

土中土圧計四種の作動に関する研究

SOME EXPERIMENTS ON PERFORMANCE OF FOUR-EARTH PRESSURE CELLS

松 沢 宏*・石 井 恒 久**

By Hiroshi Matsuzawa and Tsunehisa Ishii

1. まえがき

土圧計は重要である。Goldbeck が土圧計を開発してから 50 年になる。この間に土圧計に関する研究が国際会議や他の文献で数多く紹介されてきた。最近の土圧計に関する研究は、たとえば国際会議では 1961 年にパリで開かれた第 5 回国際土質力学基礎工学会議が最高潮であった。その後の国際会議では研究課題が野外計測に移ったために、土圧計に関する報告はみられなくなった。しかしながら、このことは必ずしも土圧計の重要性を否定したり多大の困難を伴う計器の開発・研究を断念したためではなく、むしろ優れた計器の開発が大きな前提になっていると考える。この意味において、土圧計の研究、開発の重要性はますます増してきている。現に、計器に関する研究は依然として各所で行なわれ^{2)~4)}、筆者らの土圧研究施設においても、計器の開発に関する研究は継続して行なわれている。

土圧計に関して最も重要なものは計器の作動状態である。最近になってようやく土圧計測に影響をおよぼす要素や計器の検定の方法がわかりかけてきた。土圧計は述べるまでもなく、土の応力を計るものであるから、受圧板周辺の土の応力関係が問題になる。そのために、従来から受圧板の研究が盛んに行なわれ、今日では受圧板周辺の土中応力を極端に乱すことなく円滑に変化させといわれているダイアフレーム型の土圧計が主流をなし、ピストン型の計器は廃棄してきた。また、あらゆる土圧計測に供することができる万能な土圧計は存在しないといわれるが⁵⁾、静的と同時に動的な土圧を計測できるような計器であればきわめて好ましいことである。このために、土中土圧計はできるだけ軽量なものを使用するという方向にむかっている。さらに、幾多の経験を経て土

圧計の作動方式として受圧板の変位量を拡大し、かつ計器に確実性と安定性をもたらすことができる間接作動型の長所がしだいに認められてきた。

土圧研究施設ではこのような条件を満足させた土圧計を試作した。しかしながら、これらの条件を満たすことによって土圧計が備えている問題点がすべて解決されたわけではない。試作した計器の問題点をあげれば、まず第一に受圧板の厚さが薄いために受圧板が実用に耐えられるかどうかということが懸念された。これに関しては受圧板に補強板を取付けることによってある程度の解決をみるとができると考えられた。第 2 の問題点として土中土圧計として使用する場合の計器への応力集中である。これらの問題点を徹底的に研究することが強く望まれた。

そこで、形状や大きさ、および受圧板の剛性が異なった 4 つの土中土圧計をさらに試作して、これらが土中においてどのような作動を示すかの研究を行なった。その結果、精巧に作られた計器は土中においてある法則に沿って作動するということ、ならびに土圧計の作動に影響をおよぼす要素が定量的にわかってきた。すなわち、土圧計による計測誤差が土の密度、繰返し載荷回数、計器周辺の土中に生じている応力の大きさ、ならびに計器の硬さなどによってどのように変化するかということが定量的にわかってきた。

さらに、試作したこれらの計器によって、すぐれた作動を示す土中土圧計においても応力集中係数 (P_e/P_0) の値は土の密度によって大きく変化してわずか数パーセントから 25% 程度の大きな値にまで達することが確認された。

土圧計の応力集中係数に最も大きな影響を与える要素は土と計器との相対剛度 (E_s/E_g) であるが、これを定量的に調べるためにには土と計器 それぞれの変形係数 E_s と E_g を求めなくてはならない。土圧計の剛性 (E_g) に関する実験的研究は本研究が最初である。

* 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部附属土圧研究施設

** 正会員 工修 日本道路公団試験所企画室

2. 土圧計測に影響する因子と従来の研究

土圧計測に影響する因子として現在わかっていることは、計器の有効受圧板の可とう性、ならびに計器の硬さや形状、寸法などである¹⁾。

受圧板の可とう性が大きいと土を通して行なう土圧計への載荷、除荷の過程において、受圧板をおおっている土にアーチングが発生して計器のよみはループを描く。アメリカの Waterways Experiment Station (WES) はこのアーチングの影響を受けないために、計器の外径 D と受圧板中央のたわみ量 δ との比 (D/δ) の値は土中土圧計の場合 2000 以上を要すると結論している⁵⁾。同様のこととして、Trollope と Lee はアーチングの影響を受けることなく直線性のある検定線を描くためには受圧板の有効径 B と中央のたわみ量の比 (B/δ) の値が 2000 以上なくてはならないとのべている⁶⁾。彼らはまた、土を通して土圧計に載荷、除荷を繰り返して与えるときの除荷時に土圧計が残留指示値を示さないために、受圧板のたわみ量 δ は圧力 p の変化に対して以下に示す条件を満たすことが望ましいと明記している^{6), 11)}。

$$\frac{d\delta}{dp} \leq (1.0 \sim 2.0) \times 10^{-4} \text{cm/kg/cm}^2 \dots\dots\dots(1)$$

計器の硬さや形状ならびに寸法が土圧計測におよぼす影響としては、計器の周囲にある土に応力集中が発生して、計器に応力が集中し土圧計は土中の正しい圧力と異なった応力を計測することとしてよく知られている。これは土圧計の圧力に応答して圧力を計測する部分と計器のまわりの土の変形特性の差が原因していると考えられている。すなわち、土圧が作用したとき、受圧板とそれを含む土中の面との間に相対変位が生じて、これが応力集中を引き起こすと考えられている。市原らは土圧計を粘土中に埋設して検定を行ない、以下のことを見出した⁷⁾。すなわち、土圧計の受圧板を含む土中の面に作用する圧力(全応力)が一定であっても、粘土が圧密されると圧密の進行に伴って計器のよみはしだいに増加した。しかるに、非排水状態のもとでの載荷においては土圧計を据え付けたときから考へている時点までにその粘土が受けた圧密によって生じた計器のよみの増分量が維持され、その後に圧密を開始すると計器のよみの値はさらに増加した。このことはともなおさず、有効応力の変化に基づく土圧計の受圧板とそれを含む土中の面との間におこりうる相対変位の有無が応力集中に密接な関係を持っていることを裏付けるものである。

Tsitovitch と Baranov はピストン型の土中土圧計について応力集中による計測誤差に関する式を示した⁸⁾。

$$\frac{p_e}{p_0} = \frac{\frac{B}{D} \cdot \frac{E_g}{E_s} - 1}{1 + \frac{\pi(1-\nu_s^2)}{4} \cdot \frac{B}{H} \cdot \frac{E_g}{E_s}} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 p_0 は正しい土中圧力、 p_e は計測誤差であって、土圧計が計った圧力から正しい圧力を差引いた値、 D は土圧計の外径、 B は受圧板の有効径、 H は土圧計の厚さ、 E_g は土圧計の変形係数、 E_s と ν_s はそれぞれ土の変形係数とポアソン比である。

これに先立ち Taylor は応力集中に関する理論式^{9), 10)}を導びき、さらに E_g が E_s に比べてかなりに大きく、かつ H/D の値が小さい場合、土圧計の応力集中度 (p_e/p_0) と計器の寸法との関係が次式で与えられたとした。

$$\frac{p_e}{p_0} = C_A \frac{H'}{D} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 C_A は土圧計の作動係数と称し、土と計器との間の固有の値をとり、 H' は土圧計の厚さの半分である。

いま、式(2)を式(3)の形に整理すると、 C_A は次式で表わされる。

$$C_A = \frac{1 - \frac{D}{B} \cdot \frac{E_s}{E_g}}{\frac{H'}{B} \cdot \frac{E_s}{E_g} + \frac{\pi(1-\nu_s^2)}{8}}$$

$$= 2 \frac{1 - \frac{D}{B} \cdot \frac{E_s}{E_g}}{\frac{H}{B} \cdot \frac{E_s}{E_g} + \frac{\pi(1-\nu_s^2)}{4}} \dots\dots\dots(4.a)$$

$H/B \cdot E_s/E_g$ が無視できる大きさであれば、 C_A は次式で表わされる。

$$C_A = \frac{8}{\pi(1-\nu_s^2)} \left(1 - \frac{D}{B} \cdot \frac{E_s}{E_g} \right) \dots\dots\dots(4.b)$$

Taylor が開発した土圧計の作動係数は式(4.b)に相当するが、 $H/B \cdot E_s/E_g$ の値が無視できない場合の作動係数は式(4.a)で与えられる。

次に、土中土圧計の形状に関する問題として、Benkelman¹¹⁾ や WES⁵⁾ は計器の直径と厚さとの比と応力集中度との関係を調べたが、これらの研究を総括すると D/H は 5~10 以上あることが望ましい。また、Peattie と Sparrow¹²⁾ は Monfore の理論的研究^{12), 2)}をもとにして、土圧計の外径と有効径の比 D/B の値が 2.0 であれば応力集中度を軽減する効果があることを実験的に確かめた。

土圧計の検定は野外の土中における場合と同じ計器作動がえられる状態のもとで行なわなくてはならない。Trollope らは計器作動が野外の土中と同じ状態、すなわち受圧板上にアーチングが発生するに要する受圧板の土かぶり高さは受圧板有効径の 0.9 倍以上でなくてはならないことを理論的に導いている。また、市原と古川は検定土槽内の中詰砂中の各所に土圧計を据え付け、各据

付け位置において土圧計の検定を行ない、計器を検定土槽内の砂中に据え付けて検定を行なう場合、アーチ作用のみならず土圧計の応力集中が野外の土中と同じ状態になる位置で、しかも側壁摩擦の影響を受けない位置に計器を据え付けなくてはならないことを明確にした¹⁰⁾。これによると、検定土槽内で土圧計の応力集中度が一定になる最小の土かぶり高さ z_0 は次式で与えられる。

$$z_0 = 120 \frac{H'}{D} = 60 \frac{H}{D} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

