

沈下面以下の鉛直せん断面内側土塊中の鉛直合土圧が求まる。

$$P = \frac{\gamma b_c}{\beta} (1 \pm e^{\pm \beta H_p}) + (H_c - H_e) \gamma b_c e^{\pm \beta H_p}$$

c) bedding condition, flexible pipe の変形, その他今回の実験に直接関係しないので省略する。

(2) Spangler の理論の背景

サイロの問題, すなわちサイロの底に働く圧力や側壁の圧力, 穀粒間の摩擦についての研究は, 19 世紀中頃よりなされていたようである。1895 年には H.A. Janssen²⁾ がサイロ側壁への横圧力および穀粒と側壁との摩擦について検討し, サイロ内部での鉛直圧力と摩擦力との比 (いわば $K \tan \phi$ のようなもの) がほぼ一定の値となることを実測値から確かめ, 底板の圧力を計算している。「穀物の深さがある程度以上となると底の圧力が増加しなくなるのは, その深さでの穀物層の重量と側面摩擦力ががつり合うようになるからである」という推論は, のちの暗きょに作用する鉛直圧力を求めるときの考え方にひきつがれている。実測値でえた $K \tan \phi$ の値を用いて, 現行の設計式の原形を与えている。1911 年の W. Cain³⁾ の論文は, サイロの問題を扱った M.S. Ketchum の理論を用いてトンネル圧力を論じ, A. Marston が提起した等沈下面 (後述) と似たようなものをよう壁土圧から導入している。

暗きょの問題は Iowa Engineering Experimental Station において 1910 年代よりすすめられ, パイプ強度に関することとパイプに作用する土圧との面から研究がなされた。ほかに North Carolina (1924~27) での現場試験, AREA の委員会によるコルゲートパイプの実験 (1926)⁴⁾ など, 実験的研究が相当の規模で行なわれたのが目立っている。これらの研究は Janssen のサイロの問題の延長線上にあり, 「摩擦説」にもとづいて解析されている。一口にいうなら, 暗きょと土との相対変化から土中の摩擦力の向きを考え, また Rankine の土圧論が採用されて主働・受働土圧係数を K の値として用いている。IEES での A. Marston の問題提起にはじまった研究成果を集約したものとして M.G. Spangler の論文¹⁾ を位置づけることができる。

K. Terzaghi はトンネル圧力の問題と関連して, 砂箱の底の一部が下方に変位する際の砂中のアーチングについて実験的研究を行なっている⁵⁾。

欧州での研究がどのようにおこなわれてきたか明らかではないが, 日本における研究が「摩擦説」批判として 1940 年前後に発表されているのは興味がある。小野諒兄, 真井耕象によるトンネル圧力の論文⁶⁾ は arch action をもとにして, 土圧曲線がほぼ楕円になることを示し, 模型実験で確かめている。水野高明¹⁰⁾ は「摩擦説」において Rankine の限界状態が局部的に適用されているこ

とに疑問をもち, 弾性論的取り扱いから双曲線状の崩壊面を導き, 底板にかかる土圧と土中の応力分布を計算している。

(3) わが国の現状

米国においては Spangler の理論が設計基準として実用化されているようであり, それにもとづいた各種のゲージテーブルが, パイプメーカーによって作成されている。

建設省では河川堤防の樋管がこの問題に属しているが, 具体的設計基準はないようである。断面決定は土の重量と上載荷重, 台形分布の横圧力を外力として設計する。軸方向の計算は鉛直荷重と底部反力との差を荷重とするはりとしてなされるが, 実際は決定断面との比率などで配筋されているようである。国鉄においても土の重量と活荷重により断面決定をおこない, カルバートの内のり寸法と土かぶりの高さなどで分類した標準設計が数 10 種類ほどできている。それらは現場の土質などの状況に応じ, 変更して使用されている。道路公団の設計基準は, Spangler の理論にもとづいて出されたものであるが, ditch conduit と projecting conduit の中間に semi-ditch type という状態, 3 段階を考えているのが新しい点である。鉄筋コンクリートカルバートと別にコルゲートパイプの設計にもふれ, 管径と土かぶりと荷重状態から板厚を求めることができる表を作成している。

実用化されうる合理的設計基準が必要とされながら, まだ系統的研究がなされていない。現在, 暗きょの破壊例について数多く集め, これを分析することはこの問題への一つの接近として有益と思われるが, 著者は行なうにいたっていない。

2. Spangler の理論のもつ問題点

設計基準として取り扱いやすいように整理され, 計算も簡便におこなえることはこの理論の長所である。また係数を適当に仮定すれば実測値¹³⁾をほぼ説明することができ, それは理論の有効性を立証しているように思える。しかし十分満足すべきものでないことは明らかで, 日本においてカルバート設計の統一の基準がまだ作られないでいることも, Spangler の理論が広く知られていないためだけではないであろう。この理論の不十分な点が本研究の出発点でもあるので以下ややくわしく指摘する。

(1) 原理上の問題点

a) 暗きょと土との相対変位によって土中に生じるせん断面を, 鉛直な二平面で近似している。彼もこれがすべり面ではなく, 内プリズムの力のつり合いを考えるための仮想的な面であるといういい方をしているが, 式を定立させる過程ではすべり面のように扱っている¹²⁾。

b) 内プリズムが Rankine 状態にあるという仮定を導入すると, a) の仮定は単なる近似以上の問題をふく

むようになる。主応力の方向が鉛直、水平方向であるとして、横方向土圧係数 $K=p_h/p_v$ の値を K_a あるいは K_p にとって設計するよう指示している。これは安全側にあるという配慮からでもあるが、鉛直せん断面の仮定と真向から対立する考えであって、土の応力状態を便宜的に置き変えて式を導びいたものといえよう。

e) Spangler の行なった H_e の計算方法によれば、せん断断面上限を決める水平面は“Plane of equal settlement”ではなく“Plane of equal additional settlement”として考えられるべきである〔文献 11〕の discussion, A. Marston の項参照〕。

d) 土かぶりがある程度以上大きくなると、土かぶりの増大に応じて暗きょにかかる圧力が、それほど増加しなくなるという現象を説明するには、せん断面の発達を H_e までで抑えるという考えのほかに、摩擦係数 μ の mobilization の程度の違いによる (μ を一定としない) とするのと、暗きょ上部にアーチが形成されるという考えとがありうる。等沈下面の存在を仮定するならば、この面はせん断力の不連続面となってしまふ。実際の土を解析するのに等沈下面の導入による simplification が正統的道筋であると断定することはできない。

e) 粘性土の場合、せん断応力を $\mu KP/b_c$ とするか $c + \mu KP/b_c$ とすべきか、それほど明らかでない。c の取捨選択を安全側になるようにする傾向¹¹⁾と、c の導入を肯定する傾向^{8), 12)}がある。

