

地中埋設管の押し上げ挙動に関する 実験結果

(Experimental Study for Behavior of Uplifted Underground Conduit)

冨 永 晃 司 * (Koji Tominaga)

山 本 春 行 ** (Haruyuki Yamamoto)

竹 谷 雅 則 *** (Masanori Taketani)

キーワーズ：砂質土／地下構造物／土圧／標型実験 (I G C : H - 8)

1 はじめに

地中埋設管に作用する土圧に関して、まず最初に理論的体系を確立したのはMarston と Spanglerであり、彼らの研究成果が今日の設計の骨格をなしているといわれている¹⁾。Spanglerの理論²⁾では、埋設管に作用する鉛直土圧を計算するにあたり、埋設管の上部とその周辺部を2つの鉛直面(すべり面)により区分し、そのすべり面上に発生するせん断力を上部の土塊の重量に加減したものを鉛直土圧としている。ただし、すべり面上に生じるせん断力は、埋設管の設置状態によって重力方向に対して上向き、もしくは下向きに作用するとおき、さらに埋設管の設置深さが十分に深い場合には、すべり面は地表面にまで達せず、すべり面より上方の土塊は上載圧とみなす考えが採用されている。

その後、彼らの理論がもつ問題点が指摘される¹⁾とともに、地中埋設管に関しては実験と理論の両面から数多くの研究がなされてきた(例えば、文献³⁾-⁵⁾)。しかし、埋設管の設置深さの変化、あるいは複数の管と単一の管による挙動性状の違い、さらにこれらを解析する際の適した解析モデルの設定など、数多くの問題が残されているのが現状である。

こうした背景を踏まえ、著者らは埋設管の設置条件を変化させ、これに伴う挙動性状の違いを調べる土槽実験を実施してきた⁶⁾-⁹⁾。ただしこれらの実験は、建築物に配管されるガス管や水道管などのように設置深さが比較的浅く、かつ細い埋設管を対象とし、これらの埋設管の周辺地盤が一樣に沈下する場合を想定して、そのモデルを二次元平面問題においてのお断りしておく。本論文では、これら一連の実験のうち単一の埋設管において、設置深さを変化させた実験結果について考察を加えた内容を報告する。また、これらの実験結果を対数ら線のすべり線を仮定した解析法で算定し、検討した結果についても報告する。

2 実験概要

実験は、図1に示すような前面に強化ガラス、側面および背面には鋼板を配した実験土槽(内法寸法：高さ=600mm，長さ=830mm，奥行=200mm)を作製し、実験地盤中に設置した埋設管を押し上げることにより周辺地盤との間に相対変位を与える方式で実施した。

本実験装置では、前述した二次元平面モデルに対して、埋設管の変位に伴って土槽壁面と地盤間に摩擦が作用し、さらに形状が立方体であるため地盤中に土槽壁面を支点とした

* 広島大学工学部第四類 助教授, ** 同 助手, *** 同 大学院生

アーチ作用が発生するなど、二次的な要因が働くことが考えられる。したがって、これらの発生原因をなるべく無くするために、土槽の平面的な形状として図2に示すように4隅を円弧形とし、かつ文献^{10)・11)}を参考にして図3に示したように土槽内壁と地盤との間にシリコングリスとテフロンシート(0.05mm)の2層を配した。

埋設管の設置方法および実験地盤の作製方法は、まず前面のガラス面に対して軸心が直角になるように鋼製の埋設管(直径 $d = 30\text{mm}$ 、長さ $L = 200\text{mm}$)を設置し、ついで実験土槽上部より砂を投入する方法を採用した。ただし、実験地盤に用いる材料としては、物理的あるいは力学的性質がかなり明らかとされている気乾状態の豊浦標準砂を用いることにした。豊浦標準砂の特性は、表1に記したごとくである。なお、同表中の内部摩擦角に関しては、せん断試験を実施していないため、土質工学会「せん断試験法委員会一斉試験」の結果¹²⁾を参考として、実験地盤の初期間隙比($e = 0.64$)から推定した値であること

