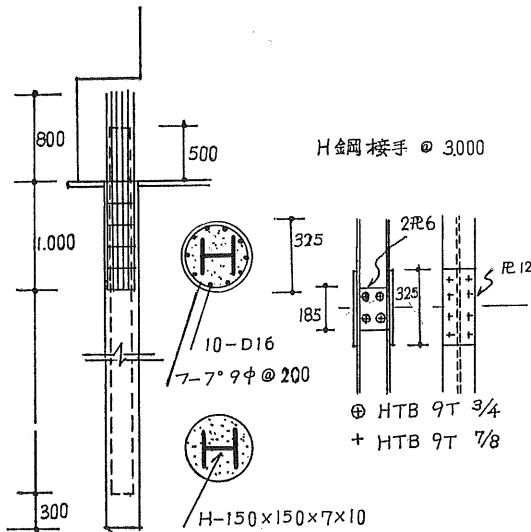
用途	90m級純ジャンプ競技
場所	札幌市宮の森1274
工事種目	1. 競技本体 アプローチ（鉄筋コンクリート造） ランディングバーン ブレーキングトラック 2. 附属施設 運営本部（鉄筋コンクリート造3階） ジャッジタワー（鉄筋コンクリート造） A.B.C.スタンド
収容人員	約50,000人
工事費	約5億円
工期	昭和44年3月～昭和45年12月
設計	坂倉準三建築研究所，北海道開発コンサルタント
監理	北海道開発局
施工	大成建設KKほか



図—2 アプローチ断面図

表一 2 アプローチの地業の比較検討結果

工 法	深 礎	H 鋼 杭	ボーリング杭	
工 費	2,500万円 2000φ	630万円 (H-300)	1,150万円 (325φ)	
H 期	120日	50日	110日	
施 工 機 械	手掘り	D-25	ボーリングマシン	
安 全 性	岩盤定着	完 全 ○	転石のため不安 ×	完 全 ○
	岩盤確認	可 能 ○	推定による △	可 能 ○
	水平抵抗力	特 に 大 ○	大 ○	大 ○
	そ の 他			岩盤のキレット補強の効果あり ○
施 工 性	傾 斜 地	偏土圧により掘削時崩壊のおそれあり △	垂直に貫入させることが困難 機械移動困難 ×	特に問題ない ○
	転石処理	巨大なものは爆破 △	転石に当れば打込不能 ×	打抜き容易 ○
判 定 順 (順 位)	2	3	1	



図一 3 アプローチボーリング杭詳細

調合等を表一 3 に示す。杭は全長をH鋼で補強し、さらに杭頭附近の曲げ応力の大きい部分は鉄筋で補強した。杭頭には偏土圧による水平力 4.9ton を加えて設計した。また杭先端は未風化の岩盤に50cm程度貫入させ、補強H鋼の継手は添板をあて高力ボルト締めとした。

杭の施工はボーリング完了後、H鋼および鉄筋を建込み、リードパイプにより孔中にモルタルを注入すること

によって完了する。岩の空隙やキレットにかなりの量のモルタルが流出したが、これは空隙やキレットを強化するのに役立つものと考えられる。しかし下方の地表面からモルタルが噴出するような大キレットの場合には、硬練りモルタルを投入して流出を止めた。注入に要したモルタルの量は杭体積の1.64倍であった。

3. A スタンド

原設計は図一 4 に示すとおり高さ最高75m、平均勾配40°の集塊岩の切取面に1段の高さが3~7mの小段を設け、間知ブロック(コンクリートブロックの一種)の擁壁を積んで切取面を保護すると共に、この小段の水平部分を観客席に利用するように考えられていた。

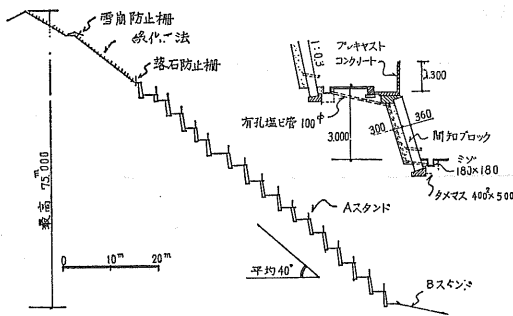
追加ボーリングおよび表層掘削の結果、上部約1/3は岩の風化が著しいために擁壁を取止め、勾配も安息角と考えられる35°程度にゆるくし、表面緑化工法に変更した。