3. Tsitovitch らによる応力集中式の説明

Tsitovitch と Baranov はまず壁面土圧計に関する計算誤差を説明するための式を求め、次にこの式を土中土圧計に適用する式に書き直した。

彼らは壁面土圧計に生じる計測誤差は土圧が作用したときにおこる壁面と土圧計前面との相対変位 s が原因すると考えた。いま、図-1 に示すように壁面に作用する

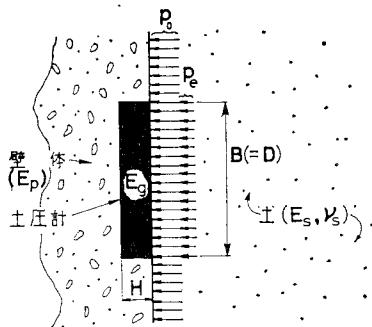


図-1 壁面土圧計への応力集中の説明図

正しい圧力を p_0 とし、土圧計に作用する圧力の平均値を $p_0 + p_e$ とすると、土圧計の計測誤差は p_e で代表されるから、彼らは p_e を次の方法で表現したようである。すなわち、土圧計の有効径 (B) に等しい直径をもった剛性円形板を土の表面に置き、その上に荷重を作用させたとき、上記の相対変位量 s に等しい沈下量を剛性板に与えるに要する荷重強度が p_e に等しいと考えたようである。

図-1 に示したように、土圧を計測しようとする壁の変形係数を E_p 、土圧計の変形係数を E_g 、 H を土圧計の高さとし、簡単のために土圧計の有効径 B が外径 D に等しいとする。壁面に沿って土圧計に接した部分の土と接していない部分の土の相対変位量 s は図-1 を参照して次式で与えられる。

土を弾性体と考えると、直徑 D の剛な円形載荷板に

p_e が作用したときに生じる載荷板の沈下量 s' は次式で与えられる¹⁴⁾。

ここに、 E_s と ν_s はそれぞれ土の変形係数とポアソン比である。 $s=s'$ とおくと、

$$\frac{p_e}{p_0} = \frac{\frac{E_g}{E_p} - 1}{\frac{\pi(1-\nu_s^2)}{4} \cdot \frac{D}{H} \cdot \frac{E_g}{E_s} + 1} \quad \dots\dots\dots (8)$$

がえられる。これが Tsitovitch らが求めた壁面土圧計への応力集中度を与える式⁸⁾である。この式で $E_p = E_s$ とおくと $B = D$ であるような土中土圧計の応力集中式になる。すなわち、

$$\frac{p_e}{p_0} = \frac{\frac{E_g}{E_s} - 1}{\frac{\pi(1-\nu^2)}{4} \cdot \frac{D}{H} \cdot \frac{E_g}{E_s} + 1} \dots\dots\dots (9)$$

これも Tsitovitch らが示した式である。一般に使用される土圧計のように、土圧計の受圧板周縁に剛なリブを持った土圧計の応力集中度は以下のようにして誘導される。すなわち、図-2 に示すように、土圧計の受圧板を

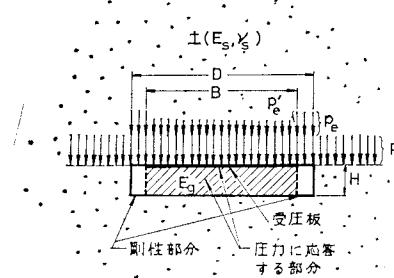


図-2 土中土圧計への応力集中の説明図

含む土中の面に作用する土圧を p_0 とし、土圧計の剛性部分（リブ）に作用する土圧を $p_e + p_{e'}$ 、土圧計の直径 B をもった円で囲まれた圧力応答部分に作用する土圧を $p_0 + p_e + p_{e'}$ とすると、土中の面に対する剛性部分の応力集中度は式（9）で $E_a = \infty$ とおくと、

剛性部分に対する圧力応答部分の応力集中度は式(8)で
 $E_p = \infty$ とおくと、

$$\frac{p_e'}{p_0 + p_e} = \frac{-1}{\frac{\pi(1 - \nu_s^2)}{4} \cdot \frac{B}{H} \cdot \frac{E_g}{E_{g_0}} + 1} \quad \dots (11)$$

圧力応答区間に作用する土圧が土中の面に作用する真の圧力 p_0 からの増分量は $p_e + p_e'$ であるから、応力集中度は式(10)と式(11)から、

$$\frac{p_e + p_{e'}}{p_0} = \frac{\frac{B}{D} \cdot \frac{E_g}{E_s} - 1}{\frac{\pi(1-\nu_s^2)}{4} \cdot \frac{B}{H} \cdot \frac{E_g}{E_s} + 1}$$

これは Tsitovitch らが示した式(2)にほかならない。なお、ここに述べた一連の誘導過程において、土圧計前面と壁面との相対変位の算出方法(式(6))は一軸圧縮状態という考え方に基づいているが、これに関しては多少の疑問が残されている。

4. 試作した土中土圧計

(1) 計器の概要

形状と大きさならびに硬さが異なるダイアフレーム型の偏平かつ軽量な土中土圧計を4種類試作した。形状は図-3(a)に示す皿型と(b)図に示す円板型の2種類である。以下、皿型のものを Type-I、円板型のものを Type-II と称する。写真-1に試作した土中土圧計の外観の一例を示す。4種類の土圧計の呼称および最大計測圧力、諸元等を表-1に示す。土圧計の呼称で I または II はそれぞれ土圧計の型を示し、あとに続く数字は受圧板の有効径の大きさ(単位は cm)をあらわしている。たとえば「I-15」と称する土圧計は形状が Type-I の

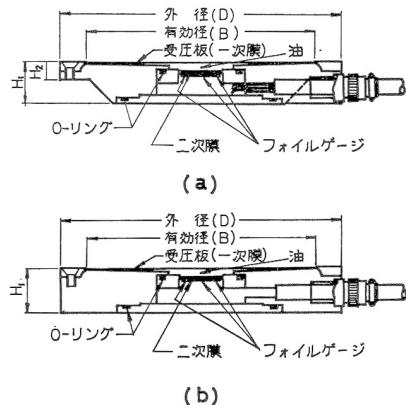


図-3 試作した土中土圧計の断面の一例

表-1 試作した土中土圧計の呼称と最大計測圧力ならびに諸元

型	呼称	重さ (kg)	最大計測圧力 (kg/cm ²)	外 径 D (cm)	有 効 径 B (cm)	厚 さ* (cm)			D/H ₁	D/H̄
						H ₁	H ₂	H̄		
Type-I (皿型)	I-15	3.4	3.0	19.0	15.0	2.3	1.1	1.67	8.27	11.4
	I-25	11.3	5.0	29.8	25.0	3.8	1.55	2.24	7.85	13.3
Type-II (円板型)	II-15	5.6	3.0	19.0	15.0	3.0	—	—	6.33	—
	II-15 補	6.1	3.0	19.0	15.0	3.0	—	—	6.33	—

* H₁, H₂ は図-3 を参照。H̄ は土圧計の平均厚さであって、これは直径が土圧計の外径 D に等しく、かつ体積が計器のそれに等しい円板の高さに相当している。

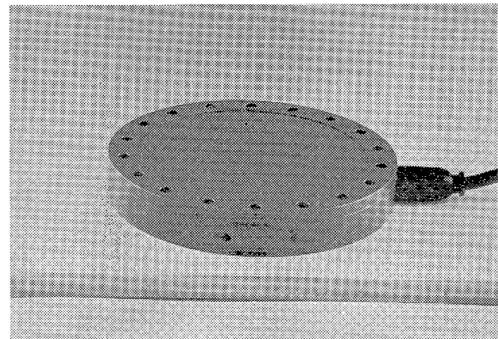


写真-1 試作した土中土圧計の一例 (土圧計: II-15)

もので、受圧板の有効径 B が 15 cm の土圧計を指す。また、「II-15 補」と称する土圧計は「II-15」の土圧計の受圧板に現場における酷使に耐えることができるよう厚さが 2.5 mm の金属製の補強板を取り付けたものである。このために、この土圧計の受圧板はダイアフレーム型とピストン型の中間的な作動をすると考えられる。このような補強板が土圧計測上どのように影響するかは「II-15」と「II-15 補」のそれぞれの土圧計の土中における作動の特性を比較することによって確かめることができる。

試作した土圧計はすべて電気計測系に属し、間接作動型の計器である。各計器ともに圧力に応答して土圧を計測する部分の構造は同一にしてある。図-3 に示してあるように、土圧を直接受ける受圧板を一次膜と称し、これは 0.2~0.3 mm の厚さの薄い金属板でできている。土圧計の内部には二次膜と称するもう一枚の膜が包蔵されていて、これが土圧を計測するための被計測膜である。各計器とも二次膜の直径は一次膜の有効径 B の 1/5 にしてある。一次膜と二次膜の間には油が封入されていて、一次膜が土圧を受けて計器の内側にたわむと、二次膜は油によって一次膜に比べて拡大されたたわみをおこす。このたわみによって生じた二次膜のひずみを二次膜の一方の面に貼りつけたフォイルゲージで計測するようになっている。

二次膜は特殊鋼の円板から削り出して作ってあり、二次膜の周縁部における固定の不備による測定誤差や故障

がおこることを避けている。

計器をこのような間接作動型にすることによって、一次膜の変位量を微小にすることができる。さらに土圧の作用を直接受ける一次膜の変形を油圧を通して二次膜で拡大して二次膜の変形を計測するために、きわめて安定した計器作動がえられる。