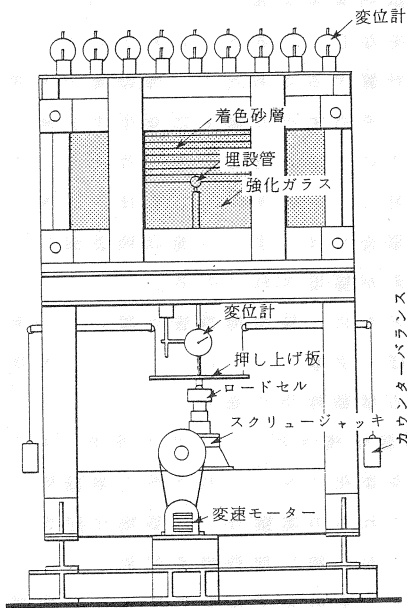


図1 実験装置正面図

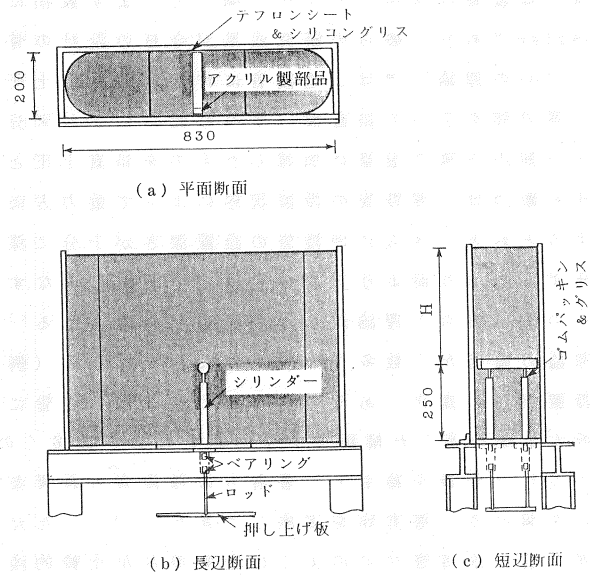


図2 実験装置断面図(mm)

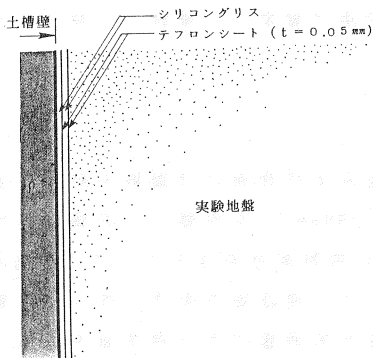


図3 土槽内壁と実験地盤間の摩擦低減法

表1 実験地盤の諸元

均等係数	$U_c = D_{60} / D_{10} = 1.56$
比重	$G_s = 2.63$
最大密度	$\gamma_{max} = 1.641 \text{ (gf/cm}^3\text{)}$
最小密度	$\gamma_{min} = 1.341 \text{ (gf/cm}^3\text{)}$
密度	$\gamma = 1.600 \text{ (gf/cm}^3\text{)}$
相対密度	$D_r = 90 \text{ (\%)}$
内部摩擦角	$\phi = 45^\circ$ *)

*) 文献 12) より

をお断りしておく。また実験に際して、土槽内の砂地盤が均一な状態にあり、かつ実験を繰り返すにあたって、ほぼ同じ相対密度（本実験では $D_r = 90\%$ を対象）を有する地盤が得られるようにサンド・レイナー法¹³⁾を用いることにした。なお、埋設管の周辺地盤の変形状況を観察するため、厚さ約 1.0mm の着色砂層をガラス面近くに高さ方向に 20mm の間隔で水平に敷いてある（図1, 2参照）。

実験地盤中に設置した埋設管は、2本のロッド（ $\phi 10\text{mm}$ ）と連結されており、このロッドは実験地盤と縁切りするためにシリンダー（外径 $\phi 12\text{mm}$ ）の中を通し、実験土槽下部にある押し上げ板と接続している（図2参照）。