このため減少したAスタンドの観客定員はBスタンド後部を増設して補った。

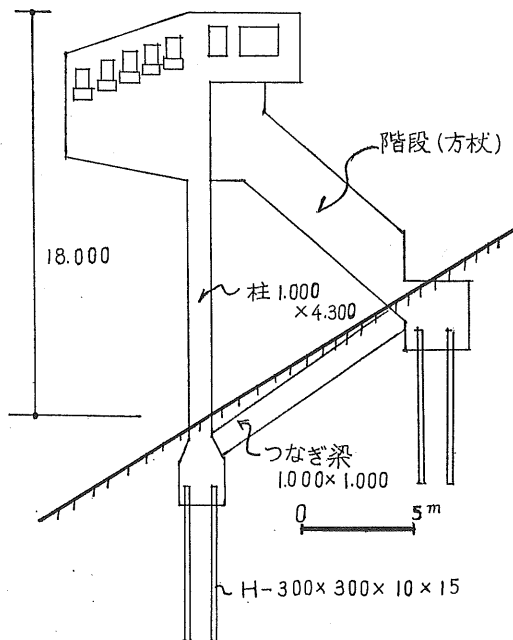
下部1/3は新鮮な岩盤が現われたため、斜面全体として見た場合には平均勾配40°でも送り出しの危険はないものと考えられる。しかし原設計では高さ7mに達する擁壁もあるので、各段の高さが3m以下となるよう割付けを変更し、宅地造成法に準拠して擁壁の断面および水抜孔等を決定した。

表—3 アプローチ、ボーリング杭の諸元

設計耐力(長期)	鉛直荷重 40 ton 水平荷重 4.9 ton
本数, 延長	本数 34本 延長 315m
施工日数	約 109日 約 2.9m/日
工事費	約 11,359,000円 約 36,000円/m
ボーリング機械	利根ボーリングマシン <i>THS</i> 形 1台
モルタル調合 (モルタル 1 m ³ 当り)	セメント 679kg/m ³ 砂(2%以下) 1,358kg/m ³ 混和剤 ポゾリスNo. 8 1350gr/m ³ アルミ粉 47gr/m ³ 水 285kg/m ³
モルタル強度	352kg/cm ² (4週強度平均)
モルタル圧入機	グラウトポンプ(利根) <i>NDH-100B</i> 1台



図—4 Aスタンド断面図



図—5 審判台構造図

Aスタンドの各小段の擁壁の足下には排水溝を設け、これに水抜孔の排水を集めた上、 $\frac{1}{60} \sim \frac{1}{400}$ の勾配を付けてブレーキトラックの側溝へ落すことにした。また残雪や土砂による閉そくのおそれがあるので、排水溝には約20m毎に溜ますを設け、溜ますから塩ビの有孔管で下段の排水溝へ接続した。

このほかAスタンドで問題となるのは雪の処理である。緑化工法を行なった上部の斜面には雪止めの柵を設け、観客席に降った雪は移動式のシュートでブレーキトラックまたはBスタンドに落すよう約30m毎にコンクリート製手すりに上げふたを設けた。

また観客席のコンクリート手すりの高さは原設計で1.1mであったが、除雪されずに残った雪が踏み固められて有効高さが減ることを考え1.3mに変更した。

4. ジャッジタワー

ジャッジタワーは高さ18mの鉄筋コンクリート造の塔であり、階段をかねて転倒防止の方杖が斜面の方向に設けられている。(図—5参照)