(2) 実用上の問題点

a) settlement ratio δ の算定が不可能である。暗きょ頂部と限界面の沈下量を事前に推定することができないからである。incomplete projecting condition では土圧の値が δ によって大きく左右されるので、 δ を安全側(大きい目)にとるときわめて不経済な設計となる。

b) flexible pipe で最も問題となるのは、その強度に大きな影響をもつ土の横方向反力係数の測定方式である。管の変形状態と土の反力係数との関係も明らかでない。

c) pipe のつぶれに対する土の抵抗を与える計算式から許容できる土かぶり高さを求めると、過大な値となるおそれがある。

d) bedding condition については相当くわしい解説があるが、施工方法と強度との関係が定量的に解明されていない。安全で経済的な施工条件を決める必要があり、施工管理を行なうに十分な施工基準が要請される。

e) 暗きょ設置による路面への影響、および軸方向の設計についてはふれられていない。

3. 今回の実験の目的

以上概説したように、暗きょの問題を整理し現行の設計方法の基礎を与えている Spangler の理論には、解明

されるべき多くの点がふくまれているが、そのすべてを全面的にとりあげて解決に導くことは不可能である。暗きょの合理的解析方法の追求を指向しつつ、まず初歩的、原理的問題から手をつけ、順次実際上の問題にまで接近しようと考えている。

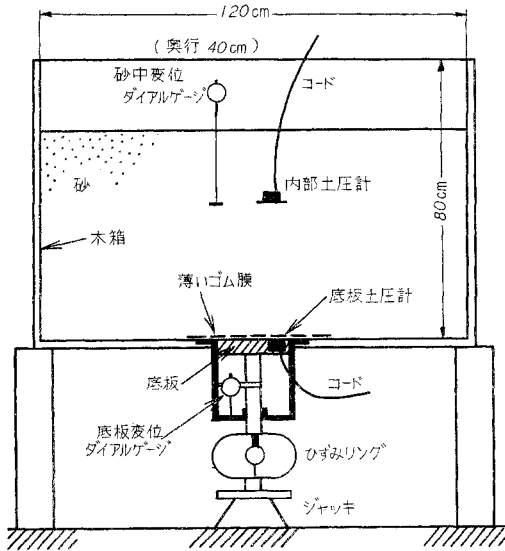
暗きょの問題を土質力学の側からみるならば、次のような形で考えることができる。すなわち、土中の一部にある変位が生じた場合に、その周辺の土の変形状態と応力状態がどのようなものになるかを知ることである。なお、暗きょの構造と土の性質に関する情報から、その変形がどんな種類のどの程度の大きさであるかも求めねばならない。これらの基礎的知識の上にはじめて、暗きょの設計、施工、構造を改善する道が見出せると思う。それゆえ、実験についての勉強ということもふくめ、従来なされてきた研究の追試という意味をもたせて、現象をきわめて単純化した形で室内模型実験を行なうことにした。Spangler の式の適否を検証することを直接の目標とはしないで、まず土が変形していく状態をとらえ、圧力の分布を調べることに重点をおく。そして実験結果を解析する一つの手段として Spangler の理論を用いてみる。

具体的には、もし存在するならばすべり面のようなものをとらえること、土の一部に与えられた変位の大きさと土中に生じるすべりの状況との関係を知ること、土の相対変位と土内部の圧力の連関について調べること、Spangler の式が与える圧力分布と測定結果を照し合わせて、この式が成立するとした場合の係数 μ , K の値を推定すること、などである。これらの結果は全く新しい理論を建設しようとするときの出発点を提供するものとなる。より実在の条件に近づけた室内実験および現場での実物試験を行なう際の見とおしをえることをもねらいとしている。暗きょの問題を解決する道を明らかにすることが、現段階での室内実験の目的となるであろう。

以上のような目的をもって次のような実験を行なった。底の中央部が上下に動きうるようにした木箱の中につめ方(単位体積重量)を2種に変えて乾燥砂をつめる。砂中と底板に沈下板と土圧計を設置し、可動底板の上下の動きに対応する底板上の圧力、砂中の鉛直変位と圧力とを測定する。えられた結果は測定装置の精度もあって細部まで定量化した議論は行なえないが、傾向としては 2, 3 の点を除いてほぼ常識で考えうるものを確認することができたといえるものである。乾燥した標準砂を用いたためか、わずかな条件の違いが測定値に敏感に現われているらしく、解析に困難を感じた点もあった。

今回の実験は 1960 年 7 月～10 月と 11 月～2 月とに行なわれ、おのおの別な装置と測定器具を使用している。第 1 部では箱の中心線上の測定を主とし、第 2 部ではより規模の大きい装置によって、横への拡がりに注目して二次元的測定を行なった。

図-2 第2部実験装置全体図



4. 実験装置, 実験内容

図-2 に第2部で用いた装置の全体図をかかげ、それを中心に説明する。

a) 箱 正面が120×80 cmで、奥行40 cmの木箱である。底の中央部巾20 cmの部分(奥行は同じく40 cm)は鉄製で、鉄のわくとすり合わせになっており、下のジャッキを回転させることにより上下に動かすことができる。この部分を「底板」という。すり合わせに砂が入るのを防ぐために薄いゴム膜を張った。砂重量による箱の変形を避けるため剛性の大きい構造とし、特に底のたわみを小さくするよう注意した。

第1部の箱は60×40×18 cmのもので、底板の間口は12 cmである。

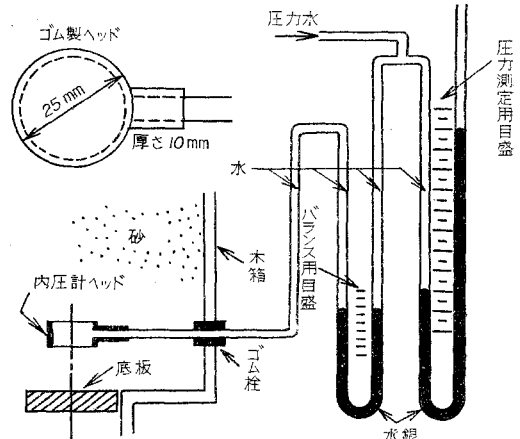
b) 砂 気乾状態の相馬標準砂で粒径は0.8~1.0 mmにそろっている。安息角は約34°、真比重2.65、単位体積重量は、ゆるづめの場合 $r=1.56 \text{ g/cm}^3$ と固づめの場合 $r=1.74 \text{ g/cm}^3$ との2とおり行なった。

第1部ではゆるづめ $r=1.52 \text{ g/cm}^3$ の場合のみである。

c) 第2部で砂を締固めた方法はコンクリート打設用棒状バイブレーターによる。棒の径25 mm, 出力150 Wはじめ、層厚とバイブレーターの押し込み地点を決めることによって、各実験回数密度を等しくしようとしたがうまくいかず、一定の重量の砂が一定の深さにつまるよう、なるべく一様に振動を加えることにした。砂の全重量はゆるづめ450 kg, 固づめ500 kgで、ほぼ60 cmの深さになる。

d) 土圧計 しゅう動式(坂田電機製) 外径40 mm
 底板用 容量 2 kg/cm^2 9個 測定値記号「 p_a 」
 埋設用 容量 1 " 6 " " 「 p_b 」

図-3 第1部で用いた土圧計



これら15個の土圧計は切換え箱を介して指示計に接続され、零点法で読みとりを行なった。この型の土圧計の欠点は initial の shift が激しいこと、低い圧力でえた値は不安定で信頼性がないこと、圧力増減の向きが変わる場合は機構的におくれを生じることなどである。各計器の特性のようなもの、計器の不随意的変動、砂のつめ方による条件の変化などによって、測定値がばらついている。

