

## 地中埋設管に作用する極限土圧の解析

山本 春行\*・富永 晃司\*

平成元年6月30日 受理

### Analysis of the ultimate Earth Pressure on Underground Conduits

Haruyuki YAMAMOTO and Koji TOMINAGA

The ground movement caused by the consolidation of soil or surface loading changes the state of stress in the ground adjacent conduits. Under these circumstances the conduits may be subjected to very high ground forces which can lead to conduit failure.

The purpose of this paper is to present a method of estimating the ultimate earth pressure on the conduits, which is based on the limit analysis and equilibrium equations. The analysis presented is similar in principle to that employed by Matsuo (1964), but it is also extended to conduit groups which are placed in parallel. The failure model of soil mass used in the present analysis is produced by analysing photographs to show movements of sand particles around the conduits during model tests. Furthermore, on the assumption that the Mohr-Coulomb's failure criterion is valid on shear sliding line, the failure model is shaped by a logarithmic spiral.

In this paper, comparisons are also made between observations on the ultimate earth pressure acting on the model conduits set in the dry sand and a mass of aluminum rods and those predicted by the proposed theory, and it is found that the proposed theory can predict the test results fairly well.

#### § 1. 序

地盤沈下や近接工事あるいは交通荷重に起因する地盤の変位の程度によっては、地中埋設管に作用する土圧は、時にはかなり大きなものとなる。したがって、これまでに埋設管にひび割れが生じた例や、折損ならびに破断事故等のさまざまな障害の発生例が報告されている<sup>1)</sup>。

これらの問題に対して、理論的あるいは実験的な研究は数多く行われている<sup>2)~14)</sup>が、研究の対象は地中埋設管と地盤に相対変位が生じる場合の埋設管への作用土圧に関するものが主である。言い替えば、このような状態が埋

設管にとっては最も重要な問題を含んでいると言えよう。このような観点から、筆者らも地盤が埋設管に対し相対的に沈下する場合を想定した模型実験を実施し、周辺地盤の変形性状や極限鉛直土圧に関する実験結果について、その成果<sup>15),16)</sup>を報告してきた。

ひきつづき本論文は、埋設管に作用する極限土圧について、松尾<sup>17)</sup>の提案する鉄塔基礎の引き抜き理論、および模型実験により観察された埋設管周辺地盤の変形性状を参考にした地盤の崩壊モデルを取り入れた一解析法を提案する。ただし、埋設管に作用する鉛直土圧に関する既往の理論は、Spangler<sup>2)</sup>の研究に代表されるように、単一の埋設

\* 構造工学専攻

管（以後、単管と称す）を対象にしているが、本解析法では2本の並列に設置された埋設管をも扱えることに特徴がある。

さらに本論文では、提案する本解析法を豊浦標準砂を用いた土槽実験結果やアルミ棒積層体の擬似地盤による実験結果に適用し、その妥当性についても検証を加えた。

## § 2. 解析法

本解析法で対象とする埋設管は、Fig. 1に示すような並

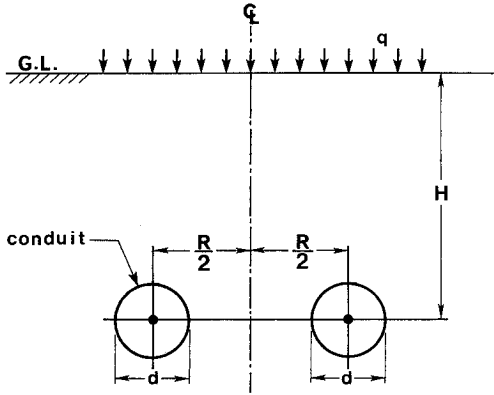


Fig. 1 Analysis of parallel arrangement of 2-conduits

列に設置した2本の埋設管である。ただし、図中の記号については、 $q$ は地表面に作用する上載荷重、 $H$ は埋設深さ、 $R$ は埋設間隔、および $d$ は埋設管の直径を表わしている。解析法を導くにあたり、設定する解析モデルはFig. 2に示す地盤の変形状態の観察結果を基に決定した。なお、

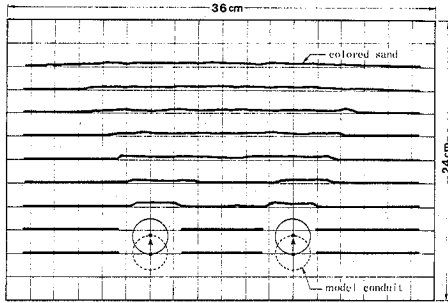


Fig. 2 Sketch of soil movement observed around the conduits during model test

同図は実験土槽前面のガラス面を通して写真撮影により、標識となる着色砂層の動きを記録した埋設管周辺地盤の変形状態である<sup>16)</sup>。ただし、この実験では周辺地盤が沈下する状態と同じ状態にするために、埋設管を押し上げて周辺

地盤との間に相対変位を与える方式が採用されている。この図から、埋設管の上方部分にすべり面と思われる着色砂層の急折した部分が観察されること、そのすべり面は上方に向かって扇状に広がった形となっていること、そして埋設管から内側に発生しているすべり面は相互の埋設管の中間で交差し、それより上方部分では着色砂層は一様に隆起して急折部が現われていないことなどが分る。

以上の地盤の変形状態を考慮して、埋設管に作用する鉛直極限土圧の解析モデルとして、Fig. 3を設定した。ただし、図は2本並列埋設管の対称条件を利用して、中心線より右半分のみを示している。この解析モデルから埋設管に作用する単位長さあたりの鉛直極限土圧は、極限釣り合い状態において、④点～⑤点で囲まれる土塊の重量とそれらの境界面に作用する境界応力の鉛直成分の積分値を合算して求められる。なお、埋設管より右側のすべり面は、①点を極として埋設管の側面の④点より地表面の②点へ達する対数らせん線で表わせるものと仮定する。また、このすべり面の②点への入射角は、地表面近傍で受働すべりが生じるため、水平方向と $(\pi/4 - \phi/2)$ の角度を成すと仮定する。ただし、 $\phi$ は地盤の内部摩擦角である。一方、埋設管より左側へ向うすべり面は、①点を極として埋設管の側面の⑤点より③点へ向う対数らせん線で表わすこととした。ただし、このすべり面は、対をなす埋設管から生じているすべり面と交差する位置まで発生するとし、その位置の③点は深さ $H_p$ にあるものとした。また、③点では左右の土塊が互いに押し合う状態にあるため、最大主応力は水平方向に向いていると仮定し、③点へのすべり面の入射角は水平面に対して $(\pi/4 - \phi/2)$ を成すとおいた。