実際の実験は、埋設管中心からの土かぶり厚さ（以後、設置深さ H と称す）を $5d \cdot 6d \cdot 7d \cdot 8d \cdot 9d \cdot 10d \cdot 11d$ （ $d =$ 埋設管直径）と変化させた状態を対象として、以下のように実施した。

埋設管と地盤との相対変位は、変速モーターを動力としたスクリュウ・ジャッキにより、上記の押し上げ板を毎分 1mm の速度で上昇させて与えた。埋設管の押し上げに要する力は、スクリュウ・ジャッキの上部に設置したロード・セルによって測定し、押し上げ板の変位をダイヤル・ゲージ（前後に2個設置）により測定した。なお、ロード・セルによって計測される押し上げ力が埋設管に作用している土圧と等しくなるように、4本のワイヤーと接続したカウンター・バランスによって押し上げ板の重量が零となるよう調整を行った。また、ロッドとシリンダーとの間には摩擦を低減させるためのベアリング（上・下端に2個）を配し、潤滑剤としてシリコン液を塗布するとともに、シリンダー先端部には、砂が入り込み摩擦が生じることを防ぐためにゴム・パッキンを取り付け、グリスを封入した。さらに埋設管とガラス面との接触部では、スプリングを埋め込んだアクリル製部品を埋設管の先端部に取り付けて、その摩擦力の低減に努めている（図1, 2参照）。

本実験における測定事項は、埋設管の上昇変位（前後2個のダイヤル・ゲージの平均値を採用）、押し上げ力、前面ガラス面で観察される地盤の変形状況（着色砂の変形状態を写真撮影で記録）、および実験地盤表面の隆起状態（地表面上に 90mm 間隔で9個配置したダイヤル・ゲージによって計測）等である。

3 実験結果とその考察

実験より得られた結果として、埋設管の押し上げ力 P とその上昇変位量 δ の関係を図4に示した。また、ガラス面で観測した埋設管周辺地盤の変形状態の一例として、設置深さ H が $9d$ における $\delta = 30\text{mm}$ 時の場合を図5に示した。さらに、各設置深さにおける地盤表面の隆起量分

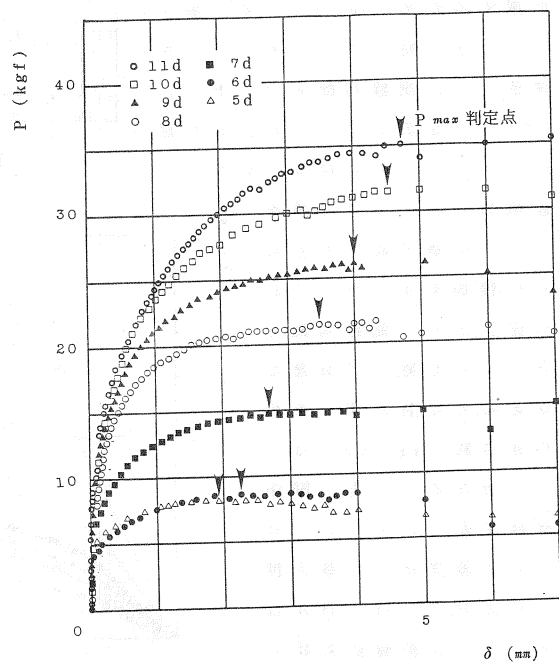


図4 埋設管押し上げ力 $P \sim$ 上昇変位 δ 関係

布、および埋設管直上の隆起量 δ 。と δ の関係をそれぞれ図 6 および図 7 に示した。これらの図から、以下のことが指摘できる。

図 4 から全ての実験において、上昇変位量 δ の初期の変化に対して、埋設管の押し上げ力 P はほぼ線形的にかつ急激に増大してゆき、その後曲線状態を示しつつ、やがて最大値 (P_{max}) に至る性状のあることが観察される。また各実験の比較において、初期勾配はほぼ同じ傾きを有しているが、 P_{max} 値は設置深さ H が大きくなると増加するとともに、それが生じる δ ($=\delta_m$) も増大する傾向が読み取れる。さらに H が小さい場合は、 P_{max} 値を示した後、 P の値が減少する傾向が見られるが H が $10d$ より増加するとこの現象が生じなくなる傾向にある。

