

# たわみ性埋設管の合理的設計法の提案

東田 淳<sup>1</sup>・吉村 洋<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-0022 大阪市住吉区杉本3-3-138)

<sup>2</sup>正会員 工修 (株)鴻池組 技術研究所 (〒305-0003 茨城県つくば市桜1-20-1)

これまで実際施工で種々の問題を引起してきたたわみ性埋設管の現行設計法に代わる合理的設計法を提案した。まず、基礎理論であるマーストン・スパンングラー理論の原理上の矛盾を指摘し、土と構造物の相互作用の観点に立脚した新しい設計概念を提示した。次いで、この概念に基づいて、著者らが多数の遠心実験との照合によって検証した弾性FEM解析モデルを、設計用として単純化し、その妥当性を確かめた。そして、この設計用FEM計算モデルを用いて、管に生じる鉛直たわみと最大曲げモーメントを、埋設方式、管剛性、土の変形係数とポアソン比、土被り高が変化する場合について求め、設計図表として示した。提案する設計法を用いれば、実際と合致する設計値を合理的に予測でき、統廃する埋設管の破損事故を防ぐことができる。

**Key Words :** buried flexible pipe, design, finite element method, earth pressure, pipe deformation

## 1. まえがき

たわみ性埋設管の現行設計法はいずれも、1910～1940年代にIowa州立大学の研究グループによって体系化されたMarston-Spangler理論<sup>1)</sup>(以下、M-S理論とよぶ)に基づいて構築されている。この理論は、当時まだ解明されていなかった埋設方式と管剛性の違いによる埋設管の力学挙動の違いを、サイロのアーチ理論を用いて定性的にはあるが、うまく説明したため、埋設管の設計における基礎理論として広く認知された。

しかし、実際の埋設管の挙動は土と構造物の相互作用として決まるのに対して、この理論はこの観点に立脚せず、古典的な極限約合法に基づいており、また、多くの不合理な仮定を用いて組み立てられている。そのため、この理論を用いて算定される設計土圧(大きさと分布)や管の変形量は実際とはかけ離れたものとなる。そこで、現行設計法<sup>2)</sup>では、M-S理論による算定値を経験的に修正する手法を採っているが、この修正にはM-S理論が仮定する不合理な土圧分布が使われているため、修正された設計値は力学的根拠に乏しいものになっている。

このように、埋設管の設計が、破綻した設計理論を唯一の拠り所として、実態との乖離を放置したまま実施されてきた結果、これまで実際施工において種々の問題が生じてきた。特に、仮設矢板を用いた溝型埋設施工の場合、矢板引抜きによって管が破損する事故が世界各国で続発し<sup>3)~5)</sup>、とりわけ、この工法が一般的な日本において事故が頻発している状

況にある。M-S理論はこの問題の解決に全く無力であるため、この理論に代わる埋設管設計法の構築が切実な工学的課題となっている。

これまで、M-S理論に代わるたわみ性埋設管の合理的な設計法の構築を目指して、土と構造物の相互作用の観点に立脚した研究が数多く行われ、いくつかの提案がなされたが、いずれもこの理論にとって代わるまでには至っていない。これは、従来のこの分野の研究が、数学的モデルやコンピューターを利用した数値計算法の開発、あるいは極たわみ性管のバックリング現象の解明といった分野に限られ、ものを造る工学の立場に立って実際を見据えた研究がなされてこなかったためである。

著者の一人は1986年に、弾性理論解析に基づいて、土と構造物の相互作用の観点に立脚した埋設管の設計概念を提示し、埋設管の挙動を支配する主要因が、地盤側方の境界条件、管面の境界条件、および管と土の相対剛性の3つであること、さらに埋設方式の違いが地盤側方の境界条件の相違として統一的に扱えることを示した<sup>6)</sup>。

著者らは、この設計概念を拠り所として、合理的な埋設管設計法を構築するための研究を進め、まず、遠心力場においてたわみ性埋設管に作用する土圧を高精度で測定する手法を開発し、管剛性、埋設方式、地盤材料、埋設寸法(土被り高、基礎厚、掘削幅)を変化させた36ケースの遠心実験を行って、たわみ性埋設管の土圧と変形挙動の実態を捉えた<sup>7),8)</sup>。次いで、一定の埋設寸法における遠心実験22ケースに対する弾性FEM解析を行い、解析結果が仮設矢板の引

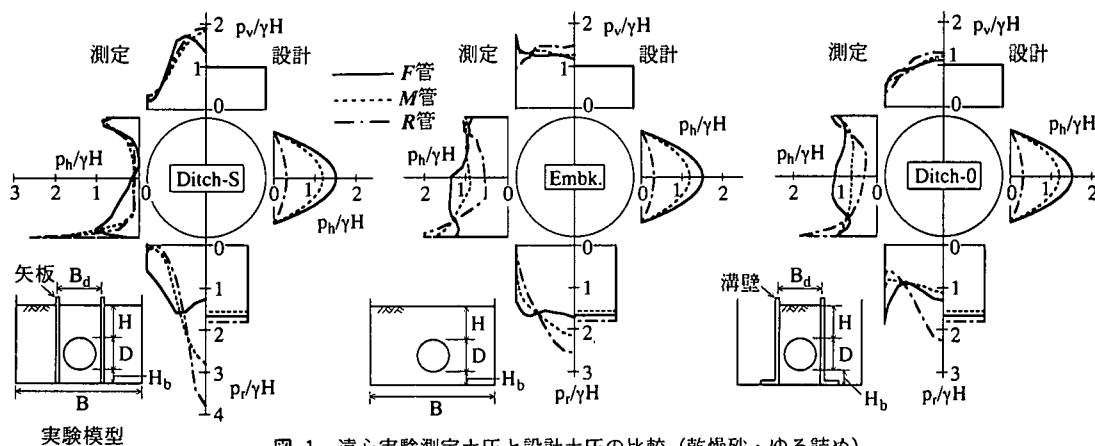


図-1 遠心実験測定土圧と設計土圧の比較（乾燥砂・ゆる詰め）

抜き過程を含む全ケースの遠心実験結果と良く一致したことを示し、この解析手法によって埋設管の挙動が正確に定量化できることを確かめた<sup>9)</sup>。その後、上述の遠心実験で実施した輪荷重載荷に対する解析、および埋設寸法を変えた遠心実験に対する解析をそれぞれ追加し、どの場合も解析、実験の両者がほぼ一致することを確かめている<sup>10)</sup>。

以上の研究成果に基づき、本報告では、まず、現行設計理論であるM-S理論の原理的な問題点とこれに代わる新しい設計概念について論じる。次いで、前報<sup>9)</sup>で示した遠心実験に対する弾性FEM解析モデルに実用上の観点からいくつかの単純化を施し、その妥当性を検討する。そして、この単純化した設計用計算モデルを用いて、埋設方式、管剛性、土の変形係数とポアソン比、土被り高の5つの要因を変化させた場合の管の鉛直たわみ率と最大曲げモーメントを算定し、それらを設計図表の形で示して、たわみ性埋設管の新しい設計法として提案する。

なお、本報告では、管に土圧が作用する場合の設計法に論点をしぼり、輪荷重が作用する場合の設計法については別の機会に報告する。

## 2. 現行設計理論の問題点と新しい設計概念

### (1)埋設管の力学挙動の実態と現行設計理論の比較

図-1の各図の左半分は、埋設方式と管剛性を変化させて行った遠心実験<sup>7)</sup>で測定された管の上半分に働く鉛直土圧 $p_v$ 、管の下半分に働く鉛直反力土圧 $p_r$ 、ならびに水平土圧 $p_h$ の分布を、管頂深度における土被り圧 $\gamma H$ との比として示したものである。3つの図は、左から管の埋設方式が、仮設矢板を用いる開削工法による溝型（以下、Ditch-Sとよぶ）、盛土型（以下、

Embk.とよぶ）、仮設矢板を用いない素掘り開削工法による溝型（以下、Ditch-0とよぶ）の場合を表す。なお、Ditch-Sの測定土圧は、仮設矢板の引抜き過程において、引抜かれる矢板の下端が管頂深度を通過した時点のものである。また、図中の実線、破線、一点鎖線は、実験で用いた模型管がF管（剛性小、外径 $D=9\text{cm}$ ）、M管（剛性中、 $D=8.6\text{cm}$ ）、R管（剛性大、 $D=9\text{cm}$ ）の場合を表す。実験条件は、地盤が乾燥砂のゆる地盤（ $G_s=2.65$ 、 $D_{\max}=1.4\text{mm}$ 、 $U_c=1.75$ 、 $\rho_{d\max}=1.58\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{d\min}=1.32\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_d=1.43\text{g/cm}^3$ ）、埋設寸法が土被り高 $H=D$ 、溝幅 $B_d=1.44D$ 、基礎厚 $H_b=0.44D$ 、地盤の幅 $B=3.78D$ である。ここに示した埋設寸法を本報告では基準寸法とよぶ。実験時の遠心加速度は、どの模型管を用いた場合も原型管の外径が同一の270cmになるように、F管とR管を用いた実験では30G（G：重力加速度）、M管を用いた実験では31.4Gとした。