つぎに対数らせん④～⑤上に作用する応力状態について考察を加えてみる。ただし、応力は圧縮側を正と定義する。

Mohr-Coulombの破壊規準に基づく、すべり線場理論<sup>18)</sup>によれば、すべり面上の任意の一点における応力状態はFig. 4のように示される。同図において、 $S_1$ 、 $S_2$ はすべり線であり、最大主応力 $\sigma_1$ の方向からそれぞれ $(\pi/4 - \phi/2)$ だけ傾斜している。Fig. 4に基づき、 $x-y$ 面における応力 $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ および $\tau$ を主応力で表示すれば、次式のごとくなる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_m + \sigma' \cdot \cos(2\omega - \pi) \\ \sigma_y &= \sigma_m - \sigma' \cdot \cos(2\omega - \pi) \\ \tau &= \sigma' \cdot \sin(2\omega - \pi) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2)/2, \quad \sigma' = (\sigma_1 - \sigma_2)/2, \quad \omega = \pi/4 + \theta - \phi/2$$

一方、地盤の破壊規準式は(2)で表示される。

$$\sigma' = \sigma_m \cdot \sin(\phi) \quad (2)$$

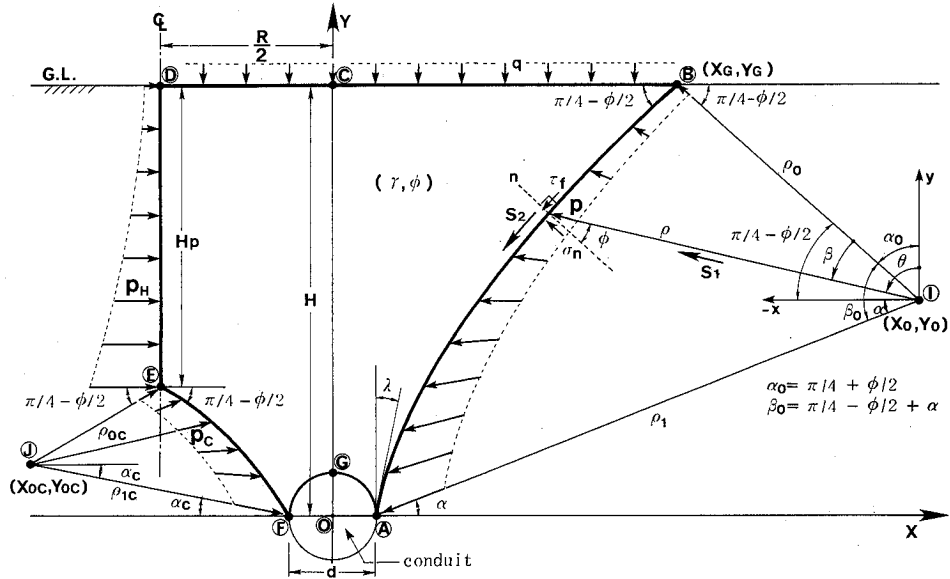


Fig. 3 Assumed mechanical model for calculating the ultimate earth pressure acting on conduits

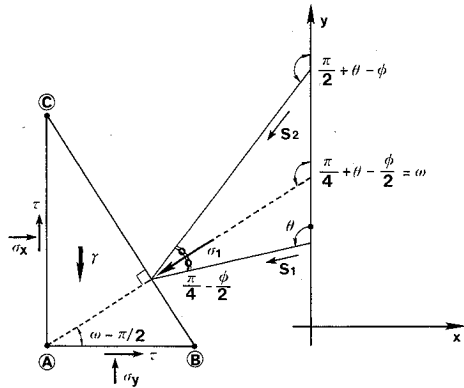


Fig. 4 Stress conditions at a point on x-y plane

(2)式を(1)式に代入すれば、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_m \{1 + \sin(\phi) \cdot \sin(2\theta - \phi)\} \\ \sigma_y &= \sigma_m \{1 - \sin(\phi) \cdot \sin(2\theta - \phi)\} \\ \tau &= -\sigma_m \sin(\phi) \cdot \cos(2\theta - \phi) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 $\theta$ は $y$ 軸より $S_1$ 方向へ反時計回りに測った角度である。

さらに、(3)式を(4)式の釣り合い式に代入し、(5)式の微分公式を用いて整理すれば、(6)式のすべり線場に関する Kötter 方程式が得られる。ただし、各式中の $\gamma$ は土の単位体積重

量である。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} + \gamma &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} &= \frac{1}{\cos(\phi)} \left\{ -\sin(\theta - \phi) \frac{d}{dS_1} - \cos(\theta) \frac{d}{dS_2} \right\} \\ \frac{\partial}{\partial y} &= \frac{1}{\cos(\phi)} \left\{ \cos(\theta - \phi) \frac{d}{dS_1} - \sin(\theta) \frac{d}{dS_2} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \cos(\phi) \frac{d\sigma_m}{dS_1} - 2\sigma_m \sin(\phi) \frac{d\theta}{dS_1} &= -\gamma \cos(\theta - \phi) \\ \cos(\phi) \frac{d\sigma_m}{dS_2} + 2\sigma_m \sin(\phi) \frac{d\theta}{dS_2} &= \gamma \sin(\theta) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで、Fig. 3の①~②すべり面を $S_2$ 線とし、(7)式で表示される対数らせん線とすれば、動径とらせんは $(\pi/2 - \phi)$ で交差する性質があるので、動径 $\rho$ は $S_1$ 線と一致する。

$$\rho = \rho_0 \cdot e^{\beta \tan(\phi)} \quad (7)$$

ただし、 $\beta$ は動径の始線 $\rho_0$ より反時計回りに測った角度である。

ついで、(8)式で定義されるせん断抵抗合応力 $p$ を用いて (Fig. 5 参照)、(6)式の第2式を書き替え(9)式の諸量により変換すれば、(10)式に示すように $\beta$ を変数とする $p$ に関する微分方程式が得られる。

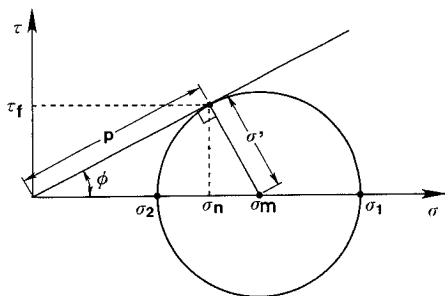


Fig. 5 Mohr's circle of stresses

$$p = \sqrt{\sigma_n^2 + \tau_f^2} = \sigma_m \cdot \cos(\phi) \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \alpha_0 + \beta \\ d\theta &= d\beta \\ dS_2 &= p_0 \cdot d\beta \sec(\phi) \cdot e^{\beta \tan(\phi)} \quad (\text{Fig. 3 参照}) \end{aligned} \right\} (9)$$

$$\frac{dp}{d\beta} + 2p \cdot \tan(\phi) = \frac{\gamma \rho_0 \sin(\beta + \alpha_0)}{\cos(\phi)} \cdot e^{\beta \tan(\phi)} \quad (10)$$