以上述べた定性的傾向をより明確に把握するため、 P_{max} 、 δ_m および $P_{max}/2$ の時の δ ($=\delta_{1/2}$) を基準量とした割線勾配 k ($=P_{max}/2/\delta_{1/2}$) を表 2 に示した。また図 8 には、 P_{max} および δ_m について各設置深さ H における値を $H = 5d$ の値で除したものと H の関係を示した。これらの図表より、割線勾配 k は $H = 5d$ を除いて有意な差があるとは言えず、その平均値は約 55 kgf/cm となることが分かる。一方、図中の破線で示したように、 $H = 5d$ で基準化した最大押し上げ力 P_{max} は、 H がほぼ $8d$ までは曲線の形状となり、それ以上の H に対しては直線的形状となる傾向

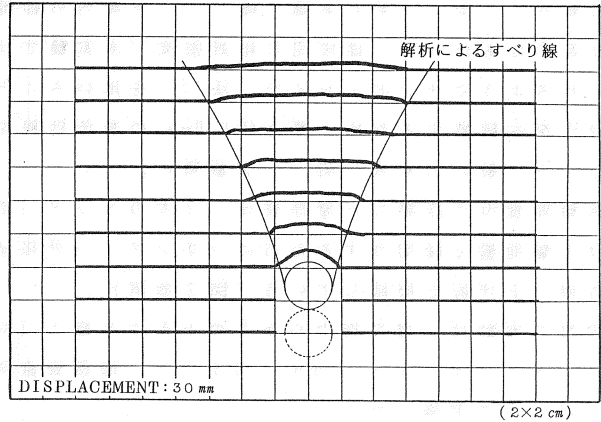


図 5 埋設管周辺地盤の変形状態 ($H = 9d$)

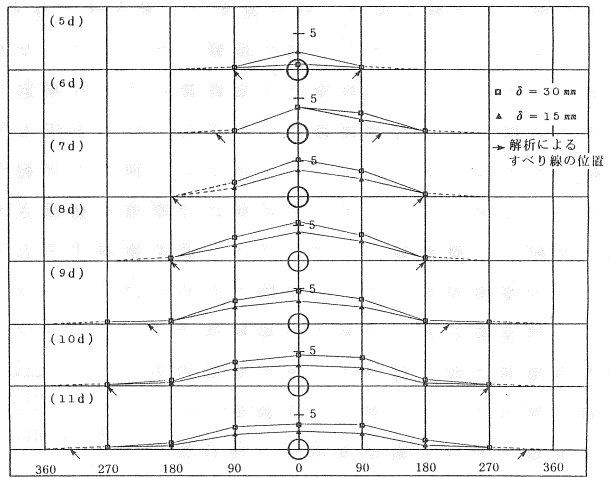


図 6 地表面の隆起量分布 (mm)