第1部ではこの形式は用いず、図-3に示すような手製のバランスタイプの土圧計で砂中の鉛直圧力を測定した。ゴム製ヘッドにかかる圧力変化は直接測定用水銀柱の変化としては現われず、圧力水の加え方によって測定値は左右される。バランス用水銀柱の動きがにぶいのでその合致精度が読みとりの精度に大きく効いてくる。

e) 沈下板 2.5×10 cmのセルロイド板中央に径3 mmの番線を立てたものである。番線上端の上下方向の動きを1/100 mm目ダイヤルゲージにより読みとり、「砂中変位 d_s 」とする。この沈下板は予想以上に敏感に作動し、わずかな外部の動揺や底板の動きにもよく追従している。しかし、セルロイド板が砂と全く一体となって動いているかどうか確かめられないので、徐々にもぐって砂との相対変位を生じているおそれも考えられる。

f) 底板に作用する全圧力をジャッキと底板の間にあるひずみリングにより測定し「底板総荷重 P_0 」という。使用した計器は第1部0.2 t用、第2部0.5 t用、1 t用である。

g) 箱の静止底部と底板との相対変位を1/100 mm目ダイヤルゲージで測定し「底板変位 d_0 」という。下へもどす場合は d_0 の終点から上向きに測った変位を d_0' と記す。各測定段階でジャッキによる底板の押し上げを休止している間にも装置全体の relax があってわずかながら d_0 は増加し P_0 は減少する。数秒後に、比較的急速な relaxation が終了したとき読みをとるようにした。

実験の手順は、まず箱に砂と計器をセットし、底板の押し上げ量に対応する各計器の読みをとる。すなわち

$$d_0 \rightarrow P_0, p_0, p, \Delta$$

の関係がなまのデータとしてえられる。底板が最大変位の点に達すると、ジャッキを逆転させ底板を下方へもどし、同様の測定を行なう。1回の実験では同一の深さへのみ計器を埋めるので、砂高 60 cm では 6回の実験により 1つのシリーズが完了する。砂のつかえをするたびに実験の条件を全く同一にすることはできず、毎回の実験結果はかなりの特性をもっている。それゆえ、同じシリーズ内の異なった深さでの値を相互に比較するのがやりにくい。各計器を設置した測点の位置を図-4に示す。砂高と砂密度を変えた実験の種類は表-1のとおりである。

図-4 計器設置位置(測点位置)

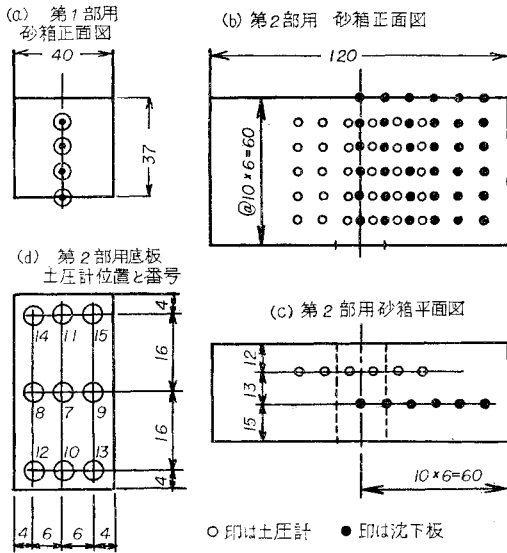


図-5 底板変位と測定値の関係 (IVシリーズ H=30 cm, 箱の中心)

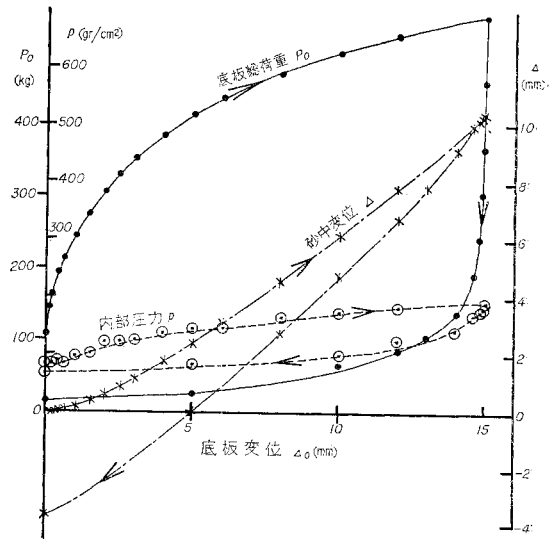


表-1 実験の内容

シリーズ	砂高 H_0 (cm)	砂密度	底板の動き d_0 (mm)	
第1部	I	40	loose	0→10→0
	II	30	loose	0→10→0
第2部	III	60	loose	0→15→0
	IV	60	loose	0→15→0
	V	60	dense	0→6→0
	VI	40	loose	0→10→0
	VII	40	dense	0→4→0
部	VIII	20	loose	0→5→0
	IX	20	dense	0→2→0

精度で測定することができないということと、実用上は projecting conduitの方が荷重の上界をおさえにくく、問題が多いというためである。

5. 実験結果のまとめ

(1) なまデータの例

IVシリーズ、砂表面から 30 cm, 中心線上の測点について、なまデータを図-5に示す(p_0 は p と類似しているので省略する)。 P_0 には明確な終点がなく、どの程度底板を動かしたときせん断面が完成し、塑性平衡が達せられるのか、この図からはっきりさせることはできないが、ほぼ、 $d_0=10\sim 12$ mm, もどりでは $d_0'=-3$ mm程度と推定することができる。内部圧力 p は d_0 に対してなめらかな増加をしない。砂中変位 Δ はよく曲線上にのっている。圧力に関して特徴的なことは、 d_0 の動きにきわめて敏感な部分(例えばもどり始め)と、あいまいな変化をするところ($|d_0|, |d_0'|$ が大)がみられることである。 d_0 には現われないわずかな砂粒子の動きや、局所的乱れが圧力に効いてくる場合と、逆に砂の激しい動きも圧力の変化をともなわない場合とがある。

projecting conditionに相当する底板の押し上げの場合を中心に実験を行ない、底板が下る場合は前者のもどりの場合として副次的に取り扱った。土圧計の容量が過大で、小さな土圧を望ましい精度

ほかのなまデータもすべて図-5に示したものと同様の傾向をもっているので省略し、以下それらのものを整理してえられた結果を説明する。

(2) 砂の変形状態について

砂中変位 Δ は d_0 によって生じる砂の変形を累積したものを表わしているため、底板に与えられた変位 d_0 が砂中に伝達される様相を知るには適当ではない。そこで、 $\frac{\partial \Delta}{\partial d_0}$ なる量を計算し、箱の鉛直面(正面図)内の等値線図としたものを例示する。この量 $\frac{\partial \Delta}{\partial d_0}$ は、底板が d_0 だけ変位した状態においてさらに付加的底板変位 δd_0 によって、砂中にひきおこされる鉛直変位を示す。それゆえ、砂中の1点において、底板変位の影響がどの程度現われているか知ることができ、その等値線図は、底板変位の伝播の状態を示すことができる。変位の解析は第2部のデータについて行なう。砂高 $H_0=60$ cm, 砂が

図-6 Δ 等値線図
(IVシリーズ $\Delta_0=10$ mm)

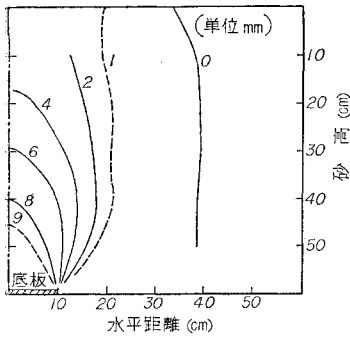


図-7 $\partial\Delta/\partial\Delta_0$ 等値線図
(IVシリーズ $\Delta_0=12$ mm)