さらに、(10)式の一般解に(11)式の境界条件を考慮すれば、最終的に(12)式に示す解が得られる。

$$p = (q + \gamma \cdot h) \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2) \quad (\beta=0にて) \quad (11)$$

$$\begin{aligned} p &= (q + \gamma \cdot h) \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2) \cdot e^{-2\beta \tan(\phi)} \\ &+ \frac{\gamma \rho_0 e^{-2\beta \tan(\phi)}}{\{1 + 9 \tan^2(\phi)\} \cos(\phi)} [e^{3\beta \tan(\phi)} \{3 \tan(\phi) \sin(\beta + \alpha_0) \\ &- \cos(\beta + \alpha_0)\} - \{3 \tan(\phi) \sin(\alpha_0) - \cos(\alpha_0)\}] \quad (12) \end{aligned}$$

なお、(11)式で与えた境界条件は Fig. 6 に示すように地表面より h の深さにおける水平な A—B 面上の C 点での条件であり、Fig. 3 における B 点では h=0、E 点では h=H<sub>p</sub> とすればよい。

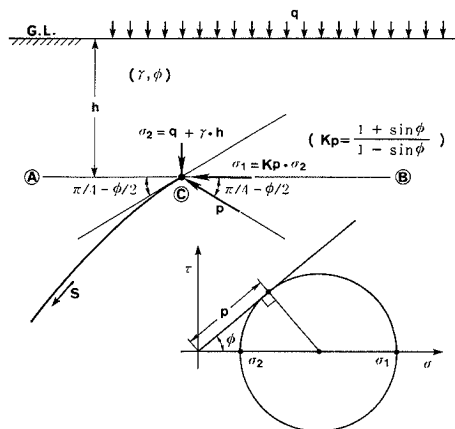


Fig. 6 Boundary condition used in the derivation of the fundamental equations

Fig. 7 は Fig. 3 のすべり土塊の境界面に作用する応力の合力とその作用位置を示したものである。ここに、P<sub>s</sub> は C—B 面に作用する上載荷重と等価な合力であり、同じく P<sub>sc</sub> は D—C 面に作用する上載荷重と等価な合力を表わしている。また、W は土塊 A—B—C—G の重量、W<sub>c</sub> は土塊 G—C—D—E—F の重量であり、b と b<sub>c</sub> はそれぞれ

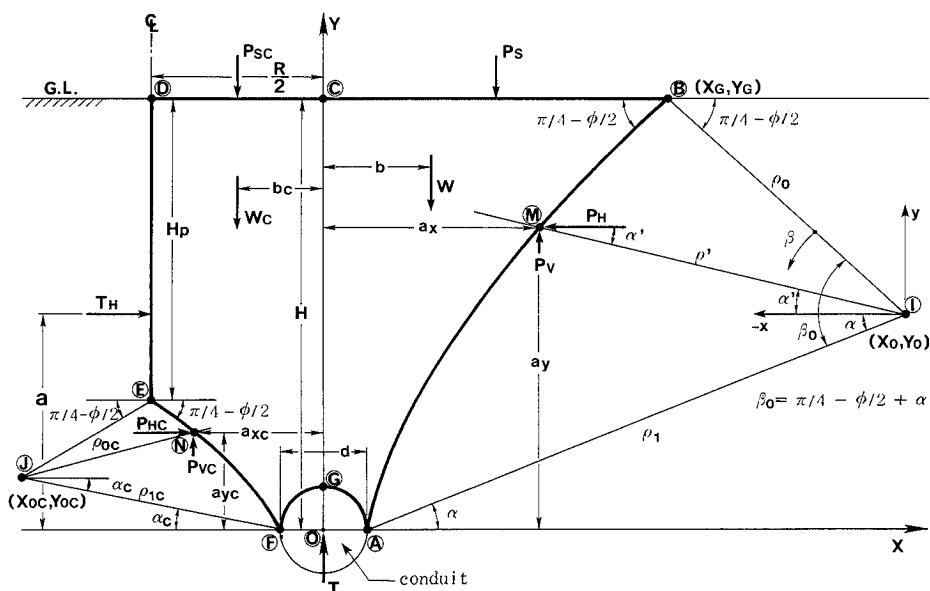


Fig. 7 Direction and location of concentrated forces on soil mass used in the derivation of the equilibrium equations

れの重心点位置より Y 軸までの距離である。そして T は埋設管に作用する極限土圧を表わしている。また、対数ラ線④～⑥線上の鉛直合力  $P_v$  と水平合力  $P_H$ 、ならびにそれらの作用位置⑭点までの Y 軸および X 軸からの距離  $a_x$ 、 $a_y$  は、以下ようになる。

対数ラ線上の④点と極①を結ぶ動径を  $\rho_1$  として  $\rho_1$  と X 軸とのなす角を  $\alpha$  とすれば、幾何学的関係から極①と点⑥の座標値および  $\rho_0$  と  $\rho_1$  の関係式は、(13)～(15)式のごとく表示できる。

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \rho_1 \cdot \cos(\alpha) + d/2 \\ Y_0 &= \rho_1 \cdot \sin(\alpha) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} X_G &= X_0 - \rho_0 \cdot \cos(\pi/4 - \phi/2) \\ Y_G &= H \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= \rho_0 \cdot e^{(\pi/4 - \phi/2 + \alpha) \tan(\phi)} \\ \rho_0 \cdot \sin(\pi/4 - \phi/2) + \rho_1 \cdot \sin(\alpha) &= H \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

さらに、(15)式の二つの式から  $\rho_0$  は、次式のように表わされる。

$$\rho_0 = H / \{ \sin(\pi/4 - \phi/2) + e^{(\pi/4 - \phi/2 + \alpha) \tan(\phi)} \cdot \sin(\alpha) \} \quad (16)$$

すなわち、(16)式において H および  $\phi$  は既知であるので、 $\alpha$  が定まると  $\rho_0$  が決定でき、その他の諸量も(13)～(15)式で求めることができる。ただし、Fig. 3 において④点より立ち上る対数ラ線の角  $\lambda$  が  $\lambda \geq 0$  (対数ラ線が埋設管内部まで入り込まないという条件)、ならびに  $\rho_0$  と  $\rho_1$  のはさみ角  $\beta_0$  が  $\beta_0 > 0$  となる条件を満足するためには、 $\alpha$  の値が存在する範囲は次式のように規定される。

$$\phi \geq \alpha > \phi/2 - \pi/4 \quad (17)$$

一方、Fig. 3 におけるせん断抵抗応力  $p$  の上向き成分は  $p_v = p \cdot \sin(\pi/4 - \phi/2 - \beta)$ 、そして左向き水平成分は  $p_H = p \cdot \cos(\pi/4 - \phi/2 - \beta)$  であるので、これらを  $S_2$  線に沿って積分し、それぞれ(18)式のように  $P_v$  と  $P_H$  が算定できる。

$$\left. \begin{aligned} P_v &= \int_0^{\beta_0} p \cdot \sin(\pi/4 - \phi/2 - \beta) \cdot \rho_0 \sec(\phi) e^{\beta \tan(\phi)} d\beta \\ P_H &= \int_0^{\beta_0} p \cdot \cos(\pi/4 - \phi/2 - \beta) \cdot \rho_0 \sec(\phi) e^{\beta \tan(\phi)} d\beta \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