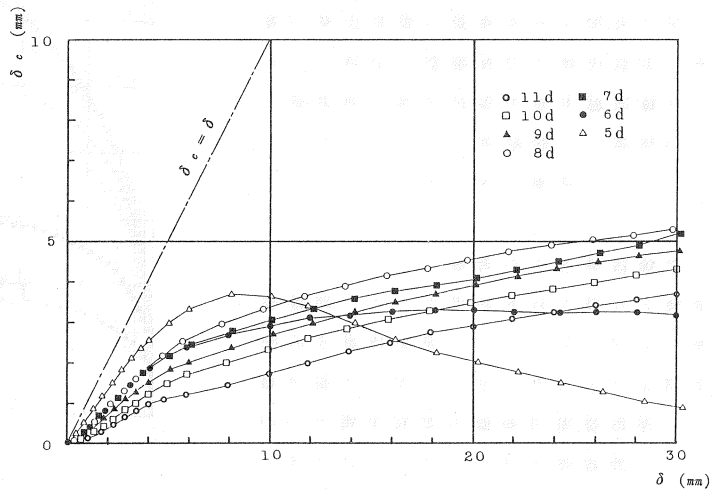


図 7 埋設管直上の地表面隆起量 $\delta_c \sim \delta$ 関係

のあること、また δ_m に関しては、 H が増加するに従って、線形的に増加する傾向のあることなどが読み取れる。

地盤内の変形状態を示した図5より、着色砂層が不連続となる状態が観察され、その位置は埋設管より上方へいくに従って

曲線的に拡っていることが分かる。またこのことは、地表面の隆起状態を示した図6において、 H の増加に伴い隆起している領域が拡大していることにも現われている。さらに図7から、埋設管直上の隆起量 δ は総体的に見て H が増加すると減少する傾向があること、および H が $7d$ 以上では δ の増加に対して δ は緩やかに増大してゆくが、 $6d$ 以下ではピーク値を過ぎて減少する傾向が見られ、特に $H = 5d$ ではこの現象が顕著に現われていることなどが読み取れる。

4 解析法

本実験で対象としたような埋設管の周辺地盤が一様に沈下する問題は、現象的には埋設アンカーやフーチング基礎の引き抜き抵抗と類似のものであるといえる。多賀谷¹⁴⁾は、遠心力载荷装置による埋設アンカーの実験を通じて、これらの引き抜き抵抗理論として、設置深さが浅く土被り圧が小さい場合には、地表面近傍に受働領域をそれ以深では対数らせん線を仮定した松尾のフーチング基礎の引き抜き理論¹⁵⁾に妥当性を見出した。また、設置深さが深く土被り圧が大きい場合には、杭の先端抵抗を対象とした Vesic の円筒空洞押し抜き理論¹⁶⁾を拡張・応用した解析モデルが適用することを指摘した。

これらの結果に基づき、本実験結果を解析するにあたって松尾の理論を参考にし、図9に示す解析モデルを想定した。すなわち、周辺地盤中に生じるすべり線として、図中のO

表2 P- δ 曲線の特性値

H ($\times d$)	P_{max} (kgf)	δ_m (mm)	P_{max} $P_{max}(H=5d)$	δ_m $\delta_m(H=5d)$	$P_{max}/2$ (kgf)	$\delta_{1/2}$ (mm)	k (kgf/cm)
5	8.2	1.7	1.00	1.00	4.10	0.033	124.2
6	8.5	2.3	1.04	1.35	4.25	0.094	45.2
7	14.5	2.6	1.77	1.53	7.25	0.126	57.5
8	21.5	3.5	2.62	2.06	10.75	0.161	66.8
9	26.0	4.0	3.17	2.35	13.00	0.226	57.5
10	31.5	4.5	3.84	2.65	15.75	0.280	56.3
11	35.0	4.7	4.27	2.76	17.50	0.363	48.2