測定された $p_v/\gamma H$ と $p_r/\gamma H$ の分布から、管剛性の大きいR管では管頂・管底への土圧集中が生じ、管剛性が小さくなるにつれて土圧集中の度合いが緩和すること、また、管の埋設方式の違いによって土圧の集中・緩和の度合いが変わることがわかる。さらに、測定された $p_h/\gamma H$ の分布は、Ditch-Sの場合にはどの管でも管の中央深度（管側部）が小さい凹形となり、他の埋設方式の場合には凹形か等分布に近い。

図-1の各図の右半分は、M-S理論に基づく現行設計法<sup>2)</sup>を用いて算定した設計土圧の分布を示したものである。各図の左半分に示した実測土圧と設計土圧を比べると、設計土圧は、どの場合に対しても同じ大きさの等分布形の $p_v/\gamma H$ 、ならびに放物線形の $p_h/\gamma H$ を仮定しており、測定土圧とは全く異なる。特に、Ditch-Sの場合、M-S理論による土圧分布は、実測土圧に見られる管剛性が大きい場合の管頂・管底

への集中を考慮しておらず、また、どの管剛性の場  
合に対しても実測水平土圧とは逆の凸形の水平土圧  
を与えている。そのため、この実験条件の場合、同  
理論によって算定されるR管の曲げモーメントは実  
測値の約1/2となり、また、F管の曲げモーメントと  
たわみ量はそれぞれ実測値のおよそ1/3、1/5とな  
り、いずれも実測値に比べて著しく過小である。こ  
のことから、これまでM-S理論によって設計された埋設管  
が、矢板引抜きによる破損事故を引き起こしてきた理  
由が理解できる。

## (2) 現行設計理論の原理的問題点

M-S理論は、管剛性（たわみ性管と剛性管）と埋設  
方式（Embk.とDitch-0）が変化したときの土圧の総量  
に関する集中・緩和現象を、2枚の仮想鉛直すべり面  
に働く摩擦抵抗の向きの違いによって説明するが、  
土圧の分布形に関する集中・緩和現象を全く見過ご  
しており、そのメカニズムを説明できない。さらに、  
Ditch-Sでは矢板抜け跡は空洞に近い状態となり、溝  
面に摩擦抵抗が存在しないため、同理論はこの埋設  
方式の管挙動を扱えない。

次に、この理論は、たわみ性管の水平土圧として、  
管が楕円に変形するときの管面の水平変位量に比例  
する反力土圧を仮定して、放物線形状を与えるが、  
これは地盤を管面に固定された弾性ばねで置き換え  
たことに他ならない。このように構造物をばねで支  
える設計理論では、まず構造物に働く土圧を仮定し、  
この土圧によって生じる構造物の変形によって土圧  
が変化すると考える。ところが、算定される土圧は、  
当初に仮定された土圧次第で如何様にも変化するの  
で、算定土圧の妥当性は力学的に明確でない。外力  
としての土圧と管の変形は、当初の仮定土圧によら  
ず、一義的に定まると考えるのが、土と構造物の相  
互作用問題の正しい捉え方である。

M-S理論はこの観点に立脚していないので、以下の  
ような問題が生じることになる。

①筆者らのこれまでの研究によれば、管面の摩擦係  
数は、土と管の材質によって異なるが、概略0.1から  
0.3であり、この程度の摩擦係数であれば、管と土が  
結合しているとするよりは、滑動するとした方が実  
際に近い。M-S理論が与える水平土圧分布が図-1に  
示したように実際と大きく異なるのは、想定した管  
面の境界条件が実際と違うためである。

②現行設計理論によるたわみ性管の設計値（たわみ  
と曲げモーメント）は、地盤のばね定数に相当する  
地盤反力係数 $e'$ によって大きく変わる。そこで、設計  
値を実際に近づけるために、この $e'$ の値をいかに修正  
するかがこれまでの研究の主流となってきた<sup>11)</sup>。し

かし、この修正の際には、実際の土圧分布とは異なる  
放物線形の水平土圧が用いられているので、物理  
的に根拠のある $e'$ 値は得られない。

③多くの研究者は、 $e'$ や地盤のばね定数 $k$ は、対象と  
する構造物の大きさによって変わるので、本来的な  
地盤定数でないことを指摘している。土質力学の分  
野では弾性定数をはじめとして、本来、その土が持  
つ力学定数について豊富なデータが蓄積されている。  
これに対して、埋設管の分野では、土の定数になり  
得ない $e'$ や $k$ が用いられ、土定数に関する豊富なデ  
ータを利用できない状況にあることは問題である。

以上の①～③の指摘は、現行設計理論と同様な考  
え方に立つ地中構造物のほとんど全ての設計法、具  
体的には杭基礎の水平支持力の算定<sup>12)</sup>や地中埋設管  
の管軸方向の設計<sup>2)</sup>等に用いられる弾性床上の梁理  
論、埋設管のバックリング理論のいくつか<sup>13)</sup>、シー  
ルドトンネル覆工に作用する土圧<sup>14)</sup>、あるいは地震  
時の挙動検討に用いられる応答変位法<sup>15)~17)</sup>に対  
しても成立し、それらについて根本的な疑問を提出す  
るものである。

## (3) 土と構造物の相互作用に基づく設計概念

図-2は埋設管の土圧・変形挙動のメカニズムを説  
明するための二次元弾性モデル<sup>6)</sup>である。土と管は等  
方弾性体と仮定し、平面ひずみ条件において無限鉛  
直境界に $\sigma_0$ を作用させたときの管面での応力と変位  
を、通常の弾性論による手法（Airyの応力関数を用い  
て表した変位の微分方程式を土と管でそれぞれ解き、  
地盤側方および管面での境界条件を与えて、未知定  
数を決定する手法）で求めた。

計算は、管面の境界条件を滑動と結合の2通り、地  
盤側方の無限遠方における境界条件を $\sigma_y=0$ および  
 $\epsilon_y=0$ の2通りに変え、さらに、管と土の相対剛性を表  
わす「たわみ性指数」 $\kappa=E_s/S_p$ と土のポアソン比 $\nu_s$   
を変化させて行った。ここに、 $E_s$ は土のヤング率、 $S_p = S/R^3$ は管の曲げ剛性を表す。また、 $S_p = E_p t^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}$ は管壁の曲げ剛性、 $R=(D-t)/2$ は管厚中心半径、 $S_p$ に含まれる $E_p$ と $\nu_p$ は管材料のヤング率とポアソン比、 $D$ は管の外径、 $t$ は管厚をそれぞれ表す。2通りの地盤側方の境界条件のうち、 $\sigma_y=0$ は管の埋設方式がDitch-Sのときに、矢板を引抜いた後、矢板抜け跡が空洞で残る場合、 $\epsilon_y=0$ はEmbk.の場合とそれぞれ対応する。

図-3は、 $\kappa=0$ （剛な管）のケースに対して計算され  
た鉛直土圧 $p_v/\sigma_0$ と水平土圧 $p_h/\sigma_0$ の分布を管の上  
半分について示したものである。図の左半分が管面境  
界条件を滑動とした場合、また、図の右半分が管面  
境界条件を結合とした場合のものである。さらに、  
図中の実線と破線は、地盤側方の境界条件をそれぞ

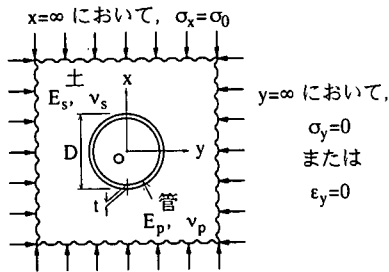


図-2 二次元弾性モデル

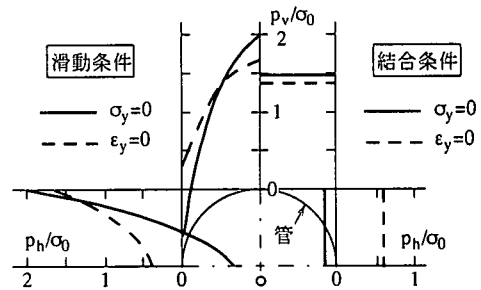


図-3  $\kappa=0$  の場合の計算土圧

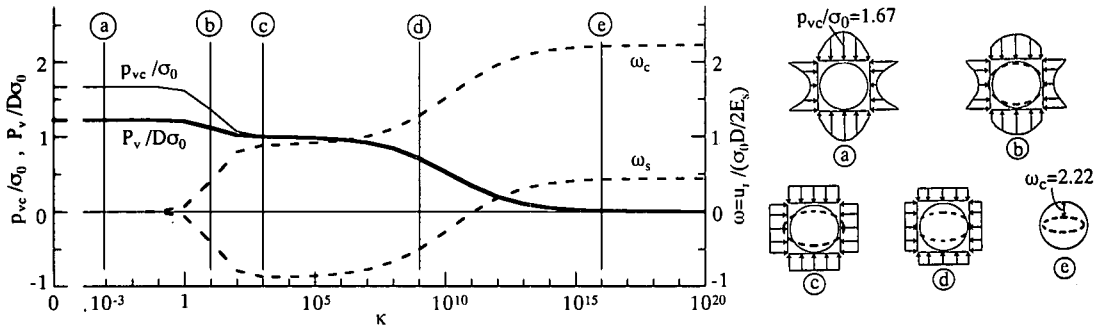


図-4  $\kappa$  による土圧と管の変形挙動の変化 ( $E_s=100\text{kgf/cm}^2(9.8\text{MPa})$ ,  $v_s=1/3$ ,  $E_p=2.1 \times 10^6\text{kgf/cm}^2(206\text{GPa})$ ,  $v_p=0.3$ )