また、対数ラ線④～⑥線上に作用するせん断抵抗応力の作用方向はすべて極①に向っているので、Fig. 7 中の  $\alpha'$  は  $\alpha' = \arctan(P_v/P_H)$  で表わされ、合力の作用点⑭の位置は次式のように定まる。

$$\left. \begin{aligned} a_x &= X_0 - \rho_0 \cdot e^{(\pi/4 - \phi/2 - \alpha') \tan(\phi)} \cdot \cos(\alpha') \\ a_y &= Y_0 + \rho_0 \cdot e^{(\pi/4 - \phi/2 - \alpha') \tan(\phi)} \cdot \sin(\alpha') \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

さらに、⑥点から⑥点へ至るすべり面上における合力  $P_{vc}$ 、 $P_{hc}$ 、ならびにその作用点⑮の位置  $a_{xc}$ 、 $a_{yc}$  については、上述した④点～⑥点のすべり面での誘導法に対して、X 軸を反転させるのみで、同様の方法で算定できる。ただし、⑥点は中心線上の深さ  $H_p$  の位置にあるという条件から、④点～⑥点のすべり面における  $\rho_0$ 、つまり(16)式に対応する  $\rho_{0c}$  は、次式のようになる。

$$\rho_{0c} = (H - H_p) / \{ e^{(\pi/4 - \phi/2 + \alpha_c) \tan(\phi)} \cdot \sin(\alpha_c) + \sin(\pi/4 - \phi/2) \} \quad (20)$$

そして、 $H_p$  は動径  $\rho_{1c}$  と X 軸とのなす角  $\alpha_c$  を用いて、幾何学的関係から(21)式のように表わされる。

$$H_p = H - \frac{R - d}{2} \cdot \frac{e^{(\pi/4 - \phi/2 + \alpha_c) \tan(\phi)} \cdot \sin(\alpha_c) + \sin(\pi/4 - \phi/2)}{e^{(\pi/4 - \phi/2 + \alpha_c) \tan(\phi)} \cdot \cos(\alpha_c) - \cos(\pi/4 - \phi/2)} \quad (21)$$

以上に概説したように、 $\alpha$  および  $\alpha_c$  の角度を与えるとき、すべり土塊に関する諸量が定まることが分った。したがって、残りの未知量である埋設管に作用する鉛直極限土圧 T、および中心線④～⑥上に作用する合力  $T_H$  ならびに X 軸とその作用位置までの距離  $a$  を決定する必要があるが、これらの諸量はすべり土塊全体の釣り合い条件から定められる。すなわち、鉛直方向の釣り合いより(22)式、水平方向の釣り合いより(23)式、そして⑥点回りのモーメントの釣り合いより(24)式が得られる (Fig. 7 参照)。

$$T = W + W_c + P_s + P_{sc} - P_v - P_{vc} \quad (22)$$

$$T_H = P_H - P_{hc} \quad (23)$$

$$a = (bc \cdot W_c - P_{hc} \cdot a_{yc} - P_{vc} \cdot a_{xc} + P_{sc} \cdot R/4 + P_H \cdot a_y + P_v \cdot a_x - b \cdot W - P_s \cdot X_G/2) / (P_H - P_{hc}) \quad (24)$$

さて(22)式から、任意の  $\alpha$  値ならびに  $\alpha_c$  値に対する T の値が求まるが、埋設管に作用する唯一の極限土圧は次式の極値条件を用いて得られる。

$$\frac{\partial T}{\partial \alpha} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial \alpha_c} = 0 \quad (25)$$

以上のようにして、(25)式から求まる  $\alpha$  と  $\alpha_c$  値を(22)式に代入して極限土圧を算定することになるが、極限土圧に関する解を陽に書き下すことは困難であるため、実際の計算では数値計算によって  $\alpha$  および  $\alpha_c$  を変化させて極値を定め、解を求めた。ちなみに最も簡単な計算例として単一の埋設管における  $\alpha$  と T の関係を Fig. 8 に示しておく。なお、単管の場合は、Fig. 7 における中心線を Y 軸と一致させ、土塊④—⑥—⑧—⑨のみを対象にして解けばよい。

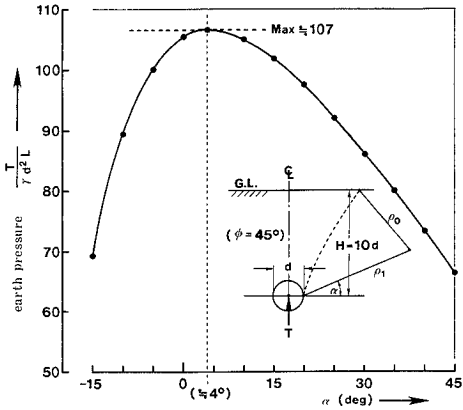


Fig. 8 Variation of earth pressure on a conduit with  $\alpha$

また、埋設管の設置深さや土の内部摩擦角などの計算条件は図中に示すごとくであり、さらに土圧に関する縦軸は土の単位体積重量  $\gamma$ 、埋設管の直径  $d$  および埋設管の長さ  $L$  で無次元化し表示している。この図から、本計算例では  $\alpha$  が約  $4^\circ$  で極値（最大値）をもち、極限土圧  $T/(\gamma d^2 L)$  としては約 107 が得られた。

単管に関する極限土圧の計算結果の例を示したが、さらに Fig. 9 では埋設深さを変化させた場合の単管における極限土圧の様子を示しておく。ただし、土の内部摩擦角  $\phi$  を計算パラメータとした。この図より、埋設深さ  $H$  が深くなるにつれて、そして土の内部摩擦角  $\phi$  が大きくなるに従って、極限土圧が増大することが分る。

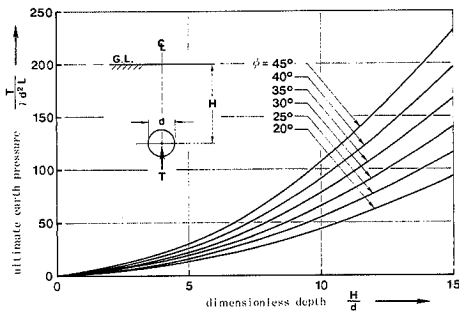


Fig. 9 Ultimate earth pressure versus  $H/d$  relationship for several values of  $\phi$