当初基礎は設計地耐力 $30t/m^2$ (長期) の独立基礎で設計されていたが、アプローチと同様に岩盤の風化が著しいためH鋼杭打ちに変更された。

H鋼杭が用いられた理由は、この場所にはあまり大きな未風化岩塊が存在しないこと、基礎底が水平で杭打機械の操作が容易なこと、および工期が他の工法より短くてすむためである。H鋼杭の諸元を表—4に示す。

5. 法面緑地工法

総量25万m³におよぶ切盛土を行なった結果生じた切土および盛土の法面は、土木試験所のアドバイスにより、緑化工法等により処理することになった。

表—4 ジャッジタワーH鋼杭の諸元

設計耐力 (長期)	35 ton
断面, 本数, 延長	H-300×300×10×15×18 24本 155m
施工日数	7日
打込機械	クローラークレーン(日立U106) デルマックリーダ(ℓ=15m) モンケン(1.5ton)
最終貫入量	S=0.0036m (平均値)
計算耐力	$Ra = \frac{WH}{5s + 0.1} = 40 \text{ t}$ H=3.0m W=1.5ton

特に問題となった軟岩切取面については昭和44年の夏に各種工法の比較試験施工を行ない決定した。

(イ) 盛土法面

開発局道路工事仕様書により野芝の張芝を行なった。切土中の岩塊は出来るだけ法面より下に沈め、表面には良土をまきたてるように努めた。施工面積は約10,000㎡であるが、枯死した部分はわずかであった。

(ロ) 盛土平坦部

Cスタンド、プレーキングトラック等の盛土平坦部分は、特許工法である東興式吹付工法を施工した。これはケンタッキー芝とホワイトクローバーの種子を交ぜ合わせたものに肥料と黒土を加えて圧さく空気と共に吹付け、その上にアスファルト乳剤を吹付けておさえるものである。施工面積は約14,000㎡であり、夏の間に施工したものの発芽は良好であるが、降雪まぎわに施工したものについては来春の発芽の具合を見て必要であれば手直しを行なうことにしている。

(ハ) 軟岩切取面

約40°～45°の急勾配の切取斜面に施工可能な工法としてSM式穴工法を採用した。この工法は斜面に9～18箇所/㎡に深さ、径約15cmの穴をあけ、この中にケンタッキー芝の種子と肥料をまき、その上に良質土をかぶせる。さらに法面全体にアスファルト乳剤を吹付けておさえるものである。施工面積は約14,000㎡であり、発芽の状態は良好であった。

6. 落石および雪崩防止

(イ) 落石防止網

岩切取面のうち、岩質が硬くSM穴工法でも緑化不可能な部分には落石防止網を施工した。施工したのは主に

運営本部の脊面であり、施工面積は約3,500㎡である。網は8# ビニール被覆鉄線を5.5cmに編んだものである。

(ロ) 落石防止柵

SM穴工法の緑化を行なった部分でも、法面が完全に芝でおおわれるまでの間、落石により人命の損なわれるおそれのある場所には落石防止柵を設けた。落石防止柵としては神鋼のH型鋼柵を採用した。設置した主な場所はAスタンドの上部法尻および運営本部周辺である。

(ハ) 雪崩防止柵

緑化工法だけでは雪崩の発生を防ぐことが困難で、かつ雪崩が人命に損傷を与えるおそれのある部分については、雪崩防止柵を設置した。工法は三英村上重工の雪崩防止柵を採用した。設置した場所はAスタンド上部法面の中央である。

7. わりに

本工事は着工後間もなく地盤の状態が設計条件と異なることが判明し、大規模な設計変更を余儀なくされた。また設計の際に時間の都合で十分に検討されないまま発注されてしまった除雪の問題などを、施工しながら解決して行く必要があった。

幸い関係各位のご指導、ご協力を賜わり、工事は無事に期限内に完成することができたが、この工事を通じて得た設計上の教訓は次のとおりである。

1. 十分な事前調査
2. 北国の気候の配慮
3. 維持管理, 事後利用の考慮

紙面の都合で設計の概要を報告するだけになってしまったが、何かのお役に立てば幸いである。おわりに関係各位に深く感謝の意を表するものである。

昭和44年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

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	酒 井 良 男
〃	開発局土木試験所長	古 谷 浩 三
〃	道立寒地建築研究所長	四王天 政 信
〃	北海道電力(株)土木部長	小 池 竜 夫
〃	札幌鉄道管理局施設部長	宮 原 和 雄
〃	北海道開発コンサルタント(株)取締役	佐々木 敏 雄