(2) 受圧板の変位量と計器の圧縮性

一次膜に等分布の圧力 p_0 が作用したとき、一次膜と二次膜の間にある油の圧力が p' になったとする。二次膜の半径を r_2 、厚さを t_2 、ヤング率とポアソン比をそれぞれ E_2 、 ν_2 とすると、二次膜に生じるたわみ δ_2 は次式で与えられる¹⁵⁾。

$$\delta_2 = \frac{3(1-\nu_2^2)(r_2^2-x^2)^2}{16 E_2 t_2^3} p' \quad \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 x は二次膜の中心から計った半径方向の距離である。このたわみによって、油が満たされている部分に生じる容積変化 ΔV_2 は式 (12) を $x=0$ から r_2 まで積分して、

$$\Delta V_2 = -\frac{\pi(1-\nu_2^2)r_2^6}{16 E_2 t_2^3} p' \quad \dots \dots \dots (13)$$

一方、一次膜のたわみにより生じる容積変化 ΔV_1 は同様にして

$$\Delta V_1 = -\frac{\pi(1-\nu_1^2)r_1^6}{16 E_1 t_1^3} (p_0 - p') \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここに、 r_1 、 t_1 はそれぞれ一次膜の半径と厚さ、 E_1 、 ν_1 はヤング率とポアソン比である。一次膜と二次膜の間に油の圧縮率を β とし、油が満たされている部分の初期の体積を V_0 とすると、

$$\Delta V_1 = \Delta V_2 + \beta V_0 p' \quad \dots \dots \dots (15)$$

であるから、式 (13) と式 (14) を式 (15) に代入して次の関係をうる。

$$\begin{aligned} \frac{p_0 - p'}{p'} &= \frac{E_1}{E_2} \cdot \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^6 \cdot \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^3 \\ &+ \frac{16 E_1}{\pi(1-\nu_1^2)} \cdot \frac{t_1^3}{r_1^6} \cdot \beta V_0 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (16)$$

これより、 p' と p_0 の関係を

$$p' = \alpha \cdot p_0 \quad \dots \dots \dots (17)$$

で表わすと、 $\beta = 6 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kg}$ として計算して求めた α の値は各計器ともにおおむね 1.0 とみなすことができる。したがって、一次膜のたわみによって生じる容積変化 ΔV_1 は式 (13) と式 (15) の p' を p_0 と書きかえて近似的に次式で与えられる。

$$\Delta V_1 = \Delta V_2 + \Delta V_0 = \left\{ \frac{\pi(1-\nu_2^2)r_2^6}{16 E_2 t_2^3} + \beta V_0 \right\} p_0 \quad \dots \dots \dots (18)$$

表-2 試作した土圧計受圧板の可とう性と計器の変形係数 (E_g)

土 圧 計	D/δ	$d\Delta/dp$ (cm/kg/cm ²)	E_g ((kg/cm ²)		
			$p_0=1.0 \text{ kg/cm}^2$	$p_0=2.0 \text{ kg/cm}^2$	$p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$
I-15	102 000	0.44×10^{-4}	427.5	634.5	862.5
I-25	58 000	0.86×10^{-4}	463.5	751.1	1 027.0
II-15	48 000	1.13×10^{-4}	455.9	754.7	1 071.0
II-15 補	≤ 48 000	≤ 1.13×10^{-4}	557.6	911.9	1 304.0

一次膜のたわみによる容積変化が上式で与えられるような場合、一次膜中央点のたわみ Δ は次式で与えられる。

$$\Delta = \frac{3}{\pi r_1^2} \left\{ \frac{\pi(1-\nu_2^2)r_2^6}{16 E_2 t_2^3} + \beta V_0 \right\} p_0 \quad \dots \dots \dots (19)$$

この式から求めた各計器の D/δ と $d\Delta/dp$ の値を表-2 に示す。なお、 D/δ においては式 (19) の p_0 に各計器の最大計測圧力を代入して求めた Δ の値を δ に代入し、 $d\Delta/dp$ は式 (19) の p_0 に 1.0 kg/cm^2 を代入して求めてある。この表に示した値から、試作した土圧計は土中においてアーチ作用の影響を受けなく、減圧時における残留指示値を示さないことが予想される。

次に筆者らは土圧計の圧縮性を調べるために、各土圧計に対して圧縮試験を行なって変形係数 E_g を求めた。圧縮試験は写真-2 に示すように万能試験機（アムスラ

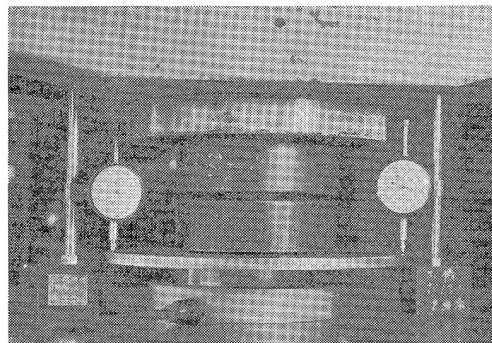


写真-2 圧縮試験の状況

ー）を使用して各計器の有効受圧面の部分だけに、直径が有効径よりも 1~2 mm 小さい円形の剛性板（鉄板）を介して載荷、除荷を行なった。この載・除荷の過程において、各載荷重に対する指示計のよみと受圧板に接している剛性板に取り付けた 2 個のダイアルゲージのよみをとった。これらのダイアルゲージのよみの値の平均値をもって受圧板の変位量とした。

圧縮試験において、受圧板に加えた単位面積当りの平均加圧力とこれに対応する指示計のよみとの関係を模式化したものが図-4 である。図には比較のために受圧板に水圧を加えたときの圧力と計器のよみの関係も示して

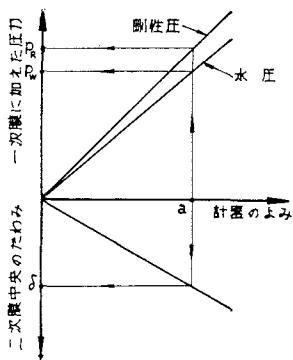


図-4 載荷方式による読みの比較の説明図

ある。図において、ある指示値 a をうるために要する圧力として剛性板による載荷の場合を p_R 、水圧による場合を p_w とすると、 p_R は p_w よりも幾分大きい値を示した。

土圧計が土中の圧力を計る場合、受圧板はたわみ性の荷重を受ける。このために、剛性板を通しての圧縮試験の結果をそのまま土圧計の応力とひずみの関係とすることはできない。しかしながら、図-4において p_R と p_w のそれぞれが受圧板に作用したとき、二次膜に生じる変形、したがって ΔV_2 の値は互いに等しいから、 ΔV_1 の値も両圧力において等しいはずである。すなわち、 p_R が作用したときに生じる一次膜の変位量は p_w によって生じる一次膜の各所における変位量の平均値に近似的に等しいとみなせる。

以上に述べたことから、土圧計に作用する圧力と受圧板の変位量の関係としては圧力として p_R が作用したときのよみと同一の指示値をうるに要する水圧 p_w をとり、受圧板の平均変位量として p_R が作用したときのダイアルゲージのよみから求めた値を採用した。土圧計 II-15 と II-15 拡を例に土圧計の応力～変形曲線を図示したものが図-5 である。図中の矢印は載荷、除荷の経路を示している。図示したように、土圧計の応力と変形の関係は非線形であって、しかも載荷、除荷の過程にお

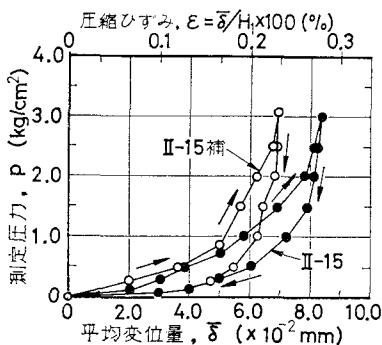


図-5 土圧計の圧縮試験結果の一例

いてループを描いている。このループは計測上の誤差による可能性もあるので、ある圧力が作用したときの変形量は載荷時と除荷時の変位量の平均値を求めて決定した。数回繰り返して行なった圧縮試験をもとにして求めた各計器の応力とひずみの関係を 図-6 に示す。 $p =$

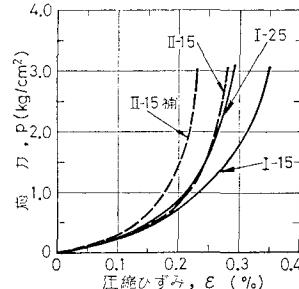


図-6 土圧計の応力-ひずみ曲線

1.0, 2.0, 3.0 kg/cm² に対応する図の各曲線上の点と原点を結んで求めた変形係数 E_g の値は表-2 に示してある。

5. 土圧計の検定

(1) 検定土槽¹⁰⁾

試作した各土圧計に対する水圧ならびに土を通しての加圧、減圧に応ずる応答特性を大型の検定土槽を用いて調べた。この土槽は 内径×深さ = 75 cm × 45 cm の円筒形をした軟鋼製のタンクと厚さが 3 cm の半球形のふたからできていて重さは約 500 kg である。図-7 に土

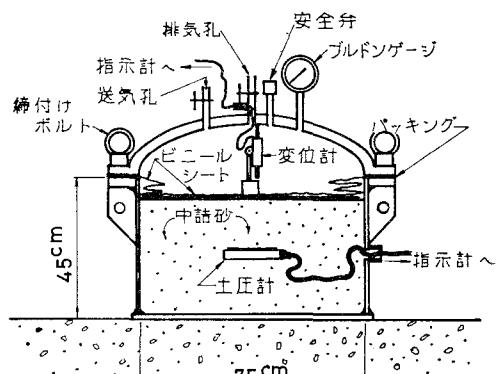


図-7 検定装置の概略

槽の断面と土槽内の中詰砂に土圧計を据え付けた状況を示す。なお、この土槽内の周縁部および底部付近において、側壁摩擦の影響が認められることならびに側壁摩擦の影響を受けない中詰砂層内の位置はすでに明確にされている¹⁰⁾。