### § 3. 実験結果との比較

#### 3.1 土槽実験結果への適用

本解析法を文献<sup>15),16)</sup>で報告した実験結果へ適用し、比較検討を行ってみる。計算で必要となる実験の諸元等は、Table 1 に示すとおりである。ただし、これらの詳細なら

Table 1 Summary of model tests by using dry sand

size of test apparatus	width:83cm, height:60cm, depth:20cm ( front wall ; tempered glass plate )
Model conduit	diameter:d=3cm, length:L=20cm (steel)
( Toyoura sand )	
uniformity coefficient	$U_c=1.56$
specific gravity	$G_s=2.63$
maximum density	$\rho_{max}=1.641(g/cm^3)$
minimum density	$\rho_{min}=1.341(g/cm^3)$
unit weight	$\gamma=1.600(gf/cm^3)$
relative density	$D_r=90\%$
internal friction angle	$\phi=43^\circ$
Method of loading	uplift of conduit

びに実験に関する詳しい事項については文献<sup>15),16)</sup>を参照されたい。

Fig. 10は単管で埋設深さを  $5d \sim 11d$  に変えた場合の、埋設管の押し上げ力 (=土圧) とその上昇変位量との関係を示したものである。同図より、初期において急激に押し上げ力は増大するがやがてピーク値に至り、その後やや低下する傾向にあることが分る。このピーク荷重 (図中の矢印の位置) を極限土圧とみなし、埋設深さとの関係を Fig. 11 に黒丸で示した。同図にはこれらの実験値とともに、提案する解析法により算定した結果を破線で示している。この図から、解析値の実験値に対する近似性はかなり高く、その誤差は最大約15%程度に収まっていることが示されており、提案する解析法が妥当なものであると言えよう。

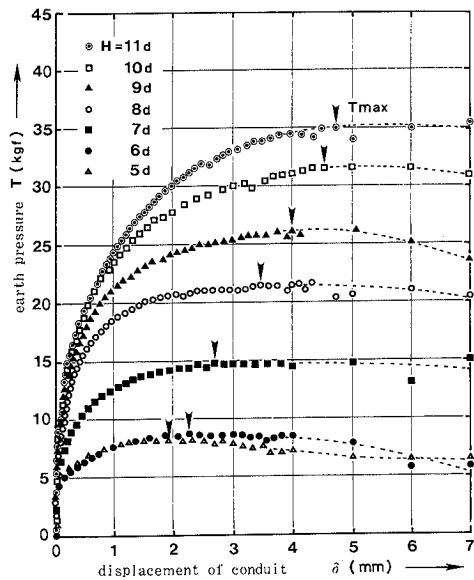


Fig. 10 Relationship between earth pressure ( $T$ ) and displacement of conduit ( $\delta$ )

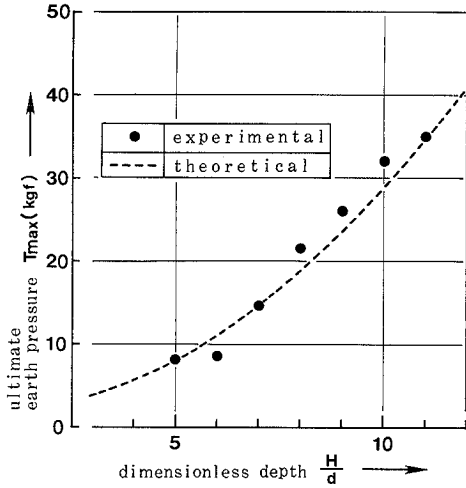


Fig. 11 Relationship between  $T_{max}$  and  $H/d$

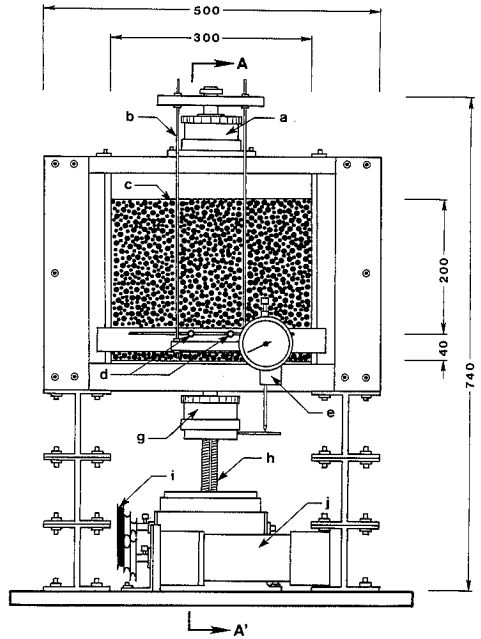
### 3.2 アルミ棒積層体モデル実験結果への適用

アルミ棒積層体モデルによる実験は村山ら<sup>19),20)</sup>により、粒状土地盤における局部沈下現象を考察するための模型実験の一つとして用いられている。この種の実験では粒状土地盤の二次元モデルとして、各種直径のアルミ棒を混合し横に積み上げた積層体を考えており、砂を用いた土槽実験に対して以下の利点がある。

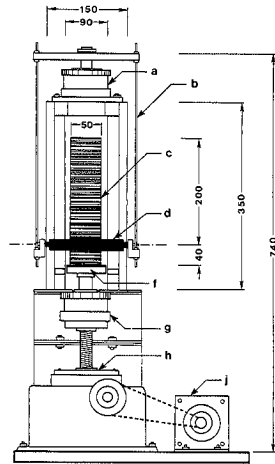
①棒の積層体は、棒の軸に対して直交方向への移動についてさえ拘束すれば自立するから前後面を壁体で支える必要がなく、試料と壁体面間の摩擦力は小さくなる。②剛な棒状体であるため奥行方向に関しては一様に変位し、すなわち二次元的な変形を示す粒状体であり、積み上げられた棒の端面には直接標点や標線を描くことができ、変形状態を詳しく観察することができる。③直径の異なる棒を混ぜ合わせる場合、混合比を変えることにより、各種の粒度組成をもつ粒状地盤に類似な地盤とみなすことができる。

これらの利点を考慮し、特に土粒子（アルミ棒）の鉛直成分のみならず水平方向への動きも観察するために、以下のアルミ棒積層体を用いた模型実験を行った。

実験装置の正面図および断面図を Fig. 12(a)ならびに(b)に示す。埋設管と周辺地盤との間に相対変位を与える方法として、土槽実験で採用した埋設管を押し上げる方式とは異なり、模型埋設管を固定支持した上で、周辺のアルミ棒積層体を降下床により降下させる方式を採用した。なお、この装置では、変速モーターの動力をベルトを介して、実験装置下方のスクリー・ジャッキに与えて降下床を降下させるが、降下床の下部に接続されたロードセルにより降下床に作用する荷重を測定できる機構となっている。一方、模型埋設管に作用する荷重（鉛直土圧）は、埋



(a) Front view of test apparatus (unit : mm)