れ  $\sigma_y=0$ ,  $\epsilon_y=0$ とした場合を表す。この図から、管面を滑動とした場合は管頂へ土圧が集中し、その集中度はDitch-Sの場合 ( $\sigma_y=0$ )の方がEmbckの場合 ( $\epsilon_y=0$ )よりも大きい、管面を結合とした場合にはこのような管頂への土圧集中は生じないことがわかる。この管面が滑動条件の場合の  $\sigma_y=0$ と  $\epsilon_y=0$ の計算土圧は、剛性が大きなR管を用いたときの遠心実験で得られたDitch-SとEmbckの場合の測定土圧(図-1参照)とそれぞれ良く近似している。また、図は省くが、管のたわみ性が増して  $\kappa$ が大きくなると、管面が滑動条件の場合は鉛直・水平両土圧とも等分布へと変化し、図-1に示した測定土圧と同傾向を示すのに対して、管面が結合条件では、鉛直土圧は凹形に、水平土圧はM-S理論が仮定する凸形に変化し、測定土圧とは傾向が異なった。

図-4の左側の図は、管面境界を滑動、地盤側方の境界条件を盛土型の場合と対応する  $\epsilon_y=0$ とし、地盤と管の弾性定数を一定として管の厚さのみを変化させたときの計算結果を  $\kappa$ に対して描いたものである。図中の  $p_{vc}/\sigma_0$ は管頂土圧、 $P_v/D\sigma_0$ は鉛直土圧の総量、 $\omega_c$ と  $\omega_s$  ( $\omega = u_i / (\sigma_0 D / 2E_s)$ ) は管頂の鉛直変位と管側の水平変位をそれぞれ表す。  $\omega$ の式の分子  $u_i$ は管頂と管側の変位量(管中心向きが正)を、また分母  $\sigma_0 D / 2E_s$ は、高さ  $D/2$ の土柱が  $\sigma_0$ によって一軸圧縮されたときの圧縮量を表す。つぎに、図-4の右側に示した図(a)

～(e)は  $\kappa$ が  $10^{-3}$ ,  $10$ ,  $10^3$ ,  $10^9$ ,  $10^{16}$ のときの鉛直・水平土圧の分布(↓)と管変形(破線)の計算結果を表す。この図から  $\kappa$ の変化による管挙動の変化が次のように説明できる。

まず  $\kappa$ が0.1以下では管は剛体として挙動し、管頂と管底に土圧が集中する(a)。 $\kappa$ が0.1よりも大きくなると、管の曲げ剛性が小さくなるので、管はたわみ、管頂・管底への土圧集中が緩和され(b)、 $\kappa$ が  $10^3$ 付近で管の曲げ剛性がほぼゼロとなるため、土圧はほぼ均等な分布となる(c)。 $\kappa$ が  $10^3$ 以上になると、管の軸剛性が小さくなって管が縮むのに伴って、土圧はほぼ均等な分布のまま小さくなる(d)。 $\kappa$ が  $10^{16}$ 以上になると、管の軸剛性もほぼゼロになって、地盤中に空洞がある状態となる(e)。

以上に述べたように、この弾性理論解析の結果は、M-S理論が持つ矛盾なしに、剛性管の土圧集中とたわみ性管の集中緩和のメカニズムを合理的に説明しており、新しい設計概念として現行設計理論に代わって用いることができる。

この新設計概念によれば、以下のことがいえる。

- ①埋設管の力学挙動を支配する主要因は、地盤側方の境界条件、管面の境界条件、管と土の相対剛性の3つである。
- ②埋設方式による管挙動の違いは地盤側方の境界条件の違いとして統一的に解釈できる。

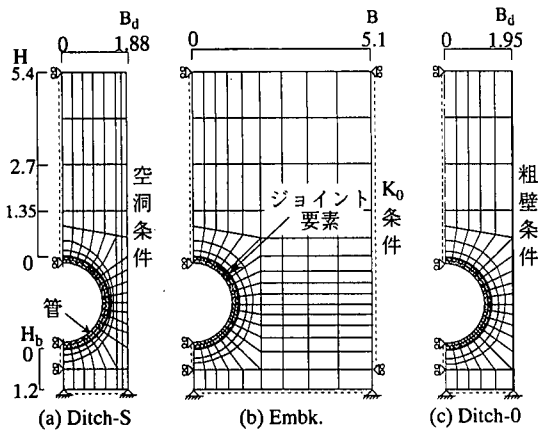


図-5 設計用計算モデル (H=2Dの場合, 単位: m)

- ③実際の埋設管の管面境界条件は滑動に近い。
- ④施工で用いられる土と管は多種多様であり、現場ではそれらの組み合わせが無限に存在するが、その場合の管の力学挙動は、土の剛性と管の曲げ剛性ととの比として定義されるたわみ性指数 $k$ によって一義的に表わせる。

さらに、この概念によれば、現行設計理論が全く解釈できない矢板引抜き時の現象—剛性管の土圧集中による破損とたわみ性管の過度なたわみや破損の発生—に対しても、これらが、管面境界条件が滑動に近い、矢板抜け跡の応力がゼロに近い、ならびに管剛性が大（剛性管の場合）、または小（たわみ性管の場合）、という3つの条件によって起こされると説明できる。

### 3. 設計用弾性FEM計算モデル

設計図表作成のために用いた弾性FEM計算モデルは、前報<sup>9)</sup>で示した遠心実験に対する解析モデルに、実用上の観点からいくつかの単純化を施したものである。ここでは、単純化の内容とその妥当性、および設計用計算モデルの適用範囲を、以下の計算例により説明する。

#### (1) 計算方法の概要

計算は、種々の曲げ剛性を持つ管が、均質な地盤中の異なる深さに、Ditch-S, Embk., Ditch-0の3つの方式で埋設される場合を対象とし、図-5に示す半断面の設計用FEM計算モデルを用いて、平面ひずみ条件で行った。管の外径 $D$ は2.7m、管厚 $t$ は7.08cm、または3.33cmである。Ditch-SとDitch-0の場合の溝幅 $B_0$ は実施工で通常採用される寸法の1.44D、Embk.の場

合の地盤幅 $B$ は3.78D、基盤までの距離 $H_0$ はどの場合も0.44Dとし、土被り高 $H$ は0.5D~5Dの範囲で4通りに変化させた。この埋設寸法の $D$ に対する比は、 $H$ を変えた以外は、2.(1)で示した基準埋設寸法の場合と同じである。

地盤側方、管面、および地盤下端の境界条件はそれぞれ以下のように与えた。まず、各埋設方式における地盤側方の境界条件は次の通りとした。Ditch-Sでは、仮設矢板の引抜きが終わったときに矢板抜け跡が空洞となって残る場合を想定して、溝壁の位置で、外力が働かず、かつ、鉛直・水平両方向の変位の拘束がない空洞条件を与えた。Embk.では、地盤境界において $K_0$ 条件（水平方向変位がゼロ、鉛直方向変位の拘束なし）を与えた。Ditch-0では、溝壁の位置で開口、すべり破壊、摩擦抵抗を考慮する粗壁条件を与えた。なお、Embk.とDitch-0の地盤側方の境界条件は前報の解析と同じである。つぎに、管面の境界条件は、法線方向の剛性 $k_n$ が単位奥行き当たり1000kgf/cm<sup>2</sup> (98MPa)、接線方向の剛性 $k_s$ がゼロのジョイント要素を管と地盤の境界に挿入して完全滑動の条件を与え、さらに、ジョイント要素の垂直応力が引張りとなった領域では、 $k_n$ をゼロに置き直すことによって、管面と土の開口を考慮した。地盤下端の境界条件は固定とした。