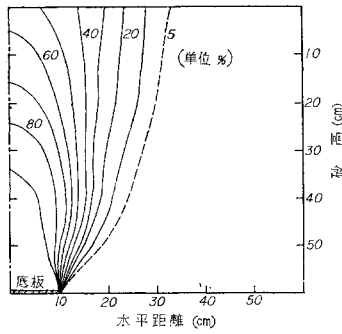


図-8 $\partial^2\Delta/\partial H\partial\Delta_0$ 等値線図
(IVシリーズ $\Delta_0=2$ mm)

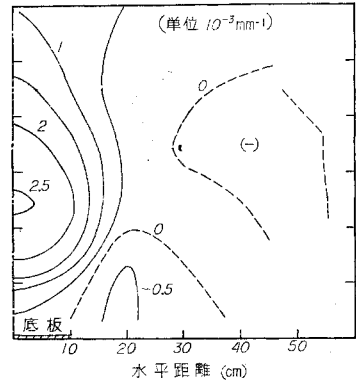


図-9 Δ 等値線図
(Vシリーズ $\Delta_0=6$ mm)

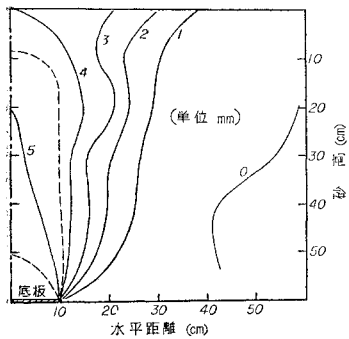


図-10 $\partial\Delta/\partial\Delta_0$ 等値線図
(Vシリーズ $\Delta_0=6$ mm)

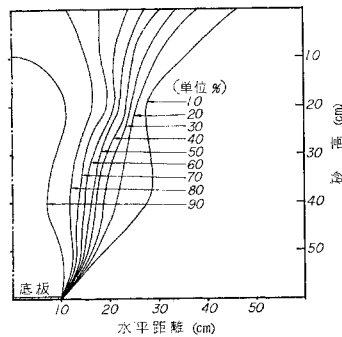
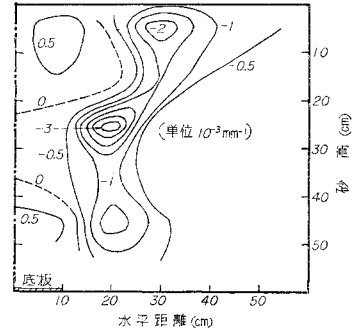


図-11 $\partial^2\Delta/\partial H\partial\Delta_0$ 等値線図
(Vシリーズ $\Delta_0=6$ mm)



loose (IV シリーズ) と dense (V シリーズ) の場合の一部のみ 図-6~11 にかかげる。

各等値線図では球根状の塊が底板を源として底板変位の増減に応じて動く。 Δ の等値線については、底板の縁から発する曲線が Δ_0 の増大にともなって緩慢に上方へ拡がっていき、 $|\Delta_0|$ の増加とともに再び底板に向かって収れんしていく。 $\partial\Delta/\partial\Delta_0$ の等高線もほぼ類似の動きをみせるが、動き方はずっと明瞭であり、底板の縁から砂表面に向かって斜めに立ち上っていく等値線は 図-10 のように Δ_0 が大きいとき放射状の形となる。 Δ_0 が小さいうちは、loose の砂の等値線は内プリズム (底板上部の砂柱をいう。その両側の砂を外プリズムという) の中で球根状になっているのに、dense ではずっと早期に広がって放射状となっていく。dense ではみられないが、loose の場合 $\partial\Delta/\partial\Delta_0 < 0$ となる領域がある。底板を押し上げて表面に近い中央部の砂は沈下していることを示していて、(+) 領域の立ち上りにつれこの (-) 領域は側方に押しやられ、 $\Delta_0 = 4 \sim 6$ mm で消失してしまう。底板をもどす $\Delta_0' = -0 \sim -15$ mm の過程は、斜めに拡げた扇を閉じて内側にたたみこむようすにたとえられる。loose の $\Delta_0' = -0 \sim -5$ では内プリズムの $\partial\Delta/\partial\Delta_0$ の値は 100% 以上になり、底板以上に砂が沈下しているこ

とを示す。dense では常に $\partial\Delta/\partial\Delta_0 < 1$ で、むしろ逆に $\Delta_0' \approx -5$ で底板の動きがほとんど上部に伝えられず、底板から 10~15 cm の部分で吸収されている。

以上のことから、① dense の砂は圧縮されにくく、砂は上に向かって動こうとする。② dense の砂は砂中の一部に生じた変位を鋭敏に伝播させ、密度が 1 割大きいと感度が数倍高くなる、と結論できる。この点をもっと究明するには、砂の見掛けの移動量を塑性的流動によるものと体積変化によるものに分離して考えねばならぬ。後者は砂が dense なら Δ を増す作用をもち、loose なら Δ を減じる一沈下を促がす一作用をもつ。作用の向きは限界間げき比によって決まると考えられるが、これだけの結果からは標準砂の限界間げき比は単位体積重量が 1.56 g/cm³ 以上に相当するといえるだけで、1.56 と 1.74 の中間にあるとは結論づけられない。

(3) $\frac{\partial^2\Delta}{\partial H\partial\Delta_0}$ の等値線図について

Δ は鉛直方向変位、 H は鉛直方向座標であるから、 $\partial\Delta/\partial H$ という量は底板変位がある値 Δ_0 のときのひずみをあらわす。それゆえ、 $\partial(\partial\Delta/\partial H)/\partial\Delta_0 = \partial^2\Delta/\partial H\partial\Delta_0$ は、ある Δ_0 においてさらに付加的底板変位 $\partial\Delta_0$ によってどのようなひずみが砂中に生じるかを、底板変位の単

位置について示す量となる。この量は d_0 の増加に従って砂中の力学的変形状態が変化していくありさまを考察するのに役立つ。

もし、横方向への砂の変位が無視できる程度のものであると仮定するなら、 $\partial^2 d/\partial H \partial d_0$ は付加的底板変位によってもたらされる砂の圧縮の程度を推定するのに役立つ。その等値線図から砂のどの部分が鉛直方向に圧縮されているのか、または、ふくらむ傾向をもっているのかをおおまかに知ることができる。 d からこの値を計算するには2回差分をとらねばならないので、前述したような各実験回ごとのばらつきが強くなる。それゆえVシリーズでいちじるしく、等値線図中に深さ10cmごとの同心円状の島がみられた。

符号は圧縮状態が(+)であらわされ、底板が1mm動いたときのひずみの変化を 10^{-3} を単位として図中に記してある。すでに述べたように砂の密度によって圧縮されやすさが異なるため、dense と loose とでは全く異なった等値線図の動きを示している。