(b) Sectional view (A-A') of test apparatus

(unit : mm)

- |                       |                          |
|-----------------------|--------------------------|
| a : upside load cell  | f : lowering floor       |
| b : hanging bar       | g : lower side load cell |
| c : aluminum rod mass | h : screw jack           |
| d : model conduits    | i : V-belt               |
| e : dial gage         | j : electric motor       |

Fig. 12

設管を固定支持する釣り上げ棒を介して上部のロードセルで測定する方式となっている。また、降下床の変位量（周辺地盤の沈下量に相当）の測定は、ダイヤルゲージによることとした。そして本実験では、埋設管周辺の地盤全体が沈下するように、実験槽底面全体を降下床（幅：30cm）にしている。

積層体は、直径1.5mmと3.0mmのアルミ棒（長さ50mm）を2：3（重量比）の割合で混合し、土槽実験で用いた豊浦標準砂の粒径加積曲線に対してほぼ平行な粒径分布となるように作成した。この混合比でアルミ棒を積上げ、積層体の作成途中に模型埋設管（アルミニウム製、直径 $d = 20\text{mm}$ ）を設置し、埋設管のかぶり厚さ（埋設管中心から積層体表面までの距離）が $10d (= 20\text{cm})$ となるように、そして埋設管中心から降下床までの距離は4cmとなるようにした。また、完成した積層体にはほぼ $2.0 \times 2.0\text{cm}$ の間隔で、端面を着色したアルミ棒を差し込んで地盤の動きを見る標点とした。なお、本実験では前述したようにアルミ棒積層体全体を降下させる方式を採用しているため、左右の仕切り板とアルミ棒との間に生じる摩擦力の影響が懸念された。したがって、Fig. 13に示すように仕切り板と

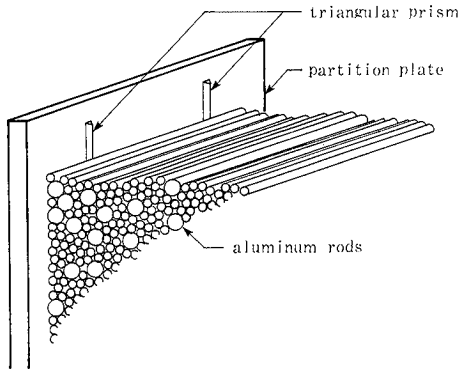


Fig. 13 Reducecing technique of the friction between aluminum rods and partition plate

アルミ棒積層体との間にアクリル製の三角柱を2本ずつ装着し、アルミ棒とその頂点で接触させる方法により当該部分での摩擦力の低減に努めた。

実験時に降下床に与える降下速度は、変速モーターにより $20/30 = 0.667 \text{ (mm/min)}$ とし、標点となるアルミ棒の動きを記録するための写真撮影は、降下床の降下量が20mmに達するまで2mm間隔で行った。

以上の実験における諸元等をまとめてTable 2に示しておく。

設置間隔 $R$ を $1d \sim 6d$ まで変化させた2本の埋設管

Table 2 Summary of model tests by using aluminum rods

size of test apparatus	width:30cm , height:24cm , ( depth ; optional )	
Model conduit	diameter:d=2cm , length:L=5cm (aluminum)	
Model ground	( aluminum rods )	
	a mass formed by using a mixture of aluminum rods 1.5mm and 3mm in diameter ( mixing weight ratio : 2:3 )	
	specific gravity	$G_s = 2.67$
	unit weight	$\gamma = 2.207 \text{ (gf/cm}^3\text{)}$
	internal friction angle	approximately:30° **
Method of loading	floor - lowering	

\*\* after Murayama et al. (1969) 19)

と単一の埋設管における実験結果について、埋設管1本あたりに作用する荷重 $T$ （鉛直土圧に相当）と降下床の降下量 $\delta$ との関係をFig. 14に示す。ただし、いずれの実験とも上載荷重としてアルミ棒積層体の表面に直径5mmの鋼棒（総重量2kgf： $q = 0.0133\text{kgf/cm}^2$ ）を積載している。

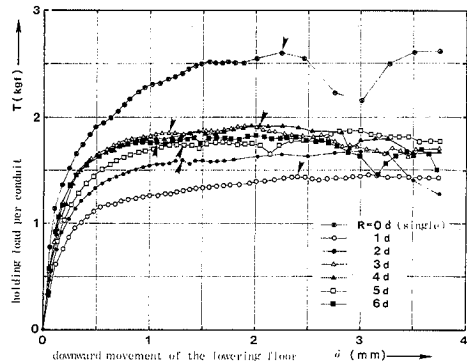


Fig. 14 Relationship between  $T$  and  $\delta$

同図より埋設管に作用する鉛直土圧は、土槽実験で得られたFig. 10のものと同様に、 $\delta$ のごく小さい範囲で $T$ は急激に上昇し、 $\delta = 0.5 \sim 1.0\text{mm}$ から $T$ の増加は緩やかになることが分る。また、降下量 $\delta$ がほぼ2mmを越えるあたりから $T$ の値が一度減少傾向を示し、その後は増加と減少を繰り返す性状が見られる。これらの性状は、降下床の降下量が小さい初期の範囲においては、粒状体（本実験においてはアルミ棒）の配列の変化は連続的であるのに対して、降下量が大きくなると過度的な配列の変化が生じ、それが降下量と埋設管に作用する鉛直土圧との関係に現われたものと思われる。したがって、アルミ棒積層体モデルの実験では最初に $T$ にピークが現われたとき（図中の矢印）の値をもって極限土圧とみなした。Fig. 15は、降下床の降下量 $\delta$ に対する埋設管の鉛直土圧 $T$ （上部ロードセルによる）、ならびに降下床の反力減少量 $T'$ （下部ロードセルに



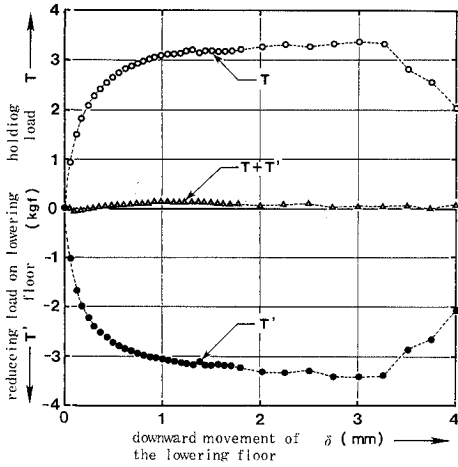


Fig. 15  $T$ - $\delta$  and  $T'$ - $\delta$  curves for 2-coduits test :  $R=2d$

よる)との関係の一例を示したものである。アルミ棒積層体と仕切り板との間に摩擦力が生じていないならば、 $T+T'$ は常に0となるが、この測定例で見られるように、摩擦力の発生がかなり抑えられていることが分る。また、他の実験においても、 $T+T'$ の値は最大 $\pm 0.3\text{kgf}$ の範囲に変動値が収っており、前述した処理によりほぼ摩擦力は低減できたものと判断できた。