選考経過

昭和45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、同選考要領、により慎重審議した結果、つぎの2編を受賞論文として選考した。

論文名：厚岸大橋基礎鋼管くいの載荷試験について

著 者：小山義之，笠原 正，須田 勲

受賞者：笠原 正

選考理由

橋梁基礎型式の決定に当っては、架橋位置の地形、土質条件、経済性等多くの条件を考えなければならない。これらを検討の結果、クイ基礎が採用された場合、まず第一に鉛直方向許容支持力の決定、土中における支持機構、クイ長さの決め方、打ち込み計画等が問題になる。

本論文は、厚岸大橋で行なったクイの載荷試験に関連して上記の事項を検討したものである。

まず、試験個所の土質状況をのべ4カ所のボーリング結果をまとめて、約65m厚の粘土層およびこれに近いものがあり、その下に基盤とみなされる泥岩が存在するものと認め、これにもとづいてクイの長さを計画したことをのべている。

つぎに打ち込み機械の選定について論じ、基盤貫入量を含めてクイ長を67mとした場合の極限支持力を静力学および動力学公式により推定し、これに対応できる機種を考えたが、結局は、工期および入手の難易などから D-40 ディーゼルハンマーを使用する事にきめたこと、および本載荷試験に用いた大径鋼管クイの場合、特に問題となる打ち込み時のクイ頭座屈についても検算し安全をたしかめている。しかし、実際の打ち込みの結果は、予定深さより15mほど浅い位置で打ち込み不可能となったことをのべ、打ち込み中特に目についたこととして周面粘着力の回復の早いこと、すなわち継手溶接などわずかの休止の前後でも貫入状況に非常な差のあることを観察している。

ついで行なわれた載荷試験の方針、装置についてのべ、当初に仮定したクイ1本当りの軸方向押込許容支持力、平時300t、地震時450tに対して600tまでしか載荷しなかった事情とその測定結果から極限支持力が900tをこすであろうことを推論している。

これらの載荷試験および貫入深が予定より浅くなかった場合についての静力学公式ならびに実際のクイ打条件による動力学公式によって許容支持力を比較した結果、静力学公式により摩擦グイと考える場合が最も少なく、平時200t、地震時270tとなり、クイ1本当り設計押込力は、平時123t、地震時230tであるから充分安全であると結論している。

さらに著者は、載荷試験の結果に検討を加えているが、たとえばワイヤーストレンゲージにより測定されたクイ応力より周面摩擦力と先端支持力の割合を求めて、その比率が約4:1となり、静力学公式において見られる比率と

は丁度逆になっていることを示している。これはマイヤーホッフの式の適用限界を示すものと思われる。また、各荷重段階における深さ方向のクイ周面摩擦力の分布を計算して、荷重の小なるうちはクイ頭における負担が大きく荷重の大きくなるにつれてクイ中央部に移ってくる傾向のあることを解析し、粘土層中の摩擦グイの支持機構に言及している。

最後に、クイ基礎の圧密沈下についてふれ、試験グイが基礎までの間に約10mの粘土層を残すこととなったため、仮りにすべてのクイがこの深さで止った場合を想定して計算し、最終沈下量を17mmとし、この程度の沈下であれば上部構造に対して支障のないことをたしかめている。以上、要するに著者はクイ基礎の設計において、組グイの解法、水平抵抗などについての解析はよく行なわれており、これらが重要なことは、一応認めながら、現場を担当する者にとってもっと基本的な重要性をもつものは、クイの長さの推定あるいは決定であることを強調し、これがためには土質条件、打ち込み機械、施工計画等の検討がより重要であるとしている。