管と地盤は等方弾性体とし、材料特性を以下のように与えた。管のヤング率 $E_p$ は、管厚 $t$ が7.08cmの場合、管の曲げ剛性 $S_p$ が1~100kgf/cm<sup>2</sup> (98kPa~9.8MPa)の範囲で1桁ずつ変化するように、70,000~7,000,000kgf/cm<sup>2</sup> (6.86~686GPa)の範囲で変化させた。また、 $t$ が3.33cmのときは、 $S_p$ が0.1kgf/cm<sup>2</sup> (9.8kPa)となるように、70,000kgf/cm<sup>2</sup> (6.86GPa)を与えた。管のポアソン比 $\nu_p$ と単位体積重量 $\gamma_p$ は、0.3、2.63gf/cm<sup>3</sup> (25.8kN/m<sup>3</sup>)とそれぞれ一定値を与えた。つぎに、地盤の変形係数 $E_s$ とポアソン比 $\nu_s$ 、ならびに地盤の単位体積重量 $\gamma$ は地盤の深度に関わらず一定とし、 $E_s$ は10~90kgf/cm<sup>2</sup> (0.98~8.82MPa)の範囲で5通り、 $\nu_s$ は0.2~0.4の範囲で3通りにそれぞれ変化させ、 $\gamma$ は1.65gf/cm<sup>3</sup> (16.2kN/m<sup>3</sup>)と一定値を与えた。

#### (2) 地盤側方の境界条件：Ditch-S

Ditch-Sの場合の遠心実験では、矢板引抜きに伴って矢板抜け跡の空洞とそれを埋めるような周辺地盤の変形（ゆるみ）が生じた。また、この空洞とゆるみ域の発達状況は、管の剛性と地盤材料の違いによって大きく異なった。前報の遠心実験に対する解析<sup>9)</sup>では、この状況をできるだけ忠実に再現するために、各要因と引抜き矢板の位置が変わるごとに異

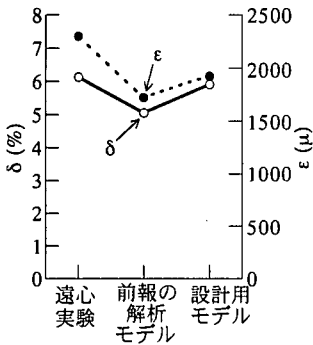


図-6 設計用計算モデルにおける単純化の妥当性：  
Ditch-Sにおける地盤側方の境界条件

なったモデルを用いて解析した。しかし、実際の設計において、それらが変わるたびに異なった設計値を用意することは複雑に過ぎ、実用的でない。そこで、Ditch-Sの場合の設計用計算モデルでは、前報の解析モデルに対して、以下のような単純化を施した。

まず、日本の埋設管施工において埋戻土として最も一般的に用いられるまさ土（山砂）を基準地盤材料として選定した。異なった地盤材料を用いた場合の遠心実験<sup>7)</sup>とその解析<sup>9)</sup>において、どの埋設方式でもまさ土を地盤材料として用いた場合に管の変形量が最大であり、かつ、解析で与えた矢板引抜き過程の地盤側方の境界条件はまさ土の場合が最も単純であったので、この選択は実用的にも無理がないといえる。このように基準地盤材料を選んだ上で、測定した管のたわみが矢板引抜き過程を通じて最大となった矢板引抜き終了時点のみを計算の対象として選び、さらに、矢板抜け跡が完全に空洞となり、空洞近傍の地盤に全くゆるみが生じないものとして、図-5(a)に示す計算モデルを作成した。

前報の解析では、矢板抜け跡の空洞部分の $E_s$ としてごく小さい $0.1\text{kgf/cm}^2$  ( $9.8\text{kPa}$ )を与え、かつ、空洞近傍の地盤のゆるみを考慮したのに対して、今回の計算ではこれらを無視し、単純化した。そこで、その妥当性を確認するため、F管をまさ土地盤に埋めた場合の遠心実験における矢板引抜き終了時点の解析を、図-5(a)に示す計算モデルを用いて以下の条件で行った。

地盤の単位体積重量は、前報の解析と同じく、実験容器内壁の摩擦を考慮して決めた見かけの重量 $\gamma^*$ を地盤の深さごとに変化させた。地盤の変形係数 $E_s$ は、 $\gamma^*$ を用いて管側深さの応力レベルを求め、その応力レベルでの変形係数の値を $K_0$ 試験結果<sup>7)</sup>から読み取り、この値をモデルのどの深さに対しても一定として与えた。また、管面境界は完全滑動と開口考慮の条件とした。この地盤の変形係数と管面境界条

件の与え方は前報の解析手法とは異なるが、後述するようにこれらは計算結果にほとんど影響しないことを確かめている。

この計算で得られた垂直土圧 $\sigma$ の分布は、前報の解析結果に比べて、全体にわずかに縦長になった。その結果、管の鉛直たわみ率 $\delta$  ( $=\Delta D/2R$ ,  $\Delta D$ :鉛直たわみ量,  $R$ :管厚中心半径)と管壁の最大曲げひずみ $\epsilon$ は、図-6に示すように、前報の解析結果よりも少しだけ大きくなり、実験値にむしろ近づいている。この結果からみて、矢板抜け跡を完全な空洞とし、その近傍の地盤のゆるみ域を無視しても実用的にはほとんど問題ないといえる。

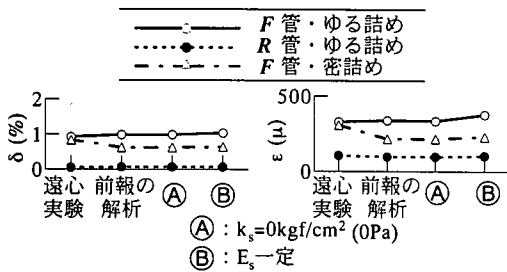
なお、Ditch-S以外の埋設方式における地盤側方の境界条件は前報の解析と全く同じである。ただし、Ditch-0で与えた粗壁条件では、溝壁位置において、開口と併せて、すべり破壊と摩擦抵抗を表現するために、摩擦抵抗力と鉛直節点力の大きさの判定と節点力の変更が繰り返されるが、この計算に必要な溝壁の摩擦係数は、基準地盤材料であるまさ土が接するときの測定値を用いた。

### (3)管面の境界条件

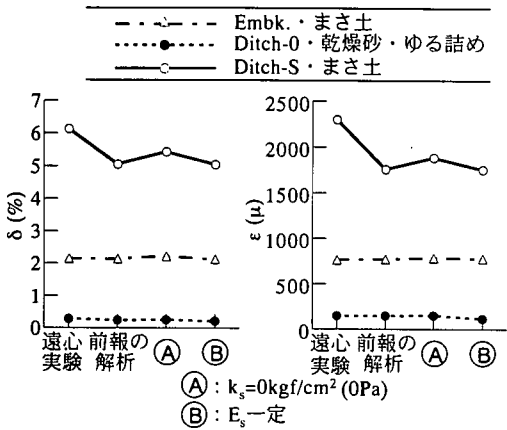
前報の解析<sup>9)</sup>では、管面の境界条件は開口と摩擦抵抗を表すため、管面に挿入したジョイント要素の垂直剛性 $k_v$ とせん断剛性 $k_s$ の初期値として、どの地盤材料の場合もそれぞれ単位奥行き当たり $1000\text{kgf/cm}^2$  ( $98\text{MPa}$ ),  $3\text{kgf/cm}^2$  ( $294\text{kPa}$ )を与えて計算を行った。そして、垂直応力 $\sigma$ が引張りになったジョイント要素では $k_v$ と $k_s$ をゼロに置き換え、さらに、算定されたせん断応力 $\tau$ が摩擦抵抗 $\tau_f$  ( $=c_p + \sigma \tan \phi_p$ , ここに $c_p$ ,  $\phi_p$ は管と地盤との境界で発揮される粘着力と摩擦角の測定値)よりも大きくなった領域のジョイント要素では、 $\tau \leq \tau_f$ を満足するまで $k_s$ を繰り返し減少させた。

この解析で用いた $k_s$ の初期値 $3\text{kgf/cm}^2$  ( $294\text{kPa}$ )は、計算で得られた $\tau$ が、遠心実験において測定された管に働くせん断土圧の分布に最も合致するように、試算によって求めたものである。しかし、測定されたせん断土圧は垂直土圧に比べてごく小さかったので、この $\tau$ を無視しても管の変形挙動にはほとんど影響しないと考えられる。よって、今回の設計用計算モデルでは、管面境界条件として、開口と併せて、 $k_s$ の初期値をゼロと置くことによって、完全滑動 ( $\tau=0\text{kgf/cm}^2$ )の条件を与えた。

この単純化の妥当性を確かめるために、前報の解析モデルにおいて $k_s$ をゼロに変えた計算を、管剛性、地盤材料、埋設方式を変化させた6ケースについて行った。この計算で得られた管の鉛直たわみ率 $\delta$ と最大曲げひずみ $\epsilon$ を図-7(a), (b)に(A)として示す。この



(a)管剛性と地盤密度を変化させた場合 (乾燥砂・Embk.)