(2) 検定に用いた砂

土圧計に砂を通して行なう加圧、減圧を行なうために使用した砂は矢作川砂である。この砂の比重は、 $G_s = 2.64$ 、有効径 $D_{10} = 0.085 \text{ mm}$ 、均等係数 $U_c = 5.7$ である。全実験を通してこの砂の含水比を 7 % 程度に保った。なお、この砂の最適含水比は約 14 % である。

(3) 検定方法

a) 水圧検定

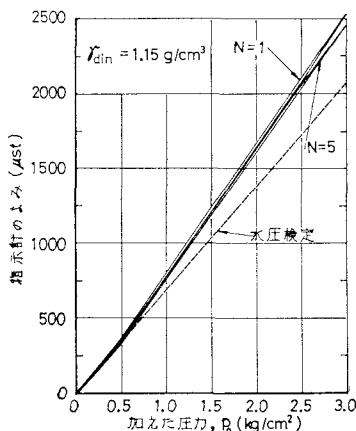
試作した 4 種類の土圧計の砂圧による検定を行なうに先立ち、各計器の水圧検定を行なった。計器に加える最大圧力は 3.0 kg/cm^2 とし、加圧、減圧の過程において、 0.5 kg/cm^2 ごとに指示計のよみを読んだ。結果は良好であり、すべての計器ともに直線性があり、加圧、減圧においてループを描かなかった。

b) 砂圧検定

土圧計に生じる応力集中やアーチングの影響は計器が据え付けられている土の硬さ（密度）も関係している。このために砂圧検定は土槽填充時における砂の単位体積重量を $\gamma_d = 1.30 \text{ g/cm}^3$ 前後から $\gamma_d = 1.63 \text{ g/cm}^3$ 程度までの範囲に変化させて数多く行なった。なお、これらの初期単位体積重量は相対密度でおおむね $D_r = 30 \sim 95\%$ の範囲に相当している。

この砂を検定土槽内に所定の単位体積重量がえられるように 10 層に分けて詰めた。中詰砂の層厚は土圧計 I-25 に対しては 45 cm、他は 35 cm とした。密な砂の検定では中詰砂を各層ごとにタコを用いて突き固めた。

土圧計は中詰砂填充中に受圧板の土かぶり高さが受圧板有効径 B の 0.9 倍となるような位置の土槽中央に受圧板を上向きにして水平に据え付けた。この土かぶり高さは式(5)で与えられる z_0 の値よりも大きい。砂を詰め



(a) 緩い砂

たのちに、砂層表面に厚さ 3 mm × 直径 74 cm のゴム板を敷き、さらにビニールシートを蛇腹状に折りたたんで作ったペローズをかぶせてからふたを閉じて土槽内を気密にした(図-7 参照)。この状態でビニールシートを介して中詰砂に空気圧を加えた。最大加圧力の大きさおよび加・減圧の過程における測定方法は水圧検定と同様にした。なお、1 回の計器据付けに対して、空気圧の加・減圧は 5 回繰り返して行なった。

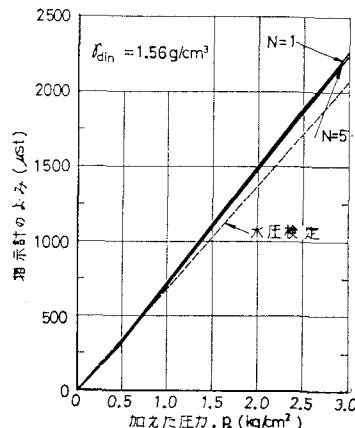
砂圧検定の一部では上述したビニールシート上の土槽中央に変位計を置いて、検定中における砂層表面とふたとの相対変位量を電気的に計測した。また、検定終了後に中詰砂表面の各所での沈下量を測定した。

なお、計器のゼロ点調整は計器据え付け直前に行ない、その後検定が終るまで計器調整を行なわなかった。

6. 結果と考察

(1) 検定曲線

試作した各計器の砂圧検定における上載圧 p_0 に応ずる計器のよみの関係の代表例を図-8～11 に示す。各図とも (a) 図は緩い砂、(b) 図は密な砂におけるものである。図中の N の値は空気圧の繰返し載荷回数である。いずれの図にも水圧検定線が破線で記入してある。これらの図から、試作した土圧計に対して砂を通して与えた空気圧の加・減圧によってえられた検定線はそれぞれ $p_0 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ を境にしてわずかに折れ曲った 2 本の直線で示されるが、かなりによい直線性があることがわかる。なお、これらの砂圧検定線に見られるわずかなループは実用上無視できる。ちなみに、これらのループの最大値は各計器の最大加圧力作用時におけるよみのわずか 1～2 % 程度である。



(b) 密な砂

図-8 緩い砂と密な砂の砂圧検定結果の比較 (その1) ——土圧計:I-15

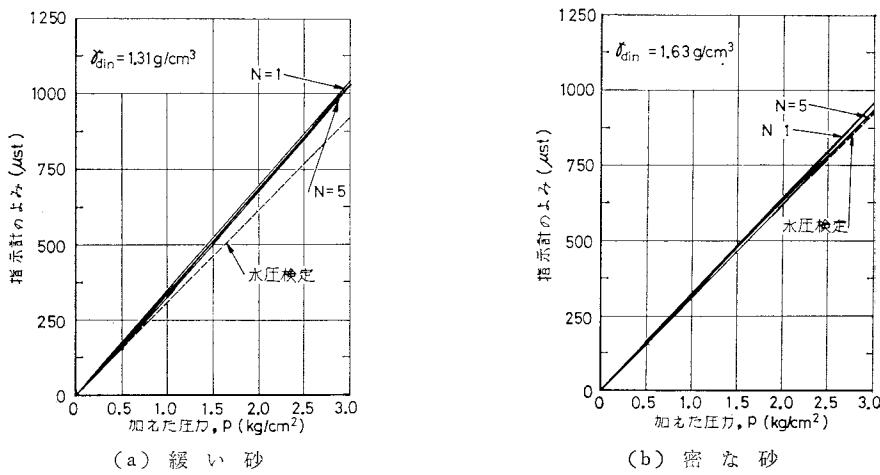


図-9 緩い砂と密な砂における砂圧検定結果の比較（その2）——土圧計：I-25

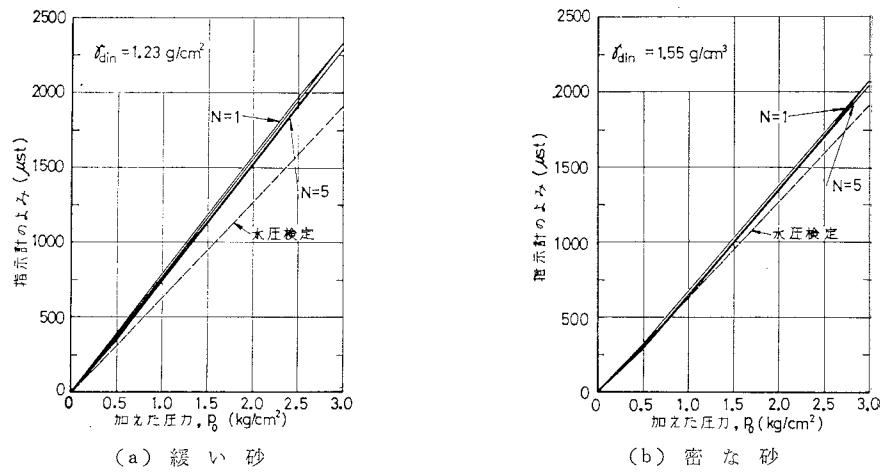


図-10 緩い砂と密な砂における砂圧検定結果の比較（その3）——土圧計：II-15

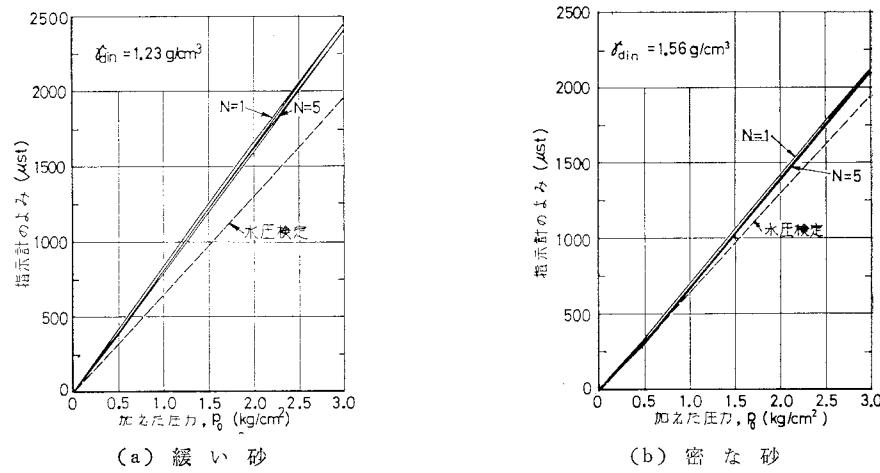


図-11 緩い砂と密な砂における砂圧検定結果の比較（その4）——土圧計：II-15補

各図において、水圧と砂圧による検定結果を比較すると、(a), (b)両図ともに検定を行なった繰返し載荷回数の範囲内で同一の作用圧力に対する計器のよみは砂圧による方が幾分大きい。すなわち、各計器ともに緩い砂で10~25%, 密な砂で数パーセント水圧検定値よりも大きな値を計測した。これが土圧計の計測誤差であって、この誤差は図-12に一例を示すように繰返し載荷回数