砂が loose な場合に d_0 の増加に応じて等値線図が変化していくようすを説明する。内プリズムの底部に発生した強い(+)領域(中心の値は5)は、中心の値を減じつつやや上部に移動し、その範囲を広げていく($d_0=4$)。他方、底板の縁に近い外プリズムの底では、内プリズムの砂によってひきつり上げられるため(-)部分が生じる。それが発達しながら外プリズムの砂の表面にまで(-)領域を広げ $d_0=12$ では中心から15cm付近の鉛直線を境界として中心側が(+), 外側が(-0.5)程度の両領域を完成する。dense な砂では、(+)または(-)領域の上方への移動が支配的ではなく、一定のパターンが全体として強まったり弱まったりする。まず始めは、底では中心から15cm、表面では中心から30cmの2点を結ぶ線の中心側が(+1~1.5)の領域であり、砂表面近く中心から20~30cmの部分に(-)領域がある。次いで斜めの線の右側が(-)領域となり、中心側の(+)領域が勢力を減じてゆくと反対に、その存在を明確にしていく。 $d_0=2$ mmですでに(+)領域はわずかに上部を残すのみとなり、 $d_0=6$ mmでは図-11に示すとおり、はっきりとした(-)領域が箱の底から砂表面に達する帯として、やや外側にひらいて形成される。この帯状の(-)領域は、それが dilatancy によるものと考えられるにしても、また内プリズムに引張り上げられるためであると考えても、ともかくせん断面の所在をある程度暗示しているものといえる。

底板を下方にもどすときの等値線図の変化は、砂の両状態で目立った違いがない。砂中に底板を押しこんで乱れを与えたため、loose な砂はやや締まり、dense な砂はゆるむことによって、 $d_0=d_{\text{max}}$ ($d_0'=0$) のときには両状態が相互に類似したものになっていると考えられ

る。まず、底板の縁のすぐ外側にいちじるしい(+)領域が発生し(+4~5)、その中心の値を減じながら砂表面に向かって拡散する。内プリズム上部の砂は底板の動きにつれて下がらないので、そこに(-1~-1.5)のなべ底状領域が生れ(IV: $d_0'=-4$ mm, V: $d_0'=-1$ mm)、中心線付近が(-)外側が(+)となり、それらの境界は中心線からほぼ10~15cmの縦の線となる。loose な砂で内プリズム上部の(-)域が強まるのに反し、dense ではそれがうすれて底板直上部にいちじるしい半円形(-)部が生じる($d_0'=-5$ mm)。上部の砂の動きをそれほどひきおこさないで底板が下っていくことを意味し、arch action の発生を疑がわせる。arching 現象が loose な砂ではっきりしないのはもっと大きな底板の下りを必要とするためであろう。変形の伝わり方に対する鋭敏度の違いがこの考えを裏付けている。

以上のように砂の動きをとらえるなら、Spanglerの主張する等沈下面の存在はあいまいなものとなる。今回の実験に現われたすべりの生じていると推定される地帯を鉛直面で近似するのは(特に loose な砂で)、それほど無理がなさそうである。標準砂においては、砂の動きが比較的速やかに拡がり、砂中の相対変位の増大にともなってせん断力が誘起され、ある限度に達するとアーチ作用が支配的となる。この最後の段階はトンネル圧力を求める問題と類似である。砂中にあるパターンが生じるまでの段階を $H_e < H_c$ と仮定するなら、 $H_e = H_c$ すなわち complete な状態は $d_0=4$ (IV), 0.5(V) ごろに形成されるといえるが、 d_0 の増加にともなって変形や圧力の値が増加するので、この d_0 の値と H_e を対応させるのは適当ではないと思う。一方、せん断力がほぼ mobilize された状態 $H_e = H_c$ とするなら、 $d_0=12$ (IV), 4(V) 程度の段階を想定するのが妥当である。

(4) 底板上の圧力について

a) 底板上での圧力分布 底板に設置した9個の土圧計の値は edge effect によって ⑦-⑧ ⑨-⑩ ⑪-⑬ ⑭⑮の順に大きくなっている(土圧計番号の配置は図-4d参照)。⑦の値を単位にとると、IV シリーズ: 0.95, 1.40, 1.57; V シリーズ: 1.12, 1.39, 1.81 が各グループの平均値である。dense な砂の方が edge effect は大きいこと、底板中心から遠いほど大きな土圧を示すことがわかる。ただし、この実験では二次元状態の仮定が不十分にしか満たされていないことを考慮しなければならず、②~⑮の土圧計は縦と横の縁から二重にその影響を受けているわけである。

ひずみリングで測定した底板総荷重 P_0 と底板土圧計で測定した p_0 を比較するために、底板上の圧力分布を一応直線的とみなして換算底板荷重 P_0' を計算してみる。

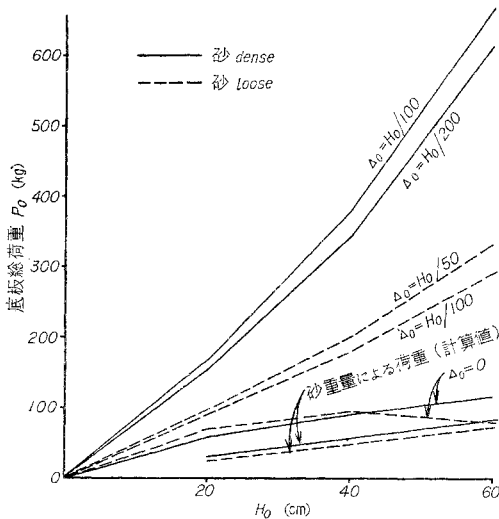
$$P_0' = 50⑦ + 125(⑧ + ⑨) + 41.7(⑩ + ⑪)$$

$$+104.2(\text{㉑}+\text{㉒}+\text{㉓}+\text{㉔})$$

この式によって計算した P_0' の値と P_0 との比をとってみると、IVシリーズで 0.39~0.46、Vシリーズで 0.30~0.36 となり、手製の内圧計を用いた I シリーズでは 0.23~0.27 という値になる。後述する内部圧力の分布曲線を底板まで外そうすると P_0 による値に近くなることから、この土圧計は壁面土圧計としては過小な値を出すといえる。

㉔) 砂高と底板総荷重の関係 砂高 H_0 と底板総荷重 P_0 の関係を調べるには、図-6 の $\Delta_0 \sim P_0$ 曲線において、どの Δ_0 を終点とみなすか決めねばならない。砂中のせん断力が同一程度 mobilize されるに要する底板変位と砂高は比例すると仮定して、図-12 にその $H_0 \sim P_0$ 曲線を示す。終点の Δ_0 を loose sand の場合 $H_0/500$, $H_0/100$, dense sand の場合 $H_0/100$, $H_0/200$ としている。Spangler の式によれば P_0 は H_0 に対し指数的に増加するのに、むしろ直線に近い。内圧分布の方が指数的に近いことを考えると、今回の実験装置を用いる限り、 $H_0 \sim P_0$ 関係と、 $H \sim p$ 関係を同一視し、同じモデルを当てはめることはできない (Spangler の式では同じ関数関係となる)。

図-12 砂高 H_0 と底板総荷重 P_0 の関係

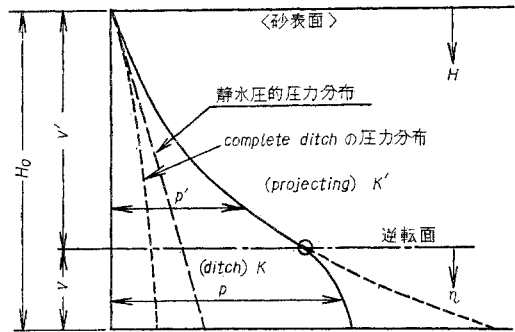


III~V シリーズでは、おのおの同一条件下で6回ずつの実験を行なっているので、 P_0 と p_0 に関し変異係数 (標準偏差/平均値) を各 Δ_0 の測定段階ごとに計算した (市川君による)。結果は、III : 2.5~4.5%, IV 2~5%, V : 2.5~5% にほぼおさまっている。