(b)地盤材料と埋設方式を変化させた場合 (F管)

図-7 設計用計算モデルにおける単純化の妥当性：管面境界条件と土の変形係数 $E_s$

結果と同図中に示した前報の解析結果 (図-7(a), (b)の(A)のすぐ左側のプロット) を比べると, Embk.とDitch-0ではほぼ一致している。また, 図-7(b)のDitch-Sでは前報の解析結果よりも値が少し大きくなり, むしろ実験値に近づいている。

以上の結果から判断して, 管面を完全滑動とする単純化は妥当であると結論される。この結論は, 管面で発揮される $c_p$ と $\phi_p$ が管の材質, ならびに地盤材料の種類と状態によって変化すること, および $k_s$ の初期値が試算によってしか求まらないことを考えると, 実用的に価値が高く, また, 2.(3)で述べた弾性理論解析の結論とも整合する。

#### (4)地盤の変形係数 $E_s$

前報の解析<sup>9)</sup>では, 地盤の変形係数 $E_s$ は $K_0$ 圧縮試験の結果<sup>7)</sup>に現れた $E_s$ の応力依存性を厳密に評価するために, 以下のように与えた。すなわち, 分割した地盤各層における土の自重応力レベルを, 実験容器内壁に働く摩擦の影響を考慮して決めた見かけの単位体積重量 $\gamma^*$ を用いて求め, その応力レベルに対応する $E_s$ 値を分割した地盤の各層に与えた。

しかし, 埋設管の挙動を主に支配するのは, 管近

傍の埋戻土の変形特性であると考えられるので, 管近傍の土自重応力レベルにおける $E_s$ を地盤の深さによらず一定として与えてもあまり計算結果が変わらない可能性がある。そこで, 管頂深度, 管側深度, および実験模型の中央深度における応力レベルでの $E_s$ 値を選び, 地盤のどの深度に対してもこの一定値を与えた計算を, 前報の基準寸法模型に対する解析モデルを用いて, 3.(3)で述べた6ケースについて行った。その結果, 管側深度の応力レベルでの $E_s$ 値を採れば, 図-7(a), (b)に(B)として示すように, 前報の解析結果とほぼ同じ $\delta$ と $\epsilon$ が得られ, 土圧分布もほとんど変わらないことがわかった。

なお, この深度よりも浅い管頂深度と実験模型の中央深度の応力レベルに対する $E_s$ 値を用いた場合は, 少し $\delta$ が大きくなって, この基準寸法の実験の場合については実験結果により近づいた。しかし, 別に行った土被り高を変化させた場合の実験と解析の比較によれば, やはり管側深度の応力レベルの $E_s$ 値をとった場合が最も妥当であった。

以上より, 設計用計算モデルでは, 管側深度の応力レベルにおける $E_s$ 値を地盤の深さによらず一定として与えることにした。なお, 計算では,  $E_s$ 値を10~90kgf/cm<sup>2</sup> (0.98~8.82MPa)に変化させたが, これは3種類の地盤材料に対して行った $K_0$ 圧縮試験<sup>7)</sup>の結果において, 土自重応力レベルの最大値を2kgf/cm<sup>2</sup> (196kPa)と仮定したときの $E_s$ 値の範囲をとったものである。

#### (5)地盤の単位体積重量 $\gamma$

前報の解析<sup>9)</sup>では, 前項で述べたように, 地盤の単位体積重量は, 実験容器内壁に働く摩擦の影響を考慮するため, 見かけの単位体積重量 $\gamma^*$ を地盤の各層に与えた。しかし, 実施工においては, 当然, この摩擦はないので, 埋戻土の単位体積重量 $\gamma$ をそのまま与えれば良い。この場合,  $\gamma^*$ を用いた場合よりも土自重応力レベルが増大し, これに伴って $E_s$ が変化するので,  $\gamma$ を用いた場合の解析結果の妥当性を実験的に確認しておく必要がある。

そこで, Embk., F管, 乾燥砂地盤 (ゆる詰め), 基準埋設寸法の条件で, 実験容器内壁にリュブリケーションを施して行った遠心実験に対して, 前報の手法による解析を, 模型作成時の地盤の単位体積重量 $\gamma$ を用いて行った。図-8は, この実験と解析によって得られた $\delta$ と土圧分布を, リュブリケーションを施さない場合と併せて示したものである。なお, 図(b)の土圧分布では垂直土圧 $\sigma$ は管中心向き, せん断土圧 $\tau$ は下向きをそれぞれ正として極座標表示している。リュブリケーションの有無に対する解析条件

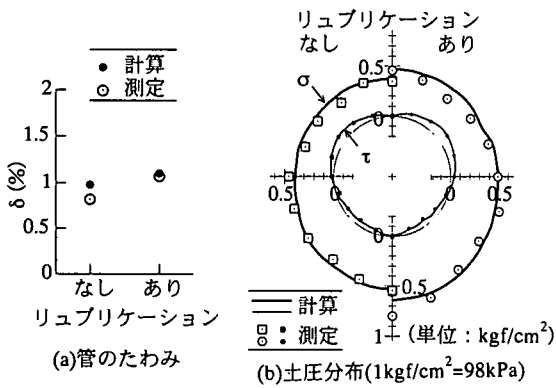


図-8 リュブリケーション有無の実験に対する解析結果 (F管, Embk., 乾燥砂, ゆる詰め)

の違いは、地盤の単位体積重量として $\gamma$ または $\gamma^*$ を用いたこと、およびこれらの単位体積重量から求めた地盤の各深度における応力レベルでの異なる $E_s$ 値をそれぞれの深さに対して与えたこと、の2点である。図-8から、リュブリケーションを施した場合の実験結果と解析結果は良く一致しており、 $\gamma$ を用いた解析の妥当性が実験的に検証されたといえる。

さらに、一般に線形弾性計算で $\gamma$ のみが変化する場合、管に働く土圧は、分布形が同じで、大きさが変化するだけであるので、管の鉛直たわみ率 $\delta$ と最大曲げモーメント $M$ は $\gamma$ の増大に比例して増える。しかし、今回の設計用計算モデルでは、管面境界において開口の判定が繰り返され、また、Ditch-0の解析では、これと併せて、溝壁位置において粗壁条件の判定が繰り返される。このように、やや複雑な境界条件を有する設計用計算モデルを用いた場合でも、 $\delta$ と $M$ が $\gamma$ の増大に比例して増えるかどうかを確認するため、3つの埋設方式において、 $S_p=1\text{kgf/cm}^2$  (98kPa),  $E_s=10\text{kgf/cm}^2$  (980kPa),  $\nu_s=0.3$ , 基準埋設寸法の条件で、 $\gamma$ の値を $1.5\sim 2\text{tf/m}^3$  ( $14.7\sim 19.6\text{kN/m}^3$ )の範囲で変化させた計算を行った。

図-9は、この計算で得られた管の鉛直たわみ率 $\delta$ と最大曲げモーメント $M$ をそれぞれ $\omega=\delta E_s/\gamma H$ ,  $K=M/\gamma HR^2$ として無次元化して示したものである。鉛直たわみ率は $\omega=\delta E_s/\gamma H$ として無次元化したが、これは2.で述べた弾性理論解析の図-4において、管頂の変位を表すのに用いた $\omega_c=u/(\sigma_0 D/2E_s)$ 中の $\omega_c$ を $\omega$ ,  $u/(D/2)$ を $\delta$ ,  $\sigma_0$ を管頂での土被り圧 $\gamma H$ にそれぞれ置き換えたものである。図(a), (b)から、 $\gamma$ が変化しても各埋設方式における $\omega$ と $K$ はほぼ一定であり、今回の設計用計算モデルを用いた場合、 $\delta$ と $M$ が $\gamma$ にほぼ比例して変化することが確認できた。

4.で述べる設計チャート作成のための計算では、どの場合も、 $\gamma$ として、まさ土の遠心実験時の

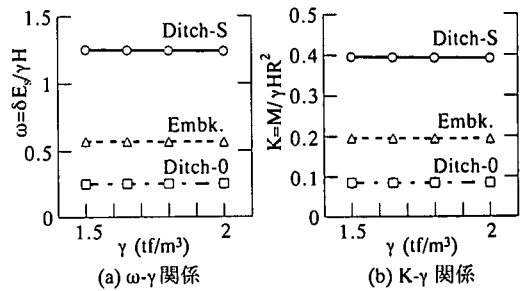


図-9  $\gamma$ による $\omega$ と $K$ の変化( $1\text{tf/m}^3=9.8\text{kN/m}^3$ )

$1.65\text{tf/m}^3$  ( $16.2\text{kN/m}^3$ )を与えたが、図-9の結果から、この $\gamma$ を用いて得られた $\omega$ と $K$ の値は、 $\gamma$ が異なった場合に対しても適用できることがわかる。

### (6)管の入力定数

管の曲げ剛性 $S_p$ は、著者らによって $S_p=S_f/R^3=E_p I^3/\{12(1-\nu_p^2)R^3\}$ と定義されている。2.で述べた弾性理論解析の結果<sup>6)</sup>によれば、 $E_p$ が $30,000\text{kgf/cm}^2$  ( $2.94\text{GPa}$ )よりも大きい場合、 $S_p$ 値が同じであれば、 $E_p$ ,  $t$ ,  $R$ のいずれを変えても管の挙動は相似となる。よって、 $S_p$ を変化させる手法としては、 $E_p$ を変化させる方法、または、 $t$ か $R$ を変化させる方法が考えられる。しかし、 $t$ か $R$ を変化させる方法では、異なった寸法の計算モデルを作成するのに手間がかかり、さらに $t$ を小さくすると、分割される管要素のアスペクト比が大きくなるため、計算誤差が増大する。