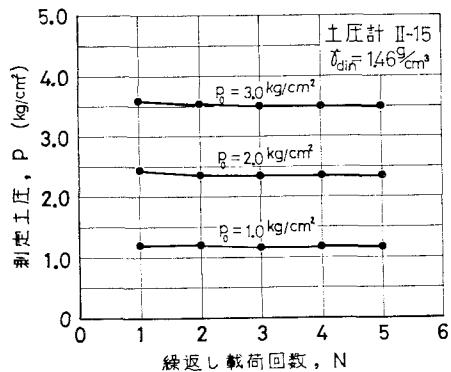


図-12 繰返し載荷回数に応じる測定土圧

N の値が5程度に近づくとほぼ一定の値になるようである。この図の縦軸の値は砂中における計器のよみを水圧検定線を用いて換算して求めた測定圧力である。

図-8~11 さらに注目すべきことは緩い砂、密な砂の両者において(とくに密な砂で)、上載圧が0にもどったときの計器のよみの値が計器を砂中に据え付けて、中詰砂を填充し終わったときのよみに合致したことである。

以上要するに、各計器は砂を通した加圧、減圧において加えた圧力よりも幾分大き目の値を計測するが、アーチングの影響を受けなく、しかも残留指示値を示さない直線性のあるきわめて安定した計測を行なう計器であるといえる。

(2) 中詰砂の沈下の様相

土圧計に生じる応力集中の特性を調べるために、検定に使用した砂の圧縮特性も知る必要がある。砂の圧縮特性を調べる方法はいろいろ考えられるが、ここでは土圧計が据え付けられている中詰砂の沈下の様相を計測してその圧縮特性を調べることにした。

砂圧検定中に土槽中央部の砂層表面に生じた沈下の推移の一例を図-13に示す。これは緩い中詰砂の例であるが、最初の載荷($N=1$)において上載圧 P_0 が増加しはじめるとき沈下量 s は12.5 mm程度になった。次に圧力 P_0 が減少しはじめるとき沈下は回復して $P_0=0$ になったときの残留沈下量は約10.5 mmであった。上載圧がふたた

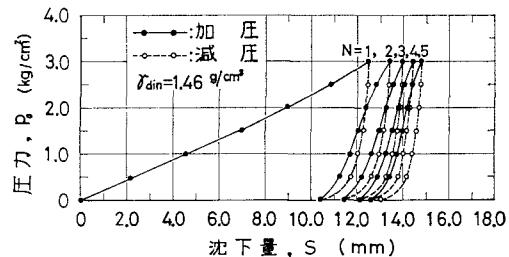


図-13 砂層表面の沈下の推移

び増加すると、すなわち $N=2$ の載荷段階になると、砂はふたたび沈下はじめて $P_0=3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のとき $s=13.5 \text{ mm}$ に達した。このように中詰砂に加圧、減圧を繰り返して加え、 $N=5$, $P_0=3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ における沈下量は約15 mmとなり、その後の減圧によって観察された土槽中央部における残留沈下量は約13 mmであった。

検定終了後における砂層表面はかなり一様に沈下していたが、土槽中央部よりも周縁部における沈下量の方が幾分小さい回転放物面状に沈下が生じていた。いま、中詰砂層表面の初期高さからの残留沈下が回転放物面状に分布するとみなして、砂層表面の各所における残留沈下量から平均の残留沈下量を求め、これを初期の層厚で除して求めた平均残留ひずみが図-14に示されている。

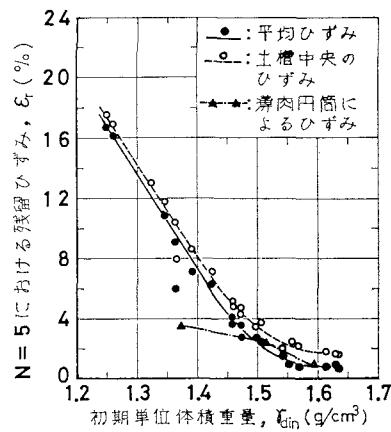


図-14 砂の密度に応じる残留圧縮ひずみ

図には土槽中央部における残留沈下量から求めた残留圧縮ひずみが比較のために示されている。この図によると、緩い砂では中央の残留ひずみと平均の残留ひずみに大差はない。しかしながら、密な中詰砂では平均の残留ひずみは中央部におけるよりもかなりに小である。これは土槽の側壁摩擦によると考えられる。

前述したように、土圧計は受圧板の土かぶり高さが $0.9B$ となる土中の水平面上の土槽の中心軸に据え付けてある。この埋設位置は中詰砂の厚さのほぼ中段に位置している。砂層表面の残留沈下は上述した通りであるが、土槽底面の近傍における土中の水平面は一様に沈下する

と考えられる。このために、土圧計が据え付けられている砂層のほぼ中段の水平面の沈下は中詰砂の上部と下部における沈下分布の中間的な様相を示すと推定される。したがって、中詰砂に生じた圧縮ひずみは土槽中心軸上の砂槽表面の沈下量からよりも砂層表面の平均沈下量から求めた値で代表させるのがより適切であると考える。

(3) 中詰砂のポアソン比と変形係数

土槽内の中詰砂は土槽の半径方向の変形が拘束された一次元的圧縮を受ける。中詰砂が均質・等方であってフックの法則が適用されるとすれば、応力とひずみの関係は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{1}{E_s} \{ \sigma_1 - \nu_s (\sigma_2 + \sigma_3) \} \\ \epsilon_2 = \epsilon_3 &= \frac{1}{E_s} \{ \sigma_2 - \nu_s (\sigma_3 + \sigma_1) \} = 0 \\ \sigma_2 &= \sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (20)$$

ここに、 ϵ_1 は中詰砂の鉛直方向の軸ひずみ、 ϵ_2 と ϵ_3 は同じく水平方向の軸ひずみ、 σ_1 は中詰砂の水平面に作用する垂直応力であって、 $\sigma_1 = p_0$ 、 σ_2 と σ_3 は半径方向の垂直応力である。式 (20) から E_s と ν_s は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} E_s &= \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} \left(1 - \frac{2\nu_s^2}{1-\nu_s} \right) \\ \nu_s &= \frac{K_0}{1+K_0}, \quad K_0 = \sigma_3/\sigma_1 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (21)$$

ここに、 K_0 は静止土圧係数である。したがって、中詰砂の E_s と ν_s の値は各 p_0 に対応する静止土圧係数の値がわかれば定まる。しかしながら、土圧計の受圧板が鉛直になるように中詰砂中に据え付けて p_0 に応ずる横方向土圧を計測して静止土圧係数の値を測定しても、このような場合における計測誤差に関してはまったく不明である。このために、以下に示す実験を行なって中詰砂の静止土圧係数の値を求め、ポアソン比の値を決定した。

a) ポアソン比の決定

実験には 内径×高さ×肉厚が 75 mm × 20 mm × 0.2 mm の真ちゅう製の薄肉円筒を用いた。この円筒の外周には抵抗線ひずみ計が貼り付けてあって、円筒の円周方向のひずみを計測することができる。この円筒内に試料の砂を詰めて、砂の上下面に垂直荷重を繰り返して作用させた。この装置の概略は 図-15 に示してある。鉛直荷重の載荷、除荷は供試体に作用する最大加圧力 σ_1 (または p_0) が 3.0 kg/cm² になるまで 0.5 kg/cm² ずつ変化させて行ない、そのつど砂の圧縮量と抵抗線ひずみ計のよみをとった。抵抗線ひずみ計のよみにあらかじめ水圧検定から求めておいた較正係数を乗じて円筒の内壁に作用する圧力 (σ_2 または σ_3) を求めた。

この実験から求めた繰返し載荷回数 $N=5$ における残

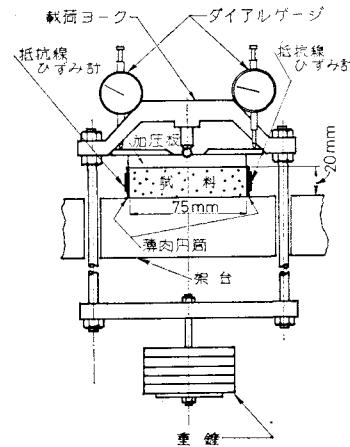


図-15 K_0 を測定するために用いた装置の概略

留圧縮ひずみは 図-14 に▲印で記入してある。これから判断すると、初期単位体積重量が 1.5 g/cm³ 程度以上の範囲において、薄肉円筒内の中詰砂に生じた残留ひずみの大きさは検定土槽内における砂の残留ひずみの平均値にきわめてよい合致を示している。

薄肉円筒による圧縮試験で求めた σ_3/σ_1 を K_0 とみなして、 $N=1$ と 5 におけるポアソン比 ν_s を求め、初期密度に対して示したもののが 図-16 である。同一初期密

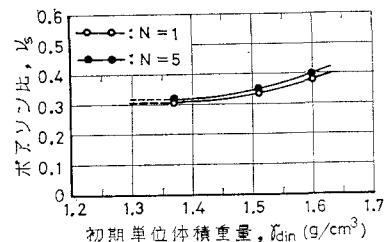


図-16 矢作川砂のポアソン比

度の砂のポアソン比の値は $N=5$ における方が $N=1$ の場合よりも幾分大きい。この図によれば、矢作川砂のポアソン比の値は土圧計の検定を行なった範囲内の密度ならびに繰返し載荷回数において、 $\nu_s=0.30 \sim 0.42$ 程度の値をとるようである。なお、ポアソン比の値は載荷、除荷の過程における上載圧の大きさにあまり影響されないという傾向が見られた。

b) 中詰砂の変形係数

式 (21) に土槽内の砂に加えた圧力 p_0 と中詰砂の平均圧縮ひずみおよび上述したポアソン比の値を代入して変形係数の値を $N=1$ と 5 の載荷に対して計算した。なお、中詰砂の平均圧縮ひずみの算定では、空気圧の作用によって砂層表面は検定後に観察したものと同様の沈下分布をとると仮定した。この仮定は $N=5$ においてはかなり正しいと考えられる。また、 $N=5$ における平均圧