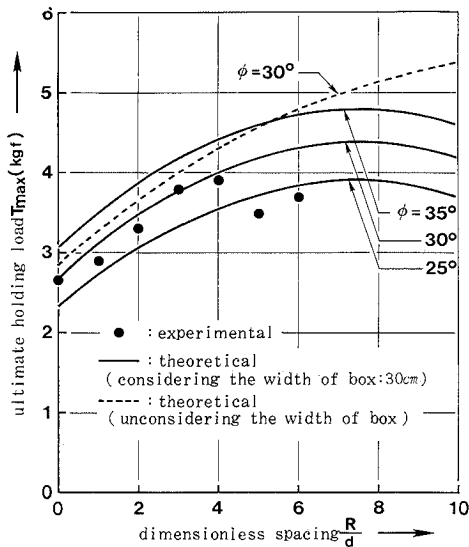


Fig. 16 Relationship between  $T_{\text{max}}$  and  $R/d$

Fig. 16は2本の埋設管間隔  $R/d$  に対する極限土圧を示したものである。図中に●印で示す実験値は、埋設管間隔  $R/d$  が4までは  $R/d$  が增大するにつれて極限土圧も増加

していく傾向にあるが、 $R/d$  が5以上になると逆に低下する性状が見られる。すなわち、2本の並列埋設管の場合、互いの影響が及ばない距離まで  $R$  が大きくなると単管の極限土圧の2倍の値に近づくものと推測できるが、上記の現象は実験装置の幅の影響が現われているものと思われる。つまり、 $R$  が大きくなると左右両端にある仕切り板までの距離が狭くなり、この距離と埋設管の設置深さ  $H$  との比率によって左右の仕切り板の影響が現われる。このために、 $R$  が増大しても最終的な単管の2倍の値に近づく性状が見られなかったものと考えられる。

以上のことを考慮し、実験装置の幅の影響をも取り入れた解析値を同図中に実線で示した。ただし、この解析値は Fig. 3の解析モデルにおいて、 $R$  が決定されれば実験装置の幅により③-④間の距離が既知となるので、すべり面の④点が地表面に到達する以前に仕切り板に達し、すべり面が仕切り板で跡切れた状態の解析モデルに基づくものである。なお、本解析では  $\phi = 25^\circ, 30^\circ, \text{および} 35^\circ$  を対象としたが、参考のために  $\phi = 30^\circ$  で実験装置の幅の制限を受けない場合の解析値も破線で示している。これらの解析結果より、単管の場合 ( $R/d=0$ ) でも解析値によれば、すでに実験装置の幅の影響を受けていること、さらに実験値の一部は  $\phi$  が  $25^\circ$  より小さな領域にあるが、全体的にみて  $\phi = 30^\circ$  の解析値にほぼ一致していることなどが分る。この結果とアルミ棒積層体の直接せん断試験から  $\phi$  が  $30^\circ$  の値をもつことを併せ考えれば、本解析値は実験結果によく適合していると見てよからう。

Fig. 17 (a)~(d) は、埋設管に作用する鉛直土圧がほぼ最大値になる時点(降下床の降下量が2mmの時点)でのアルミ棒の変位状態を示したものである。なお、同図における変位状態は写真撮映した画像から、以下のように求め、表示した。

本実験ではアルミ積層体の全体を降下させているため、写真の画像には埋設管の影響が及ばない位置のアルミ棒は降下床と同じ降下量が示されている。そこで実験開始前に記録した標点となるアルミ棒の位置と降下床の降下量が2mmにおける同標点の位置を結ぶベクトルに、鉛直成分2mmを加え、標点の変位ベクトルとした。すなわち、Fig. 17における○印が降下床と同じ動きをしている標点を表わしており、そして↑印の先端が埋設管の影響により降下床と相対的に変位を生じた標点の変位を表わすことになる。言い替えれば、前述の土槽実験における地盤の変形図 (Fig. 2) と同様に、埋設管を周辺地盤に対して相対的に押し上げた状態で変位ベクトルを示していることになる。

同図より、標点の変位ベクトルは埋設管の直上部分が最も大きく、埋設管から離れるほど小さくなっていること、また変位ベクトルの向きに関して見れば、鉛直方向のみな

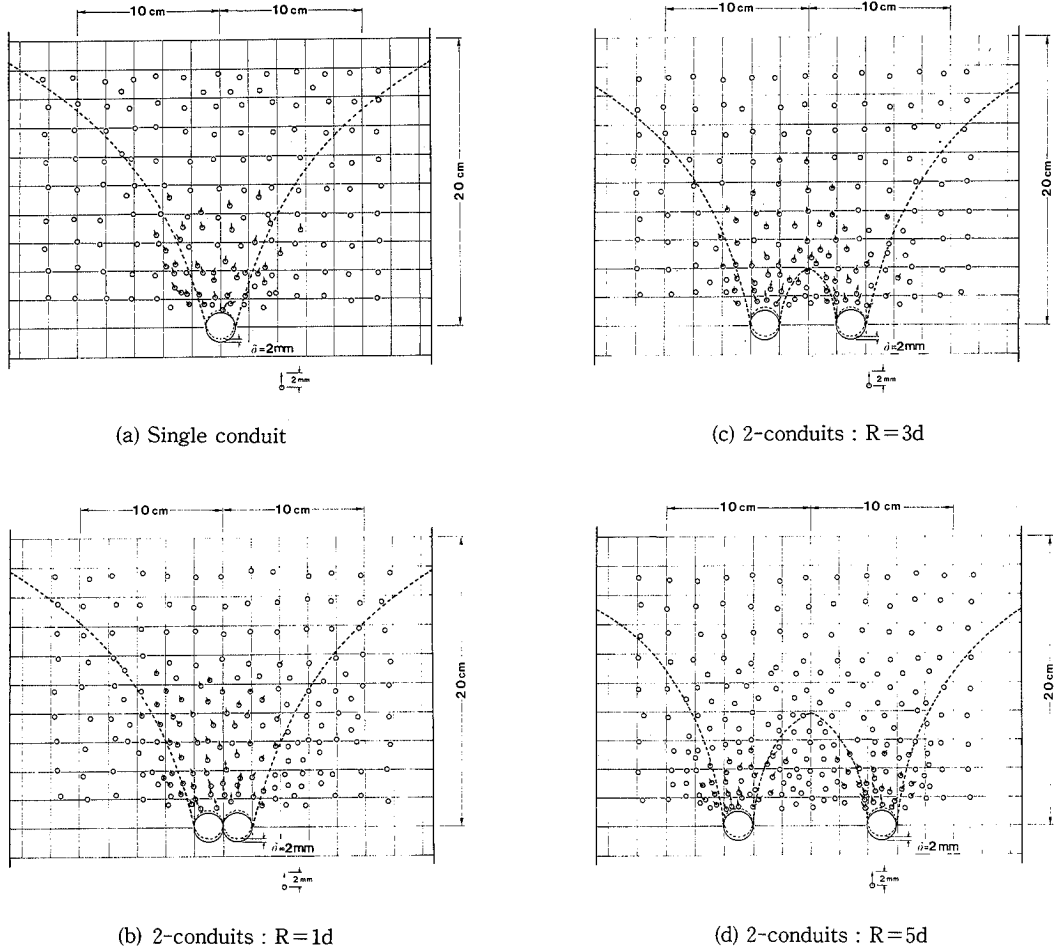


Fig. 17 Movement of aluminum rods observed around the conduits during model tests