そこで、今回の計算モデルでは、 $S_p$ を変化させる手法としては、 $E_p$ を変化させる方法を採用し、 $S_p$ が $1\sim 100\text{kgf/cm}^2$  ( $98\text{kPa}\sim 9.8\text{GPa}$ )の範囲では、 $t$ と $R$ をそれぞれ $7.08\text{cm}$ ,  $131.5\text{cm}$ と一定にして、 $E_p$ を1桁ずつ変化させた。一方、 $S_p$ が $0.1\text{kgf/cm}^2$  ( $9.8\text{kPa}$ )の場合、この管の寸法では $E_p$ が $7,000\text{kgf/cm}^2$  ( $686\text{kPa}$ )となり、弾性理論解析で示された $E_p$ の許容下限値である $30,000\text{kgf/cm}^2$  ( $2.94\text{GPa}$ )を下回る。そこで、この場合のみ、 $t$ を $3.33\text{cm}$ に変えることによって、 $E_p$ を $70,000\text{kgf/cm}^2$  ( $6.86\text{GPa}$ )とし、許容範囲内におさめた。

以上の条件で、 $E_p$ と $t$ のどちらを変えても計算結果が同じになることを確かめるため、 $R$ が一定で、異なった $t$ と $E_p$ を組み合わせた計算をDitch-SとEmbk.の設計用計算モデル ( $E_s=10\text{kgf/cm}^2$  ( $980\text{kPa}$ ),  $\nu_s=0.3$ )を用いてそれぞれ7ケースずつ行い、同一 $S_p$ 値における $\delta$ を比較したところ、予想通りほとんど一致する結果を得た。

さらに、 $R$ が変化する場合にも、 $S_p$ 値が同じであれば、管挙動が相似になることを確かめるために、 $R$ を設計用計算モデルの $131.5\text{cm}$ の $1/2$ である $65.75\text{cm}$ に変えたときの計算を、Embk.,  $S_p=1\text{kgf/cm}^2$  ( $98\text{kPa}$ ),



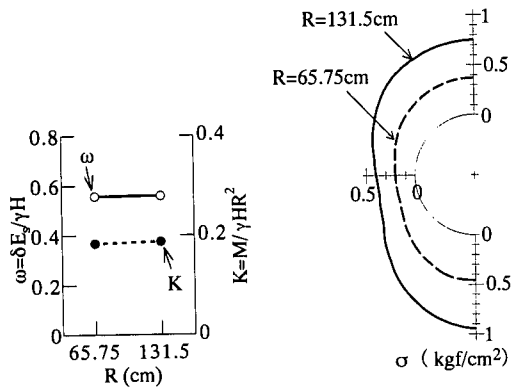


図-10 Rが異なる場合の $\omega$ , K, および土圧分布の変化 ( $1\text{kgf/cm}^2=98\text{kPa}$ )

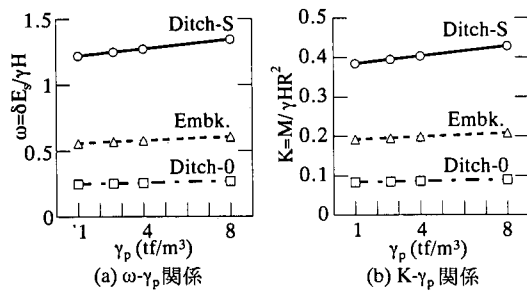


図-11  $\gamma_p$ による $\omega$ とKの変化 ( $1\text{tf/m}^3=9.8\text{kN/m}^3$ )

$E_s=10\text{kgf/cm}^2$  ( $980\text{kPa}$ ),  $\nu_s=0.3$ の条件で行った。この場合、埋設寸法は全て設計用計算モデルの1/2となる。図-10は、この場合の計算結果を設計用計算モデルを用いた場合の結果と比べたもので、両者の $\omega$ とKは等しく、また、垂直土圧 $\sigma$ の分布も相似となり、やはりRが変化しても $S_p$ 値が同じであれば、管挙動は相似となることが確認された。

次に、図-11は、管の単位体積重量 $\gamma_p$ を $1\sim 8\text{tf/m}^3$  ( $9.8\sim 78.4\text{kN/m}^3$ )の範囲で変えたときの $\omega$ とKの変化を、3つの埋設方式に対して示したものである。計算条件は、図-9に示した場合と同じである。図-11から、 $\gamma_p$ が広い範囲で変化しても、 $\omega$ とKの変化は、Ditch-Sで最大10%程度に留まり、また、他の埋設方式ではこれよりも小さいことがわかる。したがって、 $\gamma_p$ の変化による $\omega$ とKの変化は実用的に無視できるといえる。なお、計算モデルで与えた $\gamma_p=2.63\text{tf/m}^3$  ( $25.8\text{kN/m}^3$ )は、遠心実験の模型管(R管)の値を用いたものである。

以上の検討から、管外径を2.7mと一定にした設計用計算モデルによって算定された $\omega$ とKは、埋設寸法比と管の $S_p$ 値が同じであれば、埋設スケールや管の寸法と材質が異なった場合に対しても、実用的に十分な精度で適用できることが確かめられた。

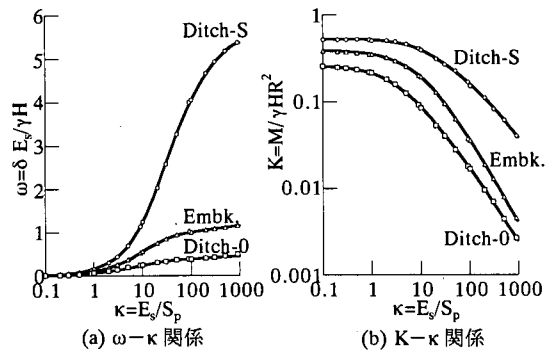


図-12 設計用計算モデルを用いて算出した $\kappa$ と $\omega$ , およびKの関係 ( $\nu_s=0.3$ , 標準埋設寸法)

#### 4. 設計チャート

設計用計算モデルを用いて算定した $\omega$ とKが、2.で述べた弾性理論解析の結果と同様に、たわみ性指数 $\kappa$ に対して一義的に表せれば、多種多様な土と管が組み合わさる複雑な現場の施工条件下での管挙動を、簡単に、かつ合理的に予測できることになる。

そこで、 $\nu_s$ が0.3と一定で、 $E_s$ を $10\sim 90\text{kgf/cm}^2$  ( $0.98\sim 8.82\text{MPa}$ ),  $S_p$ を $0.1\sim 100\text{kgf/cm}^2$  ( $9.8\text{kPa}\sim 9.8\text{MPa}$ )にそれぞれ変化させたときの $\omega$ とKを設計用計算モデルによって算定し、 $\kappa$ に対してプロットしてみたものが図-12である。この図から、どの埋設方式でも、 $\omega$ とKは $\kappa$ に対して一義的に表されることがわかる。

この結果に基づいて、設計図表は $\kappa$ を横軸に、 $\omega$ とKを縦軸にとって表すことにした。さらに、図-12に示したように、 $\omega$ は算術目盛、Kは対数目盛で表すことにした。Kを対数表示するのは以下の理由による。無次元化した最大曲げモーメントKの値は、 $\kappa$ が大きくなって管のたわみ性が増すにつれて急激に小さくなる。しかし、この小さい曲げモーメントのもとでも、管の破損に関わる管壁の曲げひずみは管厚の減少に伴って逆に増大する。そこで、 $\kappa$ の値が大きい範囲でもK値を正確に読み取れるように対数表示することにしたものである。

図-13, 14は、埋戻土のポアソン比 $\nu_s$ が0.2, 0.3, 0.4のときの $\omega$ とKの設計値と $\kappa$ の関係を、3つの埋設方式に対して描いたものである。各図中の4本のラインは土被り高H/Dが0.5, 1, 2, 5の場合を表す。なお、この図表では安全率は考慮されていない。