近時ややもすれば華麗な数式と計算にもとづく土質工学的設計を多とする傾向のあるとき、著者が土そのものの検討を強調し、実際面から必要性に立脚して以上の論旨を展開したことは、土質工学の重要な一面に寄与するところが少なくないと考えられる。よって支部賞に値するものと認められる。

論文名：振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について

著者：北郷 繁，土岐祥介，鈴木輝之

受賞者：土岐祥介

選考理由

この論文は、乾燥砂の動的強度を振動三軸圧縮試験機を用いて実験的に研究し、変形、強度特性が、供試体の間ゲキ比、供試体に加えられる静的および動的荷重強度、あるいはその負荷方法とどのような関係にあるかを述べたものである。動荷重は、地震時に地中に発生する応力状態にできるかぎり近づけて加えるため、これまではほとんど行なわれていない。供試体内に発生するせん断応力の方向が正負に交番するような載荷方法がとられ、せん断波が地盤中を伝播するさいに発生する応力に近似させている。

このような載荷法によった場合、動荷重が破壊強度より小さいところでは、供試体は等方的に圧縮されることをみつけ、そのさいの間ゲキ比の変化の割合と、静、動荷重の関係を実験的にもとめた。この知見は、砂のしめ固め、あるいは、ゆるい飽和砂の液状化現象の解析に基本的データをあたるものと思われる。

動的せん断応力と、それに対応するせん断ヒズミの比を動的変形係数とすると、これは、砂の供試体を比較的高い振動数で自由振動させて求めた砂の動的弾性係数とはややことなるが、通常の三軸圧縮試験機を用いて静的くり返し載荷を行なって得た結果と良く一致しており、毎秒2サイクル程度の低い周波数で変化する外力を受ける乾燥砂の変形特性は、静的実験からも推定することができ、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1つの目安をあてた。砂のせん断抵抗角は、これまで専ら初期間ゲキ比の函数として研究が進められてきたが、この実験では、供試体破壊時の間ゲキ比が初期間ゲキ比より大幅に減少しており、静的試験を行なったさいには、両者がさほど違わないことと全く趣を異にしていることが指摘され、動的強度を静的強度と比較するさいの1つの問題点を見出した。そして、動的強度は、同一初期間ゲキ比の供試体では静的強度とほぼ等しいか、あるいは動的強度の方がわずかに大きい、破壊時の間ゲキ比で比較すると、その関係は逆になり、静的強度の方が大きくなることをみとめた。

これを要するに、この研究は、乾燥砂の動的変形および強度特性を振動三軸圧縮試験機を用いて実験し、さらにこの結果を静的試験と比較して両者の相関を求め、現在内外の研究者によってさかんに進められている地盤の動的性質に関する基礎的資料を得るとともに、今後の研究にいくつかの問題点を提示した。

よって、支部賞を受けるに値するものと認められる。

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 受賞者は、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、発表会后すみやかに（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、学術的なものと技術的なものとを区別をしない。
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11号編集委員 (順不同)

委員長	秋谷 元 (北 電)	委 員	土岐 祥 介 (北 大)
委員	伊藤 哲 夫 (")	"	芳賀 保 夫 (開 発 局)
"	梅田 安 治 (北 大)	"	藤村 成 夫 (寒 研)
"	上井 偉 誉 (開 発 局)	"	松尾 徹 郎 (開 発 局)
"	坂上 孝 幸 (北 海 学 園)	"	松田 豊 治 (道・土 木 部)
"	星川 信 喜 (鉄 公 団)	"	三田地 利 之 (北 大)
"	野村 弘 (札 市)	"	川上 忠 男 (日 本 道 路)
"	小山田 博 (北 電)	"	棚 辺 文 雄 (地 崎)
"	土志田 練 達 郎 (鹿 島)	"	北 川 光 雄 (開 発 コ ン サ ル)
"	佐々木 晴 美 (開 発 局)		

実 費 頒 価 600円

技術報告資料 第11号	
発行所	土質工学会北海道支部 札幌市南1条西2丁目 勤銀ビル5階 事務局 TEL (251) 7038 郵便番号 060 振替小樽 7106番
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) (811) 6161