らず水平方向にも変位を生じており、埋設管の中心からほぼ放射状の方向に変位している様子が観察される。そして変位が顕著に現われている領域は、鉛直方向には埋設管から約10cmの高さまでであり、かつ埋設管から上方に扇形に広がった形を形成している。さらに2本並列埋設管の場合、内側で埋設管の近傍では降下床と同じ動きをしているが、ある位置より上方部では変位ベクトルが生じている部分が見られる。一方、解析により得られたすべり面 ( $\phi = 30^\circ$  で、実験装置の幅を考慮したもの) を同図中に破線で示した。このすべり面の形状より、前述したように外側のすべり面はアルミ棒積層体の表面に到達する前に仕切り板と交差していることが分る。そして実験において変位ベクトルが顕著に生じている部分を解析によるすべり面がほぼ包絡した形状をしており、解析で得られたすべり面は、妥当なものであると判断できる。

#### § 4. 結 論

本論文は、地中埋設管に関する研究の一環であり、2本並列埋設管に作用する極限土圧を対象として周辺地盤の沈下により埋設管が受ける極限鉛直土圧に関する一解析法を示したものである。また、模型実験結果へ同解析法を適用し、その適用性についても検討を加えた。本論文で得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 模型実験を通して得られた埋設管と地盤との相対変形により地盤中に発生するすべり面の観察結果に基づき、極限時の抵抗土塊の形状を対数らせんによって囲まれる崩壊モデルで設定することができた。
- 2) Mohr-Coulombの破壊規準に基づく、すべり線場理論を同モデルに適用し、極限釣り合い状態における崩壊可能なモードに対して極値条件を用いることによ

り極限土圧を決定することができた。

- 3) 土槽を用いた模型実験結果に本解析法を適用し、埋設管の設置深さを変化させた場合の極限土圧と比較した結果から、かなりの精度で極限土圧が予測できることが示された。
- 4) アルミ棒積層体を用いた模型実験の場合、実験装置の容器幅の影響が現われているが、その幅の影響も考慮した解析によって決定されたすべり面は実験結果とよく一致している。また、2本の埋設管で設置間隔を変化させた実験による極限土圧と解析によるそれは、多少の相違が見られるものの、直接せん断試験から求められたアルミ棒積層体の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$  の解析結果とほぼ一致していることが示された。

なお、本解析法はすべり面が地表面まで到達するような設置深さが比較的浅い場合を対象にしたものであるが、今後、さらに埋設管の設置深さが深くすべり面が地盤の内部で閉じるような場合の解析法も開発する予定である。

## 謝 辞

本研究で引用した実験を実施するにあたり、広島大学工学部文部技官・原田誠一氏ならびに昭和62年度大学院終了生・竹谷雅則氏には多大なご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：「地中埋設管の調査・設計から施工まで」, pp.345~377, 1984
- 2) Spangler, M.G. : Underground Conduits-An Appraisal of Modern Research, Trans. of ASCE, Vol.113, pp.316~374, 1948
- 3) 成田国朝：地中埋設管に関する有限要素解析, 埋設管に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 9~12, 1975
- 4) 浅井貞重：地盤との相互作用による地中埋設管の応力と変形の計算式, 土と基礎 (土質工学会), Vol. 34, No.8, pp.13~19, 1986
- 5) 大川秀雄：地盤自重によるたわみ性埋設管の土圧分布, 土質工学会論文報告集, Vol.27, No.4, pp.167~175, 1987
- 6) 松尾 稔, 堀内孝英：Marston-Spangler 理論の設計への適用に関する研究, 土質工学会論文報告集, Vol. 15, No.2, pp.97~107, 1975
- 7) 西尾宣明, 吉越 亘, 渡辺 修：地中に固定された埋設管に作用する鉛直土圧について, 埋設管に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.21~24, 1975
- 8) 西尾宣明, 米山 潔, 高木直雄, 島村一訓：X線写真による埋設管周辺地盤の挙動の研究, 第17回土質工学会研究発表会, pp.1209~1212, 1982
- 9) 高田直俊, 東田 淳, 松本宏基：遠心力模型による埋設管の挙動観測, 第16回土質工学会研究発表会, pp. 1593~1596, 1981
- 10) 高田直俊, 東田 淳, 中村祐造：遠心力模型による埋設管の土圧測定, 第17回土質工学会研究発表会, pp. 1201~1204, 1982
- 11) 市原松平, 林 裕貴, 遠藤慎治：暗キョに作用する鉛直土圧の実例, 土と基礎 (土質工学会), Vol. 6, No. 2, pp. 9~16, 1958
- 12) 矢部正宏：大口径遠心力鉄筋コンクリート管の埋設実験, 土木技術資料, 第11巻, 第11号, pp.21~25, 1969
- 13) 吉川 弘, 上田勝弘, 大奥史也, 大西翼美, 安住好博：矢板引抜き時の埋設管および周辺地盤の挙動実験結果について, 第14回土質工学会研究発表会, pp.1537~1530, 1979
- 14) 東田 淳, 堀田清美, 篠崎 亘, 三笠正人：遠心力鉄筋コンクリート管 (コンクリート支承) に加わる土圧と管の強度について, 土木学会論文報告集, 第310号, pp.97~112, 1981
- 15) 富永晃司, 山本春行, 竹谷雅則：地中埋設管の押し上げ挙動に関する実験結果, 土質工学会中国支部論文報告集, Vol. 5, No. 1, pp.67~75, 1987
- 16) 富永晃司, 山本春行：地中埋設管の群効果に関する実験的研究, 土質工学会中国支部論文報告集, Vol. 6, No. 1, pp. 1~9, 1988
- 17) 松尾 稔：送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について, 土木学会論文集, 第105号, pp. 9~18, 1964
- 18) 山口柏樹：「土質力学」(技報堂), pp.214~217, 1986
- 19) 村山朔郎, 松岡 元：粒状土地盤の局所沈下現象について, 土木学会論文報告集, 第172号, pp.31~41, 1969
- 20) 村山朔郎, 松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp.95~108, 1971