㉔) もどりの圧力急減について 図-5 の $\Delta_0 \sim P_0$ 曲線のもどりの部分はきわめて急速な圧力減少を示している。この現象を説明するために「等沈下面」の考え方を拡張したモデルを考えてみよう。静水圧的圧力分布を中間として projecting と ditch condition を考えるなら、底板を押し上げることは前者に、下げることは後者に対

応する。底板をいっばいに押し上げたのちわずかに下方にもどした状態を想定すると、砂の上部ではまだ projecting の状態を保っているが、底板付近では ditch の状態に変わっているとみなせる (図-13)。ここで、この境界が一つの水平面であると仮定し、逆転面と呼ぶことにする。底板から逆転面までの距離 v と底板のもどり量 Δ_0' との関係を調べてみよう。 $\Delta_0' = 0$ での圧力の鉛直分布を $p' = p'(H)$, ($0 \leq H \leq v'$)、逆転面が v だけ登ったときの逆転面以下での圧力分布を $p = p(\eta)$ とする ($0 \leq \eta \leq v$)。

図-13 底板がもどるときの圧力分布モデル



complete projecting condition での Spangler の式 [1. (1) b) において $H_e = H_0$] より

$$p'(H) = \frac{\gamma}{\beta'} (e^{\beta' H} - 1), \quad p'(v') = \frac{\gamma}{\beta'} (e^{\beta' v'} - 1)$$

逆転面より η にある水平な薄層 (厚さ $d\eta$) の鉛直方向の力の釣り合いより、

$$p + dp = p + \gamma d\eta - \beta p d\eta$$

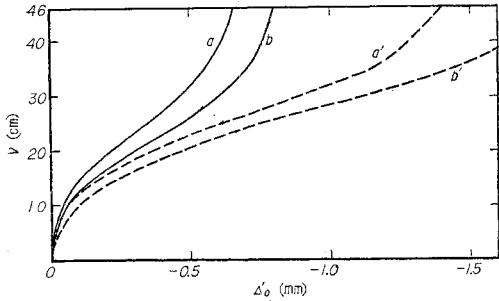
これを境界条件 $\eta = 0 : p = p'(v')$ のもとに解き、 $\eta = v$ とすると、底板上の圧力 $p(v)$ が求まる。

$$p(v) = \frac{\gamma}{\beta} \left[\left\{ \frac{K}{K'} (e^{\beta' v'} - 1) - 1 \right\} e^{-\beta v} + 1 \right]$$

ここで K, K' はおのおの ditch, projecting condition での横方向土圧係数、 $\beta = 2\mu K/b$, $\beta' = 2\mu K'/b$, $b =$ 底板の中。

$\beta = 0.02$, $\beta' = 0.05$ として上式からえた $v \sim p(v)$ 曲線と第1部で測定された $\Delta_0' \sim P_0$ 曲線と比較して、 $\Delta_0' \sim v$ なる関係 (底板のもどり量に応じて仮想的逆転面の位置がどうなるか) を求めると 図-14 のようになる。 Δ_0' なる底板変位のとき測定される底板圧力 P_0 を上式に代入し、このモデルが与える v を求め、 Δ_0' と v の対応をつけた。図-14 で曲線 a と b は異なる2回の実験結果によるもの、 a' と b' はおのおのにおいて、実測値の P_0 にその最大値の約 6% を加えて修正し $v \sim p(v)$ グラフと対応させた結果である。この修正は 図-5 における P_0 のもどりが、いつまでもただらたらと減少しているのに合わせようとしたものである (他方 $v \sim p$

図-14 底板の動き Δ_0' と逆転面の位置 v の関係



曲線は $v=H_0$ で定常状態になるもので、 $v=15\sim 35$ cm に直線部分があるが、現段階では Δ_0' と v が一定の「速さ」の比をもつべきだという必然性が見当らない。他の条件からこの直線性が要請されるなら、始めの曲線部分は純弾性的な圧力をふくんでいるためであり、終末の曲線部分は $\Delta_0\sim P_0$ のもどり部分にある緩慢な圧力減少のせいであるという解釈が成り立つ。このモデルを正しいとするなら、この勾配は標準砂の塑性的性質を示す指標と関係があるであろう。

(5) 砂中内部の圧力について

a) β の推定 (第1部の結果より) 第1部の実験からえた中心線上の内部圧力鉛直分布と Spangler の理論にもとづいた分布曲線を比較して、係数 $\beta=2\mu K/b$ を推定したものは次のとおりである。参考として、 $H_0\sim P_0$ 曲線から求めた β の値も記す。

- a. 砂充填時
- b. 押し上げ時 (projecting) Iシリーズ, IIシリーズ

$\Delta_0=H_0/100$	0.060	0.080
$\Delta_0=H_0/50$	0.075	0.090
$\Delta_0=10$ mm	0.080	0.090
- c. もどり (ditch)

$ \Delta_0' =H_0/500$	$1.5 H_0/100$	$H_0/40$
β (過渡状態)	0.020	0.060, 0.150
- d. $H_0\sim P_0$ 関係より

$\Delta_0=H_0/100$	0.077~0.052	projecting
$\Delta_0=H_0/50$	0.086~0.058	
$ \Delta_0' =H_0/500$	0.05	ditch
$ \Delta_0' =1.5 H_0/100$	0.08	
$ \Delta_0' =H_0/40$	0.20	

以上をまとめると、① complete な状態では projecting, ditch の差は認められず $\beta=0.06\sim 0.10$ と考えてよい、② 一般に Δ_0 の増加と H_0 の減少に応じて β は増加する、ことがわかる。

現在の設計法では μ を常数とし、 K は projecting, ditch についておのおの K_p, K_a を用いているので、内部摩擦角=安息角=34°を仮定するなら、

$$\begin{aligned} \text{projecting condition での } \beta &= \frac{K_p}{K_a} \\ \text{ditch condition での } \beta &= \frac{K_p}{K_a} \\ &= \frac{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}{\tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \approx 5.8, \text{ または} \\ K &= \frac{b\beta}{2\mu} = \frac{12 \times (0.06 \sim 0.10)}{2 \times 0.67} \approx 0.54 \sim 0.90 \end{aligned}$$

となる。始めの式は両状態で6倍の違いがあるはずであることを示し、後の式は K を逆算した結果である。このことは実験結果と全く対立するもので、たとえ鉛直せん断面を仮定し内プリズムでの力の釣り合いから、圧力の式を出すことが近似的に許されても、2. で指適したように K の値として Rankine 状態を導入し、 K_a あるいは K_p を用いることは正しい取り扱いではないように思える。今回の実験を現象的にとらえてみると、暗きょにかかる土圧は K とともに μ に大きく依存し、 $0 \leq \mu \leq \tan \phi$ なる μ の mobilization の程度が現象を支配しているようにみえる。

b) 圧力の伝播 (第2部の結果より) 第2部の実験結果から内部圧力の二次元的分布について考察する。実験の目的でふれたように、圧力の値そのものより圧力分布のありさま、圧力の伝播、底板の動きによる圧力の変化などを知りたいので、圧力を底板変位で微分したものを中心に調べる。図-15, 16 に示すものは、おのおの IV シリーズ, V シリーズの一例であり、砂中変位の場合と同じく $\partial p / \partial \Delta_0$ の等値線図として表わしてある。単位は (g/cm²/mm) である。