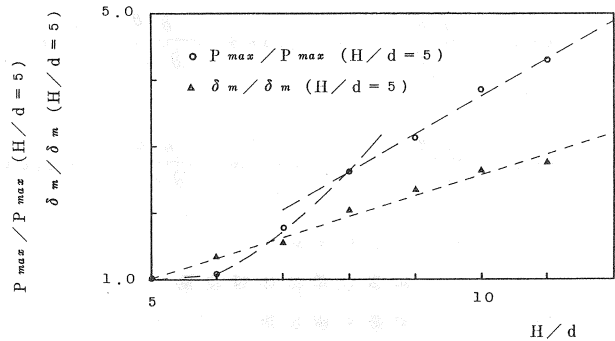


図8 $P_{max} / P_{max}(H/d=5)$, $\delta_m / \delta_m(H/d=5) \sim H/d$ 関係

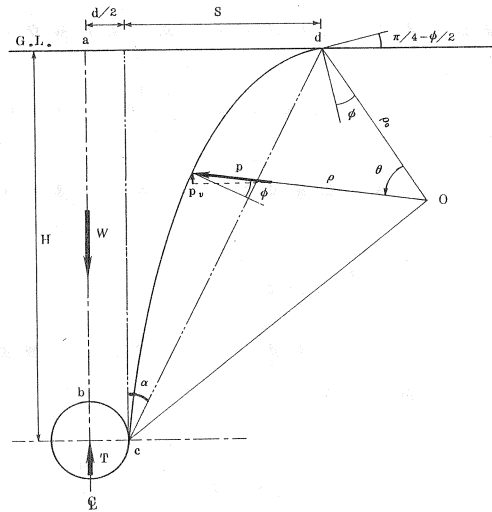


図9 解析モデル

点を極とし ρ_0 を始線とした式 (1) で表示できる対数らせんを仮定した。

$$\rho = \rho_0 \cdot e^{\theta \tan \phi} \quad (1)$$

ここに、 ϕ = 地盤の内部摩擦角

この対数らせんは、地盤表面に対して $(\pi/4 - \phi/2)$ の角度で入射し、埋設管側面部 (c 点) に到達するものとした。

一方、埋設管の最大押し上げ力 T は、このすべり線によって囲まれた土塊の重量 W とすべり線上に作用するせん断抵抗の合応力 p の鉛直成分 p_v の積分値 P_v との合計に等しいものとした。

すべり線上に生じるせん断抵抗力は、次式のような Kötter の塑性方程式においてすべり線の形状を仮定することによって得られる。

$$\cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial S_1} - 2 \sigma_m \sin \phi \frac{\partial \theta}{\partial S_1} = -r \cos(\theta - \phi) \quad (2)$$

$$\cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial S_2} + 2 \sigma_m \sin \phi \frac{\partial \theta}{\partial S_2} = r \sin \theta \quad (3)$$

ここに、 σ_m = 平均主応力

r = 地盤の単位体積重量

θ = 対数らせん頂角

S_1 、 S_2 = すべり線

いま、ここで対象となるのは S_2 線であり、せん断抵抗合応力 p との間には $p = \sigma_m \cos \phi$ の関係がある。したがって、式 (3) は次のように表わされる。

$$\frac{\partial p}{\partial S_2} + 2 p \tan \phi \frac{\partial \theta}{\partial S_2} = r \sin \theta \quad (4)$$

一方、すべり線の線素 dS_2 は、次式で表わせる。

$$dS_2 = \rho \frac{1}{\cos \phi} d\theta \quad (5)$$

式 (1) と式 (5) を式 (4) に代入し、境界条件として $\theta = 0$ のとき $p = 0$ を考慮すれば、次式が得られる。

$$p = \frac{r \rho_0}{\cos \phi} \cdot \frac{e^{-2 \tan \phi \cdot \theta}}{9 \tan^2 \phi + 1} \{ 1 + e^{3 \tan \phi \cdot \theta} (3 \tan \phi \sin \theta - \cos \theta) \} \quad (6)$$

ここに、p の鉛直成分は、 $p_v = -p \cdot \sin(\pi/4 - \phi/2 - \theta)$ であり、この p_v をすべり線上に沿って積分すれば P_v が得られる。ただし、 p_v は下向きを正とする。

5 解析結果の考察

上記の解析法を用いて、実験結果を解析した。実際の解析は、まず各設置深さ H において図 9 中の S (対数らせんの地表面との交点と埋設管端部までの水平距離) を変化させて、

対数ら線群を求めた。ただし、解析にあたっては表1に示す各定数値を使用した。ついで、これらの対数ら線群のうちガラス面で観測された地盤の変形状態（着色砂層の不連続位置を包絡する線）に最も似通った計算結果を選定した。このようにして求めた解析結果の一例として、図5中に解析によるすべり線を示しておく。また、各設置深さHにおける地盤表面の隆起状態と計算結果を対応させて図6中に示した。これらの図より、実験地盤中に発生しているすべり線の形状は、本解析法で仮定した対数ら線に近いものであると考えられる。