縮ひずみは $N=4$ までの繰返し載荷によって生じた残留沈下を除去した砂層の厚さで $N=5$ の載荷によって生じた沈下量を除して求めた。上述したように、変形係数の算定では薄肉円筒を用いた実験で求めたポアソン比を適用しているが、密な砂に対する変形係数 E_s の値には大きな誤差を招くことはないと考えられる。また、緩い砂のポアソン比は $\tau_{din}=1.37 \text{ g/cm}^3$ 以下の砂に対して図-16 の破線で示したように $N=1$ で $\nu_s=0.305$, $N=5$ で $\nu_s=0.315$ と仮定して求めた。しかしながら、このように仮定したポアソン比の値に 10% 程度の誤差を見積った場合、変形係数の値はやはり 10% 前後変化する程度である。

繰返し載荷回数 $N=1$ における $p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ と $N=5$ における $p_0=1.0, 2.0, 3.0 \text{ kg/cm}^2$ のそれぞれに対する変形係数と中詰砂の初期密度の関係を図-17 に示す。図には比較のために薄肉円筒から求めた $N=5$ に

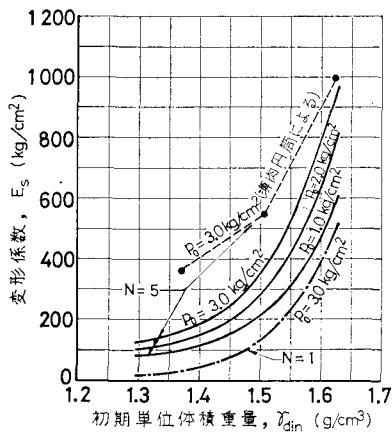
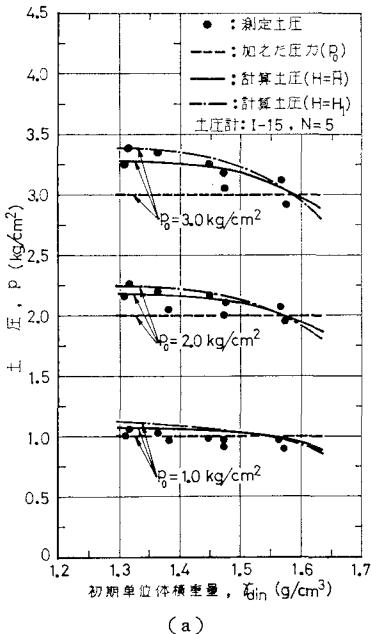


図-17 矢作川砂の変形係数

おける $p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの変形係数も示されている。この図によれば中詰砂の変形係数の値は砂の密度、上載圧ならびに繰返し載荷回数によって変化することが明白である。さらにまた、薄肉円筒による実験から求めた変形係数の値を土槽内の砂に適用することはとくに緩い砂において問題があることもこの図から判断される。ちなみに、 $N=5, p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ で、 $\tau_{din}=1.37 \text{ g/cm}^3$ において、薄肉円筒から求めた変形係数は土槽から求めた $E_s \approx 160 \text{ kg/cm}^2$ の 2 倍以上の値を示した。一方、同じく $N=5, p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2, \tau_{din}=1.63 \text{ g/cm}^3$ で、両者による E_s の値は $950 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ であって、かなりによい一致を示している。以下の考察における変形係数は土槽内の砂の沈下から求めた値を使用している。

(4) 試作した土圧計の計測誤差

加えた圧力 $p_0=1.0, 2.0, 3.0 \text{ kg/cm}^2$ のそれれにおける測定土圧の一例は図-18 に示してある。曲線で示



(a)

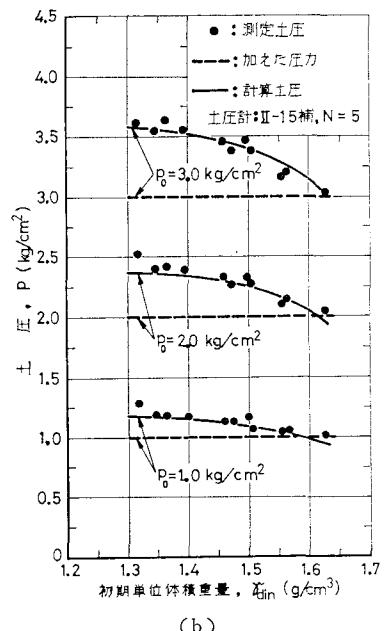


図-18 砂の密度に応じる測定土圧

されている計算土圧とは中詰砂の初期密度、加えた圧力ならびに繰返し載荷回数に対応する E_s と ν_s 、および作用している圧力に対する E_g 、さらに計器の諸元を式(2)に代入して算定した p_e に作用している圧力 p_0 を加えて求めた圧力である。(a) 図には各作用圧力 p_0 に対する計算土圧をあらわす曲線が 2 本ずつ示されているが、これはそれぞれ式(2)の H に計器の全高 H_1 を代入して求めた曲線と、 H に計器の平均高さ H を代入し

て求めた曲線である注)。

(a), (b)両図において、測定土圧は加えた圧力に応じて変化するが、同一圧力の作用下において土圧計は土の密度によってかなり異なった値を計測することが明白である。しかも土の密度に応じる計測誤差は緩い砂におけるほうが密な砂の場合よりも大き目にあらわれたことをこの図は示している。

これらの図でさらに注目すべきことの1つとして、計算土圧は各 p_0 の値ならびに砂の各密度において実測値にきわめてよい一致を示していることである。なお、式(2)はピストン型の土中土圧計に適用する式であって、ここでは試作した計器の計測誤差の性格を知るために目安として比較しているにすぎない。

図-19は繰返し載荷回数 $N=1$ と 5 において $p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ が作用したとき、各土圧計における誤差 ρ_e を加えた圧力 p_e で除した値 (ρ_e/p_0) の百分率を中詰砂の初期密度に対して示したものである。これらの図には式(2)から求めた応力集中度を示す曲線が $N=1$ と 5 について示されている。

図-20は土圧計 II-15 と II-15 補を例にとって $N=1$ と 5 , $p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの計測誤差の作用圧力に対する割合 (ρ_e/p_0) を砂と計器の相対剛度 (E_s/E_g) に対して示してある。 $N=1$ から 5 への変化は矢印で示してある。

図-21には $N=5$ の載荷の過程において $p_0=1.0, 2.0, 3.0 \text{ kg/cm}^2$ のそれぞれの圧力が作用したときの計測誤差の割合を砂と計器の相対剛度に対して示したものである。各上載圧力に応じる計測誤差は図の矢印で示すように変化した。

(1) で述べたように、砂圧検定線は試作した計器それについて $p_0 \approx 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の上載圧力を境にして2本の折線であらわされた。いま、 $p_0=1.0, 2.0, 3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の各作用圧力に対応する計算土圧を求めて、これを p_e に対して示すと、その一例は図-22に示すようになる。この図は $N=5$ について作成したものであって、

注) ここでいう平均高さとは直径が計器の外径 D に等しく体積が計器のそれに等しい円板の高さのことをいう。

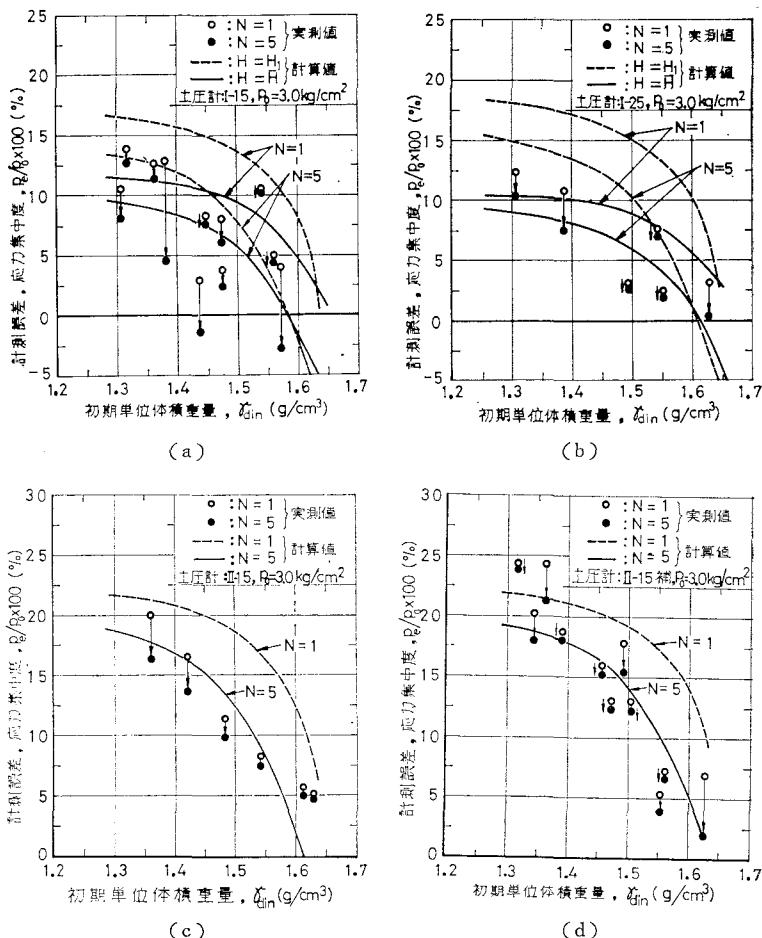


図-19 砂の密度に応じる土圧計の測定誤差

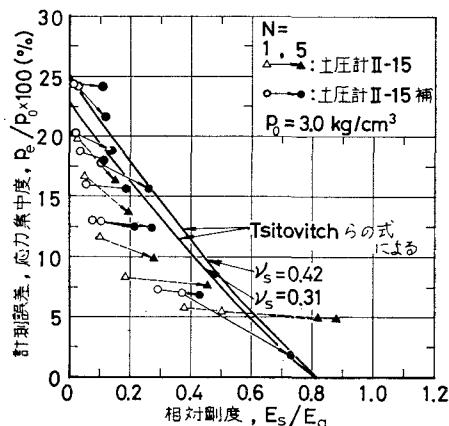


図-20 土と計器の相対剛度 (E_s/E_g) に応じる測定誤差の一例 (Tsitovitch らの式との比較)