Δ_0 の増加に応じて等値線図は次のように変化する。内プリズム、特にその底部に圧力増加が、両側方に圧力減少部がまず生じ、その値は徐々に減じながら影響域を拡げていく。(−) 域はやや外側に移る。0 でない領域が砂表面に達する頃 (IV シリーズ: $\Delta_0=10$ mm V: $\Delta_0=2$) になると、 $\partial p / \partial \Delta_0$ の最大値は IV で +10, V で +55 程度になる。最終段階になると、最大値はおのおの +5, +15 程度になり、その位置が最深部ではなくなり、底板から 20~30 cm 上ったところになる。底板をもどすときの変化は Δ_0 を増加させる過程とほとんど同じであ

図-15 $\partial p / \partial \Delta_0$ 等値線図 (IVシリーズ $\Delta_0=1$ mm)

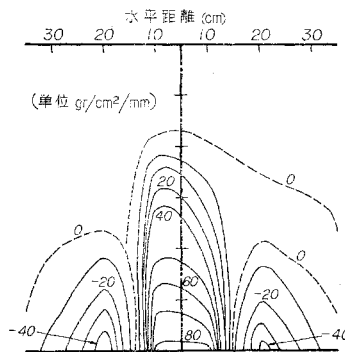
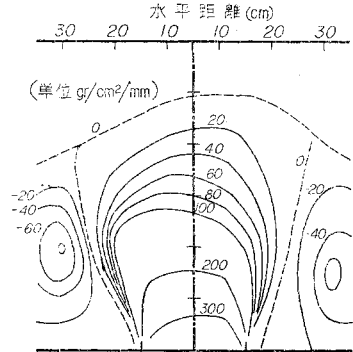


図-16 $\partial p / \partial \Delta_0$ 等値線図 (Vシリーズ $\Delta_0=0.5$ mm)



る。違う点としては、(+)領域の巾が少し広いこと、前者よりも早期に(+)の最大値をとる場所が底板から離れ(IV, Vシリーズとも $d_0' = -0.8$ mm 頃)、底板上 10~15 cm に移動することである。

c) 砂密度の影響 砂が loose か dense かによって異なる点は、

① 後者の方が $\partial p/\partial d_0$ の値が大きい。底板を 0.5 mm 動かしたときで比較すると、押し込みでは IV : 100, V : 350, もどりでは IV : 230, V : 290 程度である(単位 $g/cm^2/mm$)。密な砂の方が底板の動きに対し敏感なので、実際には同一底板変位での比較以上に差があると推定される。

② 中心線にそった $\partial p/\partial d_0$ の増え方をみると、loose な砂では深さとはほぼ直線関係にあるが、dense な砂では底に近づくほど $\partial p/\partial d_0$ の増え方が急となる (IV : $\frac{\partial^2 p}{\partial H^2} \cdot \frac{\partial p}{\partial d_0} \approx 0$, IV : > 0)。

③ dense の場合の方が等値線図は丸みを帯び、巾が広い感じとなる。

④ 側方の(-)領域において、loose な砂では常に箱の底付近で絶対値が最も大きいのに、dense では始め底より 15~20 cm の深さに $|\partial p/\partial d_0|$ の最大部があり、それが下降してきて $d_0 = 2$ 以後は底付近が最低値をとる。しかし、もどりにおいてはこの差別はなく、砂の密度によらず $\partial p/\partial d_0$ の最低値は内プリズム両側の最深部にある。

d) $\frac{\partial p}{\partial d_0}$ と $\frac{\partial^2 d}{\partial H \partial d_0}$ の比較 $\partial p/\partial d_0$ の等値線図と $\partial^2 d/\partial H \partial d_0$ の等値線図をみくらべてみると、おおよその傾向的一致はあってもかなり違う点が目につく。砂の動き方と圧力の変化とでは底板変位の感じとり方にかかなり差があり、前者がより敏感(たとえばもどりのときに底板の縁近くに現われる顕著な圧縮部)な場合と、後者の方が速い動き(押し上げのときの同所に現われる減圧部、およびもどりのときの内プリズム中の減圧)を示す場合がある。また、(+)と(-)の領域も重なり合っていないで、一般に、圧力の状況は底板により近寄った(縮小された領域内で)場所に変動部が存在する。 $\partial p/\partial d_0$ を $\partial^2 d/\partial H \partial d_0$ で除したものは局所的な応力-ひずみ関係を表わしていると考えられ、この結果からいえば砂中の位置、底板変位の程度に応じて、応力-ひずみ関係は広い範囲の値をとっている。しかし、このことを定量的に解析するには、横方向への変位量、圧力と変位での測定精度の違い、グラフ化の過程での単純化などを考慮すると、今回の実験のみでは不十分である。

e) 圧力の鉛直分布 底板変位が大きいときの中心線上の土圧計の値による圧力の鉛直分布は、深さに対して指數的に増加していない。dense な砂の $H = 20 \sim 25$ cm までは指數的曲線に比較的よく載っても、深さが大きく

なるにつれ直線に近くなる。一応、Spangler の式にあるパラメーター β を種々に変えた曲線群と実測値を fit させてみると、 H が小さいよくあう部分は $\beta = 0.10$ に近く、 $H = 30 \rightarrow 60$ cm では $\beta = 0.8 \rightarrow 0.4$ と変化する。loose な砂ではさらに計算値の曲線からずれる傾向があるのに、砂中の変形や $\partial p/\partial d_0$ の等値線を考える限りでは、dense よりも loose の方が鉛直せん断面の仮定に無理が少ないように思える。鉛直せん断面の仮定と $K = \text{一定}$ という仮定を切りはなして論じるべきであり、後者を修正することが当面の問題となりうるであろう。

6. あとがき

この論文において報告された実験は、東京大学大学院土木工学専門課程 市川 新君と共同で行なったものであり、底板圧力の統計的処理の部分は彼によるものである。研究の全過程と本論文のまとめに際して、東京大学最上武雄教授から有益な助言と指導をいただいたことを心から感謝する。本研究は富士製鉄からの経済的援助によって行なわれたもので、富士製鉄 宇井允文氏、土質調査所 森 博氏に種々お世話になった。また本報告の発表についても御了解を与えられた、両氏に深謝する次第である。