以上の結果を基に、図9中に示した角度 α の正接（ $\tan \alpha = S/H$ ）とHの関係を検討した結果、図10に見られるごとく $\log(\tan \alpha)$ とHはほぼ直線関係にあり、次の関係式で表示できることが判明した。

$$\tan \alpha = 0.3 e^{0.1(H/d)} \quad (7)$$

各設置深さにおけるHとSの関係を上式で規定した対数ら線を求め、埋設管の最大押し上げ力Tを計算した。このTと前述した実験による P_{max} を比較して、図11に示した。なお同図には参考のため、Spangler²⁾、西尾ら¹⁷⁾、およびLadanyiら¹⁸⁾が提案している理論線を併記しておいた。この図より、全体的に見て本解析値Tは P_{max} より若干低い

目の値を示しており、その誤差は最大25%程度であることが分かる。実験で得られた地盤の変形状態に適合するすべり線を仮定しているにもかかわらず、このような誤差が生じた原因として、解析に用いた地盤定数の妥当性の問題の他、実験土槽壁面と地盤間の摩擦力を低減するように努めたが、それでも若干の摩擦抵抗が生じたためと考えられる。一方、これらのことを考慮に入れて他の理論値と比較すれば、Spanglerの値は全般的に誤差が大きく過大評価する傾向にあることが分かる。また、他の計算値はHが小さい領域では概ね実験値に近い値を示すが、Hが大きくなるに従って誤差が拡大してゆく結果が読み取れる。