#### 5. 現行設計法との比較

ここでは、わが国の埋設管の設計基準の中で内容が最も充実している農林基準<sup>2)</sup>を代表的な現行設計

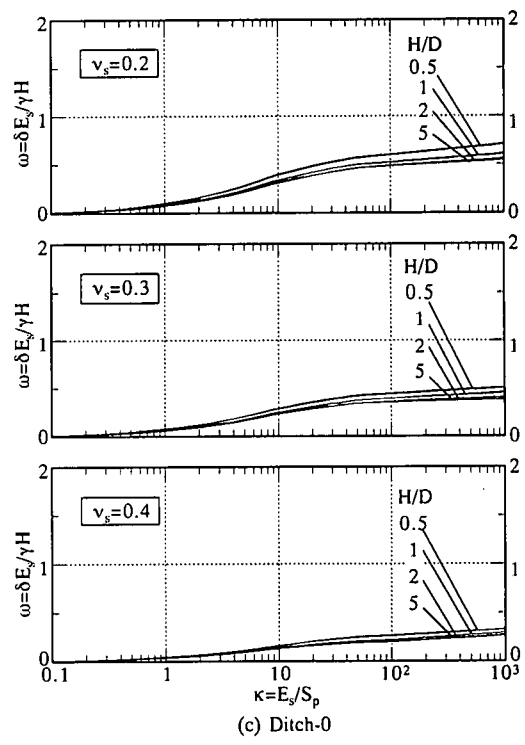
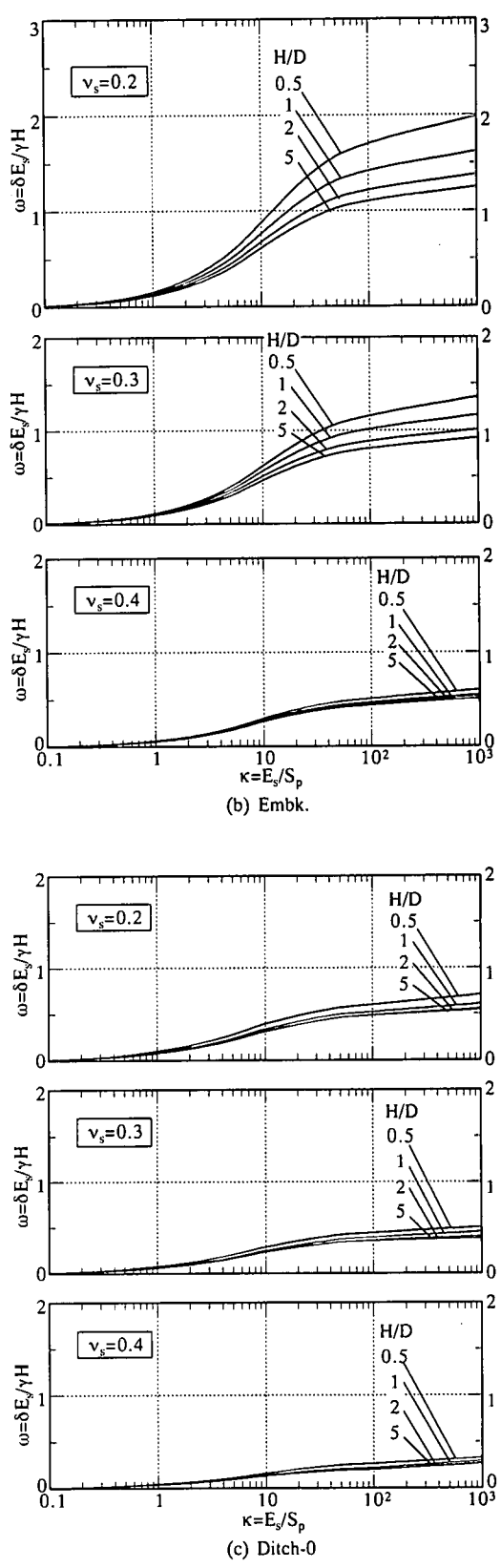
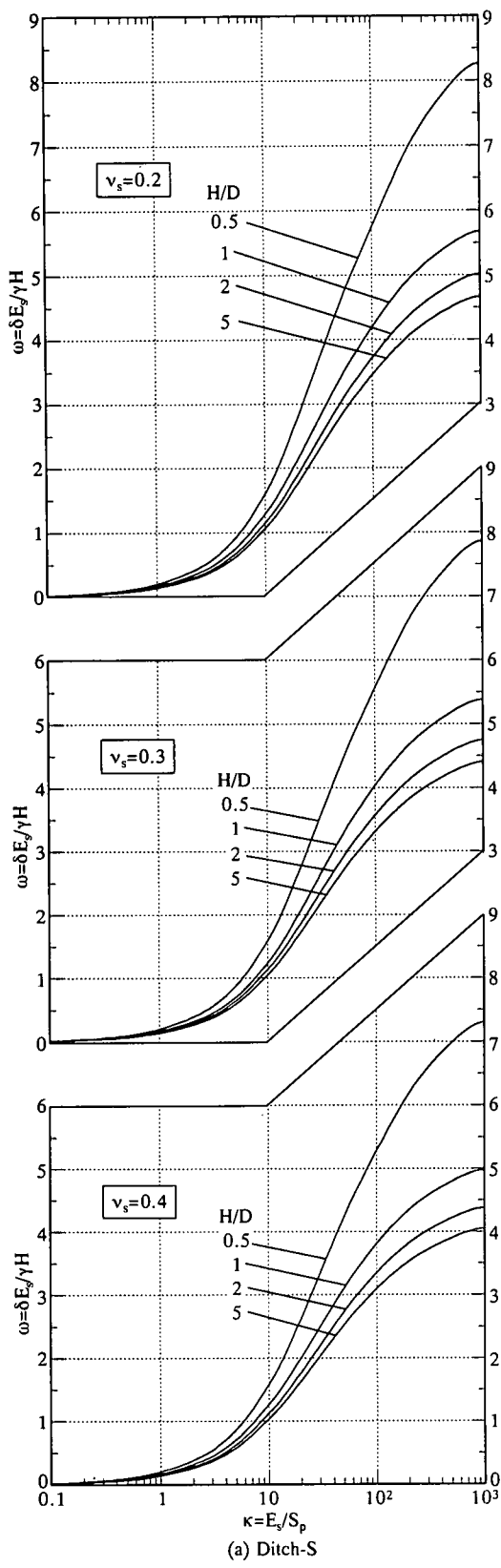