参考文献

- 1) Roberts, I. : On the Pressure of Wheat Stored in Elongated Cells or Bins, Engineering 27, Oct. 1882
- 2) Janssen : Versuche über Getreidedruck in Silozellen, ZVDI, 1895
- 3) Cain, W. : Experiments on Retaining Walls and Pressures on Tunnels, Trans. of ASCE Vol. 72, 1911
- 4) Cain, W. : Earth Pressure, Retaining Wall and Bins, John Wiley Son, p. 287, 1916
- 5) Sub-Committee (Chairman Woodbury, W.H.) : Corrugated Metal Culverts for Railroad Purposes. Preparing Specifications, with Assistance of Committee on Iron and Steel Structures. Bulletin of AREA, Vol. 27, No. 284, 1926
- 6) Braune, G.M. : Earth Pressure on Culvert Pipes, Public Roads, Jan. 1927 (Cain, W. の Appendix が有益である。"Notes relative to vertical pressure on pipe culverts")
- 7) Braune, G.M. : Earth Pressure Experiments on Culverts Pipe, Public Roads, Nov. 1929
- 8) Terzaghi, K. : Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door, Proc. Intern. Conf. on Soil Mechanics, Vol. 1, pp. 307-311, 1936
- 9) 小野諒兄・真井耕象：乾燥砂層に於ける垂直土圧，土木学会誌 24 巻 5号，1938
- 10) 水野高明：砂の鉛直圧力に関する一考察，九大イ報 17 巻 1号，1942
- 11) Spangler, M.G. : Underground Conduits—An Appraisal of Modern Research, Discussion, Trans. of ASCE Vol. 113, pp. 316-374, 1948
- 12) Spangler, M.G. : Soil Engineering, Hadden Craftsman, 1957
- 13) 市原松平・林 裕貴，遠藤慎治：暗キニに作用する鉛直土圧の実例，土と基礎 No. 26, 1958
- 14) 道路公団：コルゲートパイプ野外試験について，土と基礎 No. 31, 1959
- 15) 市原松平・土橋宣夫：門司港小森江 L 型物揚場に作用する土圧並びに整体底面の接地圧に対する考察，土と基礎 No. 35, 1959 (原稿受付 1961.6.30)

PRELIMINARY EXPERIMENTS ON UNDERGROUND CONDUITS

By Yoshichika Yuasa, C.E. Member

Compiling and criticizing the former theories on earth pressure on a conduit, M.G. Spangler proposed some practically important formulas (Trans. ASCE Vol. 113). Use has been made of his formulas for practical purposes, but we have still many problems with regard to conduits. Some of the most important problems are 1) state of stresses in the soil between the vertical shearing planes, 2) existence of a plane of equal settlement, 3) estimation of settlement ratio, and 4) a coefficient of lateral earth pressure. It was intended in these experiments to clarify the most significant points in the conduit problems by observing phenomena in a simplified condition. Distribution of vertical pressures and vertical displacements were observed in sand.

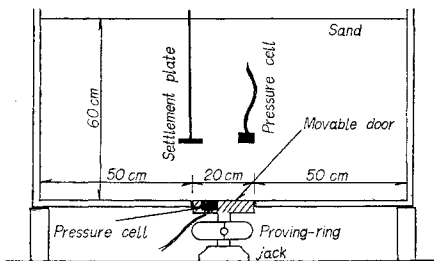


Fig. 1

Outline of the Experiments

A wooden box of $120 \times 80 \times 40$ cm in size is filled with very uniform sand of which grain size is about 1 mm. In the middle part of the bottom of the box a door, 20 cm in width is installed which is movable in the vertical direction. This door is supported by a jack connected with a proving-ring of which reading gives total door pressure (P_0). Nine earth-pressure gauges are installed to measure the pressures (p_0) on the door. The earth-pressure gauges and settlement-plates made of celluloid are embedded in the sand at a certain depth to measure vertical pressures (p) and vertical displacements (Δ) respectively. The sand is placed in two ways; that is, in case of obtaining looser state ($\gamma' = 1.56 \text{ t/m}^3$) the sand was scattered gently in the

box and in case of obtaining denser state ($\gamma' = 1.74$) it was compacted with a concreting vibrator. Sand is filled up to the total heights of 20, 40 and 60 cm in both looser and denser states.

Six earth-pressure gauges and six settlement-plates are located at the intervals of 10 cm in a horizontal plane. Observations are made on the horizontal planes which are installed also at the intervals of 10 cm. The observations of the door displacement (Δ_0) and the corresponding values of P_0 , p_0 , p and Δ are carried out simultaneously. A set of measurements is completed when the the door is raised up to a given height and moved downwards to the starting position. The maximum door displacement is one fiftieth of the total height for looser sand, or one hundredth for denser sand.

Results of the Experiments

Settlements and earth pressures in sand observed in one experiment showed regular change. But occurrence of scattering observed in different sets of measurements prevents us from getting definite conclusions by comparing the observed values.

1. Deformation in Sand

To know the character of the displacement in sand generated by the motion of the door, the contour lines for $\partial\Delta/\partial\Delta_0$ are more convenient than those for Δ itself. These contour lines are generally of bulb-shape above the door and spread upwards with the upward motion of the door. During the downward motion of the door, the contours which have once spread out in straight lines are shrunk toward the vicinity of the door. In case of looser sand, while downward displacement of the door is within 5 mm, vertical displacement of sand in the central column is larger than the displacement of the door. In case of denser sand, the displacement of sand is similar to that in looser sand until downward displacement of the door reaches up to about 5 mm, beyond which large difference is

observed. Namely, only a small mass of sand close to the door shows considerable displacement. It means that the motion of the door is hardly transmitted to the upper part of the sand.

The influences of compactness of sand are as follows. The denser sand shows larger upward motion and less downward one in comparison with the looser for equal displacement of the door. In denser sand the upward motion of the door can be transmitted through the sand more sensitively than in looser sand. To make quantitative consideration on these facts, the apparent displacement generated in sand must be divided into displacement due to plastic flow and that due to volume change.

The assumption of the existence of vertical shearing planes is not so far from reality for practical purpose, but the results of the tests seem to deny the existence of a plane of equal settlement.

2. Pressures on the Door

Pressure distribution on the door is not uniform and the pressure at the edge of the door is greater than that at the center. A total load on the door calculated from the observed pressures by nine pressure gauges installed on the door is within 35-45% of the value obtained by the proving-ring. The force measured by the proving-ring gives the value close to the total pressure estimated from the pressure distribution in the central column.

The total door pressure (P_0) and the total height of sand (H_0) are almost linearly related with each other, while the vertical distribution of the internal pressures ($p-H$) is of an exponential type as in Spangler's formulas.

A dynamical model was presented for the phenomenon that the pressure on the door de-

creases suddenly, when the door starts moving downwards after reaching the highest position. The conception of "a plane of equal settlement" was used in this model with some modification. In this model, an imaginary plane is assumed to exist in sand which divides the sand mass into two parts; that is, one is in projecting condition and the other in ditch condition. It is concluded from the observed pressure on the door that the assumed plane propagates through the mass of sand with a certain velocity proportional about 250 times to that of the door.

3. Pressure Distribution in Sand

Observed vertical pressures in sand showed that a coefficient of lateral earth pressure in Spangler's formulas was between 0.5 and 0.9 in both cases of projecting condition and of ditch condition. Therefore, it is justified not to use the Rankine's coefficients K_a and K_p which give the vertical distribution of earth pressure. The assumption that frictional stresses along shearing surfaces increase gradually with Δ_0 to the definite values, is more reasonable than the assumption that a plane of equal settlement shifts upwards with Δ_0 .

The contour lines for $\partial p/\partial \Delta_0$ are mainly composed of three significant parts. One covers a rectangular part on the door, and the others are triangular on the both sides of that part. In the former part the values of $\partial p/\partial \Delta_0$ take positive sign and in the latter parts, they take negative sign. The positive zone in denser sand swells laterally a little, while there are no swell in looser sand. Cores of the negative zones which have the minimum values of $\partial p/\partial \Delta_0$ are located at a distance about 15 cm from the bottom of the box in denser sand, while they appear directly on the bottom in looser sand.