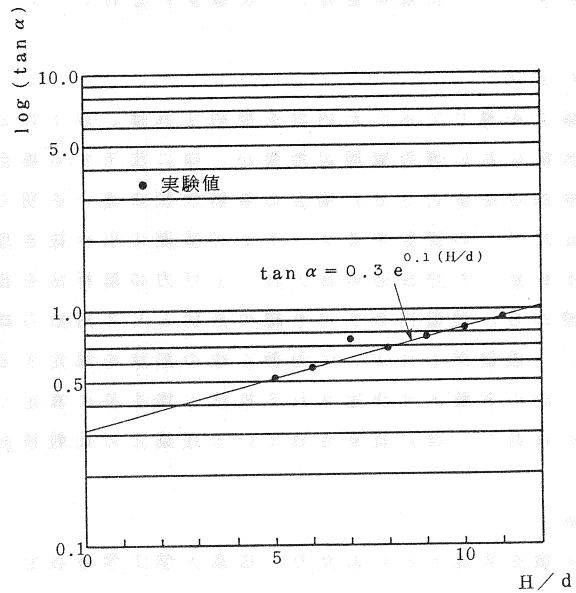


図10 $\log(\tan \alpha) \sim H/d$ 関係

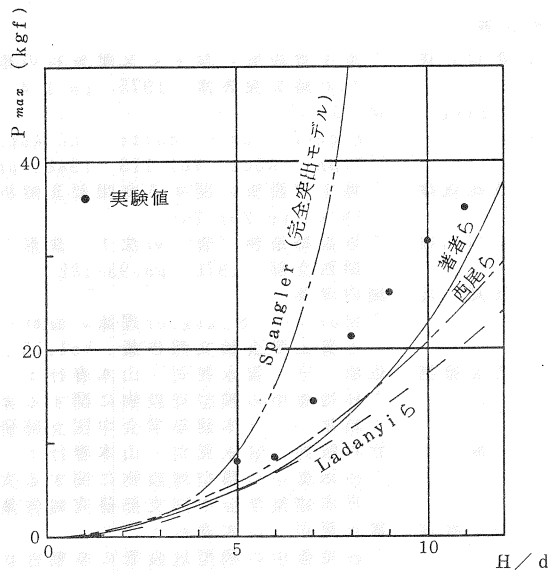


図11 $P_{max} \sim H/d$ 関係の比較図

これに対して、本解析値はより実験値に近付いていく様子が示されている。

6. むすび

本論文を通じて示した内容を要約すれば、以下のとおりである。

- 1) 無限に長い埋設管周辺地盤が一様に沈下する場合を想定した模型実験から、埋設管の設置深さを変化させた場合の挙動性状の違いを明らかにした。
- 2) 松尾¹⁵⁾の提案するフーチング基礎の引き抜き理論を参考にして、対数ら線のすべり線を仮定した埋設管の最大押し上げ力の解析法を提示し、実験で観察された地盤の変形状態から、地盤内のすべり線の形状として対数ら線を仮定することの妥当性を示すとともに、設置深さによって対数ら線の形状を規定する実験式を示した。
- 3) 上記の実験式で決定される抵抗土塊を基に算定した最大押し上げ力と実験値との適合性を検討し、他に提案されている理論との比較検討をも行った。

[謝辞]

本実験を実施するにあたり、広島大学工学部技官・原田誠一氏および学部生・井出本有三氏には多大な御協力を頂いたことを記して、感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 沢口正俊：”地中埋設管に関する文献資料の概要と分類”、埋設管に関するシンポジウム論文発表集、1975、pp.1-4
- 2) Spangler, M. G. :
”Anderground Conduits - An Appraisal of Modern Research”
Trans. ASCE, Vol.113, 1948, pp.316-374
- 3) 成田国朝：”地中埋設管に関する有限要素解析”、愛知工業大学研究報告、Vol.9、1974、pp.251-255
- 4) 山口柏樹：”埋設構造物(管)の沈下と変形”、土と基礎の沈下と変形・土質工学会関西支部、1976、pp.93-108
- 5) 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、1975、pp.97-107
- 6) 竹谷雅則・佐原 守・富永晃司・山本春行：
”砂地盤中の模型埋設物に関する実験的研究～その1：実験の概要とその結果”、日本建築学会中国支部研究報告集 第13巻、1986、pp.145-148
- 7) 佐原 守・竹谷雅則・富永晃司・山本春行：
”砂地盤中の模型埋設物に関する実験的研究～その2：実験結果の考察”
日本建築学会中国支部研究報告集 第13巻、1986、pp.149-152
- 8) 竹谷雅則・富永晃司・山本春行：
”砂地盤中の模型埋設管の挙動性状に関する実験的研究”、日本建築学会中国・九州支部研究報告 第7号、1987、pp.417-420
- 9) 竹谷雅則・富永晃司・山本春行：
”地中埋設管の押し上げ挙動性状に関する一解析法”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987、pp.1177-1178
- 10) 生原 修・龍岡文夫：
”砂の模型支持力実験における側壁面条件の影響”、第19回土質工学研究発表会、1984、pp.967-970
- 11) 山肩邦男・伊藤淳志・下平祐司・南坂貴彦：
”鋼管で側方拘束された砂地盤における標準貫入試験”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985、pp.899-900
- 12) 土質工学会編：”土質試験法”、1980、p.439
- 13) Wayne, A. Biegansousky et al :
”Uniform Placement of Sand”、ASCE.GT3、1976、PP.229-233

- 14) Tagaya.K : " Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand "、Dr. Thesis , Hiroshima Univ. 、1987
- 15) 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、1964、pp.9-18
- 16) Vesic,A.S. : " Design of Pile Foundations "、National Cooperative Highway Research Program Sythesis of Highway Practice 42、Transportation Research Board、National Research Council、pp.12-15
- 17) 西尾宣明・米山 潔・高木宜雄・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3報) "、第17回土質工学研究発表会、1982、pp.1209-1212
- 18) B.Ladanyi・B.Hoyaux : " A Study of the Trap-Door Problem in a Granular Mass "、Canadian Geotechnical Journal、Vol.6、No.1、1969、pp.1-14