図には3種類の砂の密度におけるそれぞれの計算土圧が示されている。なお、式(2)の H には H_1 を代入して計算してある。図示した砂の各密度に対応する計算土圧

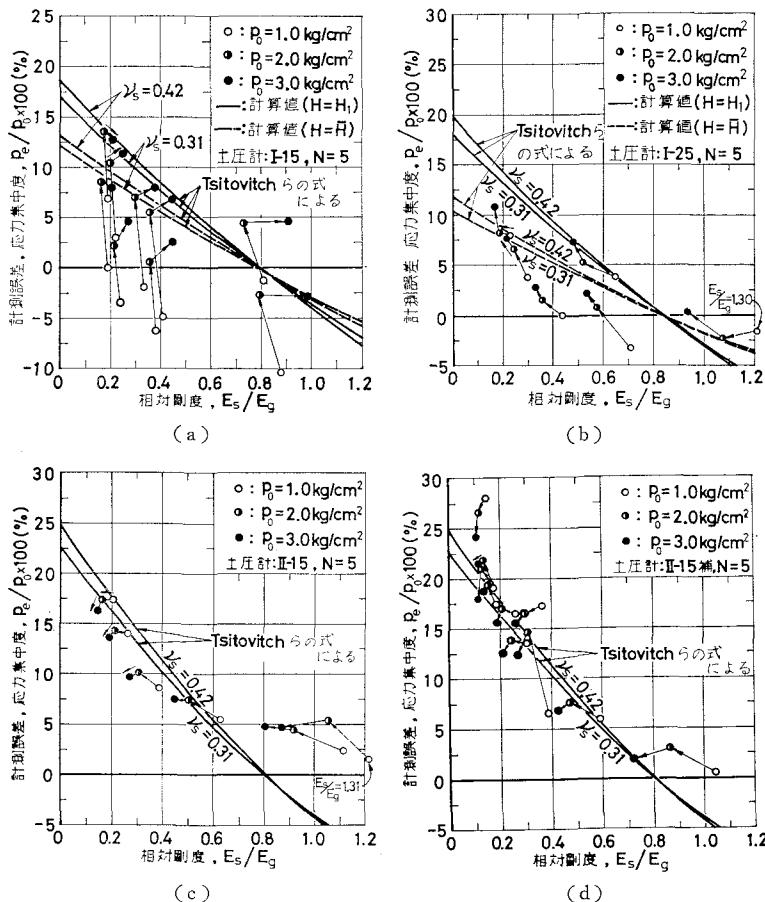


図-21 上載圧に応じる計測誤差と相対剛度の関係

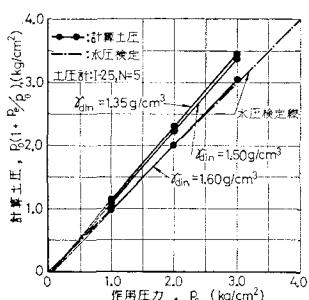


図-22 上載圧に応じる計算土圧の一例——土圧計 I-25

と作用圧力の関係を示すいずれの直線も原点を通らない。このことからみると、各計器の砂圧検定線が折線で表わされたのは加圧、減圧の過程において土と計器の相対剛度の値が逐次変化したことによるためであると考えられる。 $p_0=1.0, 2.0, 3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のそれぞれの圧力が作用したときの E_s/E_g の値の変化の様相は図-21の実測値が示す横座標の値から判断できる。

以上に示した 図-19~22 より、土圧計の計測誤差の

作用圧力に対する割合 (p_e/p_0) は
 (i) 計器の硬さと土の密度により
 (ii) 作用している圧力および載荷回数によって異なり、さらに注目すべきこととして (iii) 式 (2) の誘導過程において多少の疑問は残されているが、この式は実測の計測誤差のうち、 $N=5$ における値をかなりによく説明することが明白である。 $N=1$ における計算による応力集中度は緩い砂に対しては実測による p_e/p_0 に比較的よく合致しているが、中位または密に締った砂については実測値よりも大きめの値を与えるようである。これは、 $N=1$ における中詰砂の変形係数 E_s の決定方法に問題があって、 E_s の値を小さ目に見積もったことによるとも考えられる。

しかしながら、上述したように $N=5$ における計測誤差 (p_e/p_0) に式 (2) で与えられる応力集中度がかなりによい合致を示したことから、試作した各計器の砂中における計測誤差は砂の密度、載荷回数、作用している圧力によって変化する「土と計器の圧縮性の差」

に起因する応力集中によるものであるといえる。試作した計器に生じた応力集中度の概略を表-3 に示す。

表-3 試作した土圧計の計測誤差、 p_e/p_0 ($N=5$, $p_0=3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$)

土圧計	緩い砂	中位の砂	密な砂
I-15	8~13%	3~12%	-3~10%
I-25	7~11	3~7	0~7
II-15	16~	10~15	5~10
II-15補	18~24	12~18	2~12

(5) 土圧計の作動係数 (C_A)

砂圧検定における測定土圧の値と式 (3) を用いて求めた土圧計の作動係数 C_A と式 (4.a) から求まる計算による作動係数との比較を 図-23 に示す。これらの図は載荷回数 $N=5$ における $p_0=3.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ が作用した場合である。なお土圧計 I-15 と I-25 については式 (3) と式 (4.a) における H' として計器の全高 (H_i) および平均高さ (\bar{H}) のそれぞれに対する値を採用した。こ

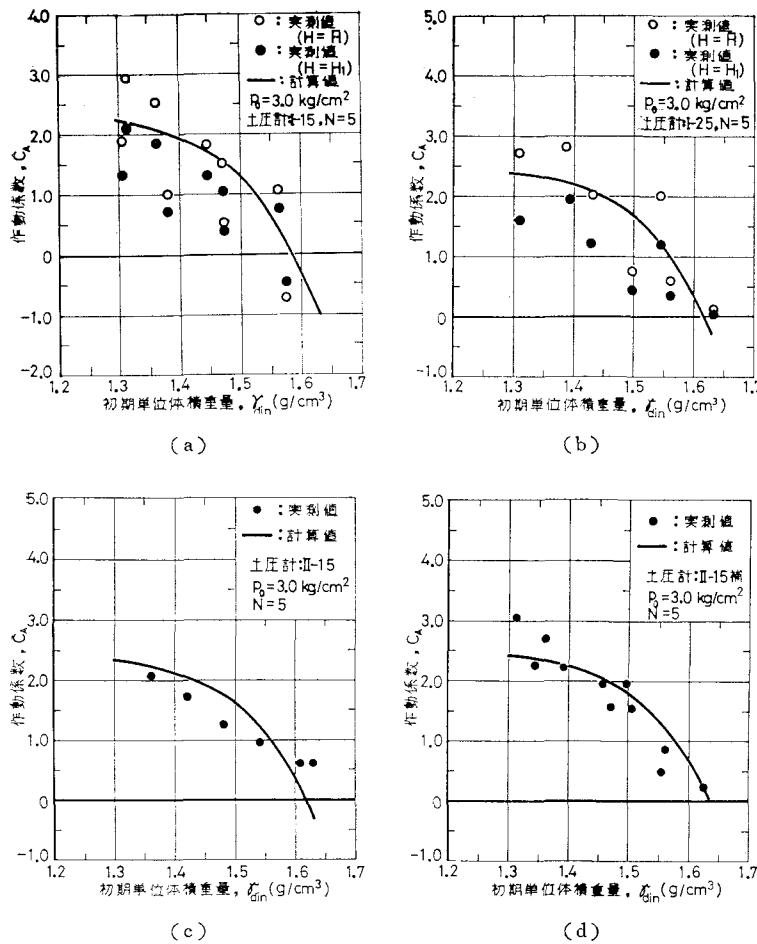


図-23 砂の密度に応じる土圧計の作動係数

の H' のとり方による作動係数の値は実測値において差が明確にあらわれたが、計算値はその差がほとんどあらわれなかつた。図には式(4.a)の H' に $H_1/2$ を代入して求めた作動係数の計算値を示した。

これらの図によると、作動係数 C_A の値は同一密度においても計器によって異なる値を示し、また同一の計器においても、砂の密度が大きくなると作動係数の値は減少することが実測値ならびに計算値のそれだけで明白である。各計器が示した作動係数の値は実測によると $C_A = -0.5 \sim 3.0$ の範囲であった。また、検定を行なった中詰砂の密度の範囲において、計算による作動係数の値は $r_{din} = 1.3 \text{ g/cm}^3$ で $C_A = 2.2 \sim 2.5$ 、また $r_{din} = 1.6 \text{ g/cm}^3$ で $C_A = -0.4 \sim 0.7$ の値をとることがこれらの計器と砂に対していえる。

(6) 形状および受圧板の補強板が土圧計測におよぼす影響

図-19 と 21 のそれぞれで (a), (b) 両図に着目する

と、Tsitovitch らが求めた式(式(2))による応力集中度の値は式中の H に計器の平均高さ H を代入して求めた方がより実測値に近い値をとることが明確である。応力集中式に皿型の計器の全高 H_1 の値を代入することは変形係数および D, B, H_1 の値が等しい円板型の計器に生じると考えられる応力集中度を算定することにもなる。円板型の土圧計に対する応力集中度の計算値は実測値をよく満足していることは図-19~21 の(c) 図と (d) 図が示している。

以上のことから判断すると、計器の断面を皿型にすることによって、計器の実質上の厚さを薄くする効果がえられ、その結果応力集中による計測誤差が軽減されることになる。しかしながら、計器の断面をこのような複雑な形状にするためには計器のフレームを十分剛にする必要があると考える。

II-15 補と称する土圧計は受圧板に厚さが 2.5 mm の補強板が取り付けられていることを除けば、他の諸元および材質は土圧計 II-15 と同一にしてある。図-19(c), (d) を例にとって補強板の影響を

調べてみると、緩い砂と中位の砂における p_e/p_0 の実測値は土圧計 II-15 補の方が II-15 よりも p_e/p_0 の値で 2~3% 程度大きい。また、両計器それぞれの p_e/p_0 の実測値と E_s/E_g の関係を図-20 で調べると p_e/p_0 の E_s/E_g に応ずる変化の様相に計器の影響とみなされるような傾向は認められない。しかも、 $N=5$ の載荷に対するこの変化の様相は両計器ともに Tsitovitch らの式で与えられる図中の曲線で近似させてもさしつかえない。このことからみると、受圧板に取り付けた補強板は計器の剛性 (E_g) を増加させ、これに見合った応力集中度の増加を引き起こすが、計器の安定性をそこなうことはないといえる。今回取り付けた補強板がどれだけの E_g の増加をきたしたかは表-2 に示してある。

7. 結 語

筆者らの土圧研究施設で試作した 4 種類の土中土圧計の土中における作動に関する特性を調べた。その結果、

計器への応力集中に基づく計測誤差は避けられないことが判明した。しかも、この計測誤差は計器のまわりにある土の密度によって大きく変化してしまう。しかば、どのような土圧計が優れた計器であるかということになるが、これは土中の作動がある一定した法則性をもって変化するような特性をもつ土圧計であるということになる。筆者らは本研究において、一定の法則として、その誘導過程に多少の疑問が残されるが、Tsitovitch らが考えた式を使用した。この式においては土圧計の圧力に応答する部分の変形係数 (E_g) が必要である。これを求めるために、試作した各計器のそれぞれに対して圧縮試験を行なった。圧縮試験における受圧板の変位量としては、計器の受圧板上に受圧板の有効径よりも 1~2 mm 程度直径が小さい剛性板を置き、アムスラーで計器に対する加圧・減圧を行なったときの剛性板の変位量を受圧板の変位量とした。また、この変位量における受圧板に作用する圧力としては、この変位量における土圧計のよみに等しいよみを与える水圧 p_w をとって、計器の圧力に応答する部分の応力 (p) ～ひずみ曲線を描いた。

試作した計器の 1 つには耐久性をもたせるために受圧板に厚さが 2.5 mm の補強板を取り付けたが、この程度の補強であれば作動になんら支障をきたさないこともわかった。

以下にえられた結果を簡単にまとめる。

(1) 試作した各計器の圧縮特性は非線形で、応力～ひずみ曲線の割線係数として求めた変形係数 (E_g) の値は 3.0 kg/cm² の水圧に相当する圧力が受圧板に作用したとき、 E_g は 860~1 300 kg/cm² であった。

(2) 砂の変形係数 E_s の計測は土圧計の砂圧検定と同時に行ない、検定土槽内の砂の表面の沈下量から決定した。この E_s の値を薄肉円筒（内径 7.5 cm × 高さ 2 cm × 肉厚 0.2 mm）で求めた E_s と比較すると密な砂で両者はよく一致したが、緩い砂の場合には小さい供試体から求めた値の 1/2 であった。

(3) 砂の変形係数は砂の初期密度および載荷回数で変化する。 $N=5$, $p_0=3.0 \text{ kg/cm}^2$ のとき検定土槽で求めた変形係数の値は $r_{din}=1.60 \text{ g/cm}^3$ で $E_s=970 \text{ kg/cm}^2$, $r_{din}=1.36 \text{ g/cm}^3$ では $E_s=170 \text{ kg/cm}^2$ であった。

(4) 密度が異なる土を通した計器への加圧・減圧を繰り返して行なった結果、応力集中による計測誤差に影響する要素には計器の硬さ、土の密度、作用している圧力の大きさ、繰り返し載荷回数、計器の形状および寸法などがあることがわかった。計器の形状および寸法を除く他の要素は土と計器との相対剛度 (E_s/E_g) に結びつけて考えることができる。 E_s/E_g は土圧計測に最も大きな影響をおよぼす要素である。

(5) 検定を行なった範囲で土と計器との相対剛度の

値は 0.1~1.3 まで変化し、 E_s/E_g の値が大きくなると応力集中係数 (p_e/p_0) の値は減少した。Type-I と称する皿型の土圧計は $E_s/E_g=0.1~0.2$ において p_e/p_0 の値は 15% 程度、 $E_s/E_g=1.0~1.2$ で p_e/p_0 はわずか数パーセントであった。また、Type-II と称する円板型の土圧計では $E_s/E_g=0.1~0.2$ 程度で $p_e/p_0=15~25\%$ にも達したのに対して、 $E_s/E_g=1.0~1.2$ では数パーセントの応力集中係数であった。

(6) 土圧計が密に締め固められた土中に据え付けられた場合、土の変形係数は計器の変形係数の値に接近していく。試作した計器と用いた砂についてみると、 $r_{din}=7.6 \text{ g/cm}^3$ 程度の締め具合で、 E_s/E_g の値は 0.6~1.3 程度であって、この場合の応力集中係数は数パーセントとなり実用に十分供することができる。

(7) 土の密度または計器との相対剛度の変化に応じる実測の応力集中係数は Tsitovitch らの式が示す傾向によく似ている。とくに繰り返し載荷回数が大きくなると Tsitovitch らの式にきわめてよく接近した傾向が実測値に見られた（図-19 (d), 図-21 (c), (d)）。

(8) 土圧計の断面を皿型にすることは応力集中係数を軽減させる効果があるという確認をえた。ただし、この場合、計器のフレームは十分剛にする必要があると考える。

(9) Taylor が開発した作動係数は試作した計器と用いた砂で、実測値から求めると $r_{din}=1.3 \text{ g/cm}^3$ で $C_A=1.5~3.0$ 、また $r_{din}=1.6 \text{ g/cm}^3$ で $C_A=-0.7~0.7$ 程度であった。Taylor は $E_s/E_g \cdot H/D$ の値を無視して作動係数を与える式を示したが、試作した計器についてはこの値を無視できない。 $E_s/E_g \cdot H/D$ の値を考慮して、Tsitovitch の式を用いて求めた作動係数の計算値は実測値をかなりによく説明した。

終りに、本研究に対し、多大の御指導・御助言を下さった土圧研究施設の市原松平教授に心から感謝の意を表する。なお、この研究では飯田正幸君の修士論文¹⁵⁾を参考にしたところがある。ここに記して同君に感謝する。

参 考 文 献

- 1) 市原松平：土質工学 20 年の歩み——計測、土と基礎、Vol. 17, No. 12, pp. 30~34, 1969.
- 2) Thomas, H.S. and W.H. Ward : The Design, Construction and Performance of a Vibrating-Wire Earth Pressure Cell, Géotechnique, Vol. 19, No. 1, pp. 39~51, 1969.
- 3) Ingram, J.K. : The Development of a Free-Field Soil Stress Gauge for Static and Dynamic Measurements, Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM, STP. 392, pp. 20~35, 1965.
- 4) Agarwal, S.L. and S. Venkatesan : An Instrument to Measure Skin-Friction and Normal Earth Pressure on Deep Foundations, Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics, ASTM. STP. 392, pp.

- 152～169.
- 5) 市原松平：土圧計ならびに土圧計測法，土質調査法，土質工学会，昭和39年。
 - 6) Trollope, D.H. and Lee, I.K. : The Measurement of Soil Pressures, Proc. of the 5th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. II, pp. 493～499, 1961.
 - 7) 市原松平・福田勇治・松沢 宏：粘土中に埋設した土中土圧計に関する研究，第23回土木学会年次学術講演概要集，第Ⅲ部門，昭和43年10月（名古屋），pp. 241～242.
 - 8) Tsitovitch, N.A. and Baranov, D.S. : On the Accuracy of the Method for Direct Pressure Measurements in Soils, Proc. of the 5th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. III, pp. 337～338, 1961.
 - 9) Taylor, D.W. : Earth Pressure Cell Investigations and Pressure Distribution Data, WES, Vicksburg, 1947.
 - 10) 市原松平・吉川 清：土圧計の検定に関する実験的研究，土木学会論文集，135号，pp. 8～15, 昭和41年1月.
 - 11) Benkelman, A.C. and Lancaster, R.J. : Some Important Considerations in Design and Use of Soil Pressure Cells, Public Roads, Vol. 21, 1941.
 - 12) Peattie, K.R. and Sparrow, R.W. : A Review of the Design of Earth Pressure Cells, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 50, Aug., 1955.
 - 13) Monfore, G.E. : An Analysis of the Stress Distribution in and Near Stress Gauges Embedded in Elastic Solids, U.S. Bureau of Reclamation, Reports S.P. 26, June, 1950.
 - 14) Timoshenko, S. and Goodier, J.N. : Theory of Elasticity, McGraw-Hill, p. 506.
 - 15) Timoshenko, S. and W. Krieger : Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, p. 580.
 - 16) 飯田正幸：修士論文，名古屋大学 No. 69102, 土中土圧計の応力集中に関する研究，昭和44年。

(1971.11.5・受付)