図-13 設計図表その1: 管の鉛直たわみ率

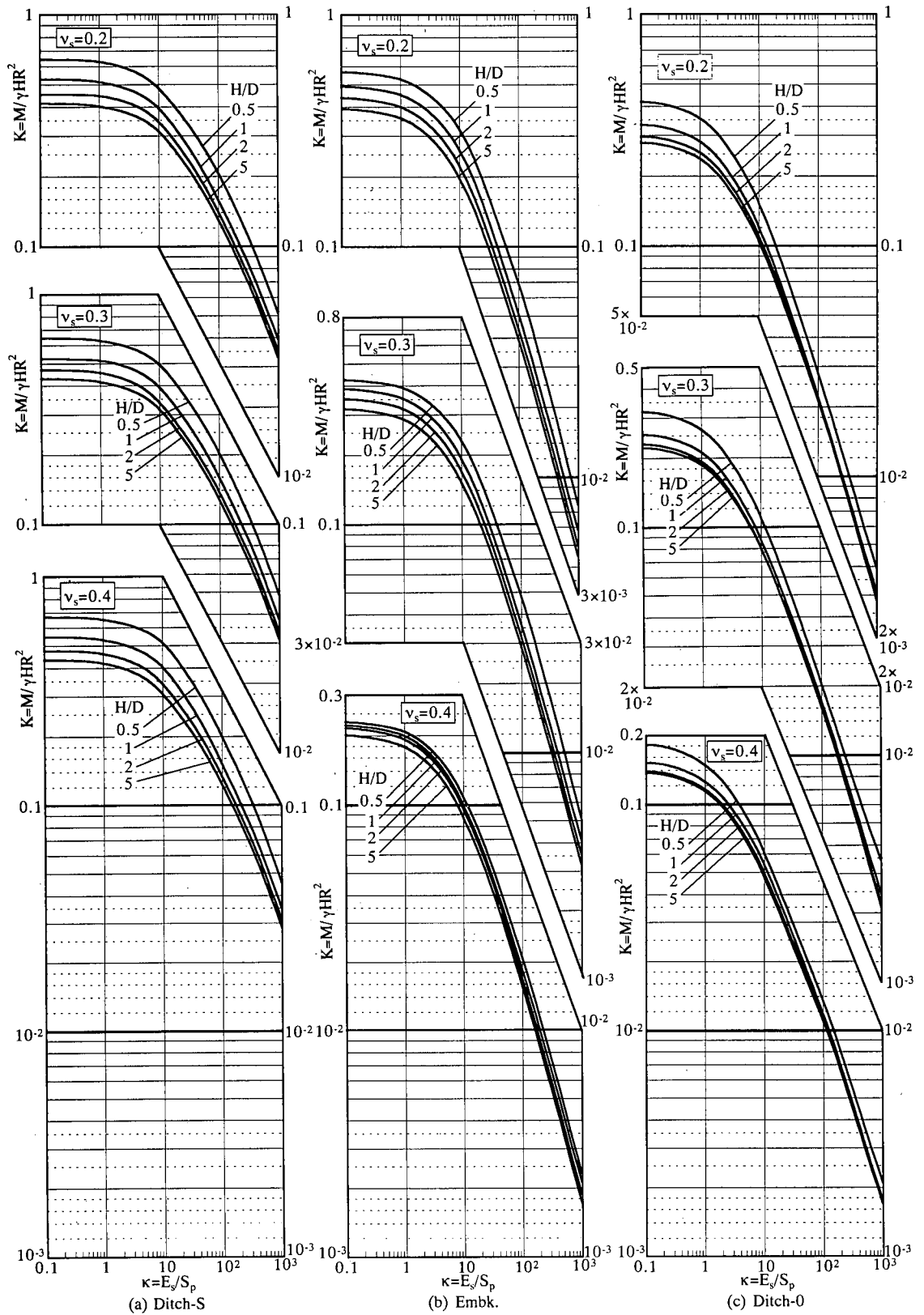


図-14 設計図表その2：最大曲げモーメント

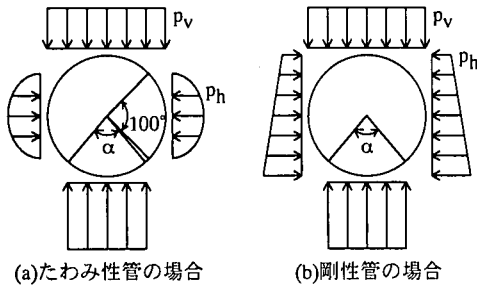


図-15 現行設計法の土圧分布

法として選び、現行設計法と提案する設計法によって鉛直たわみ率 $\delta$ と最大曲げモーメント $M$ を算定し、両設計法の比較を行う。

### (1)設計条件

設計条件は、 $D=270\text{cm}$ の鋼管 ( $t=2\text{cm}$ ,  $S_p=0.64\text{kgf/cm}^2$  (62.7kPa)) と遠心力鉄筋コンクリート管 ( $t=17.4\text{cm}$ ,  $S_p=100\text{kgf/cm}^2$  (9.8MPa)), 以下、RC管とよぶ) が基準埋設寸法 ( $H=270\text{cm}$ ,  $B_d=390\text{cm}$ ,  $H_b=120\text{cm}$ ,  $B=1020\text{cm}$ ) で、Ditch-S, Embk., Ditch-0の3通りの方式によって埋設されるものとする。また、埋戻材料は遠心実験で用いたものと同じまさ土 ( $\rho_s=2.71\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\max}=1.92\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\min}=1.37\text{g/cm}^3$ ,  $D_{\max}=2\text{mm}$ , 細粒含有率12%,  $w=10\%$ ) で、締固めは $\gamma=1.65\text{tf/m}^3$  ( $D_r=30\%$ ,  $D_c=78\%$ ) になるように軽く行うものとする。

### (2)現行設計法による設計

農林基準によれば、 $\delta$ と $M$ は次のように算定される。

地盤反力係数 $e'$ の値は、埋戻土の種類 (S-M) と締固めの程度 ( $D_c=78\%$ から締固めIに分類される) から、 $28\text{kgf/cm}^2$  (2.74MPa) と与えられる。設計土圧は、たわみ性管、剛性管 (口径600mmを超える場合) に対して、それぞれ図-15(a), (b)に示す分布形が仮定されており、図中の設計支持角 $\alpha$ は今回の設計条件である均質地盤に対しては $90^\circ$ をとることになっている。

鉛直土圧 $p_v$ の大きさは、今回の設計条件である  $H>2\text{m}$  では以下の式を用いて算定することになっている。すなわち、Ditch-Sでは $p_v=\gamma H$  (たわみ性管の場合)、または $p_v=\gamma HB_d/D$  (剛性管の場合)、Embk.ではたわみ性管、剛性管とも  $p_v=C_c\gamma D$ 、Ditch-0では  $p_v=C_d\gamma B_d$  (たわみ性管)、または $p_v=C_d\gamma B_d^2/D$  (剛性管の場合) の各式によって $p_v$ を求める。ここに、 $C_c$ ,  $C_d$ はM-S理論の突出式、溝型式の係数である。さらに、 $C_c$ には等沈下面が $H$ の範囲に存在するかどうかによって2通りの算定式が用意されており、この判定に必要な沈下比と呼ばれる経験定数が、地盤条件と管

剛性の組み合わせに対して定められている。また、剛性管がDitch-Sで埋設される場合、 $p_v$ の上限値は  $p_v=C_c\gamma D$  とすること、およびDitch-0の場合は管剛性に関わらず、 $p_v=C_c\gamma D$  と上述のDitch-0の場合の $p_v$ を比べて小さい方をとることが規定されている。

次に、水平土圧 $p_h$ の大きさは、たわみ性管の場合は管側部で $p_h=e'\cdot\Delta X/2FR$ 、剛性管の場合は、管頂深度で $p_h=K_0\gamma H$ 、管底深度で $p_h=K_0\gamma(H+D)$ の各式によって算出する。ここに、 $\Delta X$ は鉛直土圧と鉛直反力土圧によって生じる水平たわみ量、 $F$ は変形遅れ係数 (通常、1.0とする)、 $K_0$ はランキンの主動土圧係数をそれぞれ表す。

以上の算定式に今回の設計条件をあてはめると、たわみ性管の場合、 $p_v$ と管側部の $p_h$ の値は、Ditch-Sでそれぞれ $0.45\text{kgf/cm}^2$  (44.1kPa),  $0.52\text{kgf/cm}^2$  (51kPa) となり、また、Embk.とDitch-0の土圧値は一致し、 $p_v$ と管側部の $p_h$ はそれぞれ $0.37\text{kgf/cm}^2$  (36.3kPa),  $0.44\text{kgf/cm}^2$  (43.2kPa) となる。また、剛性管の場合、どの埋設方式でも土圧値は一致し、 $p_v$ は $0.54\text{kgf/cm}^2$  (52.9kPa) となり、また、管頂と管底深度における $p_h$ はそれぞれ $0.11\text{kgf/cm}^2$  (10.8kPa),  $0.21\text{kgf/cm}^2$  (20.6kPa) となる。この土圧の値と管体自重、および図-15に示した土圧分布を用いて、鉛直たわみ率 $\delta$ と最大曲げモーメント $M$ の値が求められる。

例えば、鋼管がDitch-Sで埋設される場合、鋼管は材質によってたわみ性管と分類されているので、たわみ性管の場合の設計土圧を用いることにより、 $\delta=2.1\%$ ,  $M=1136\text{kgf}\cdot\text{cm/cm}$  (11.1kN $\cdot$ m/m) が設計値として得られる。

### (3)提案設計法による設計

提案する設計法では、 $\delta$ と $M$ は以下のように求められる。

まず、 $K_0$ 圧縮試験の結果 (後述、図-18) から、締固め後のまさ土の変形特性のうち、応力レベルに依存しないポアソン比 $\nu_s$ が0.3と求められ、また、変形係数 $E_s$ は、管側深度G.L.-4.05mにおける土自重応力レベル $\sigma=0.67\text{kgf/cm}^2$  (65.7kPa) に対する値として、 $E_s=8\text{kgf/cm}^2$  (0.78MPa) が求められる。鋼管とRC管の $S_p$ 値は、それぞれ $0.64\text{kgf/cm}^2$  (62.7kPa),  $100\text{kgf/cm}^2$  (9.8MPa) であるので、たわみ性指数 $\kappa(=E_s/S_p)$ は12.5, 0.08となる。

例えば、鋼管がDitch-Sで埋設される場合、図-13(a), 14(a)に示した $\nu_s=0.3$ の設計図表において、 $H/D=1$ のカーブと $\kappa=12.5$ との交点を求め、その縦軸の値を読み取ることによって、 $\omega=1.45$ ,  $K=0.36$ が求められる。次に、式 $\omega=\delta E_s/\gamma H$ と $K=M/\gamma HR^2$ に、読み取った $\omega=1.45$ と $K=0.36$ , および $\gamma H=0.45\text{kgf/cm}^2$  (44.1kPa),

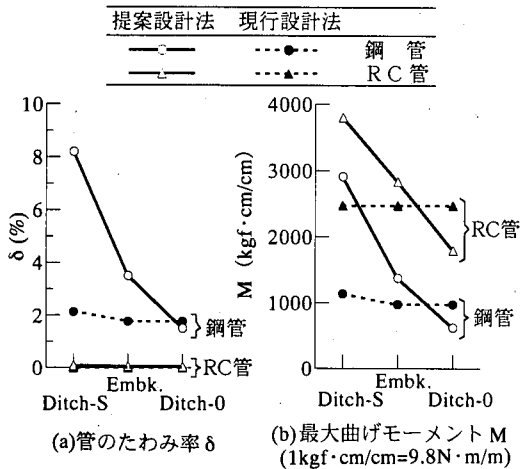


図-16 現行設計法と提案設計法の比較

$E_s=8\text{kgf}/\text{cm}^2$  (0.78MPa),  $R=134\text{cm}$ の各値を代入すれば,  $\delta=8.2\%$ ,  $M=2909\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}$  ( $28.5\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ )が設計値として得られる。

#### (4)設計値の比較

図-16は, 現行設計法と提案設計法によって算出した $\delta$ と $M$ を, 設計の対象とした全ケースについて比較して示したものである。この図から, 以下のことがわかる。RC管の $\delta$ を除き, 現行設計法によって算出した $\delta$ と $M$ は, 提案設計法による値に比べて, Ditch-SとEmb.では過小, Ditch-0では過大であり, 特に, Ditch-Sでは極めて過小である。

このように, 現行設計法は, 特にDitch-Sに対して極めて危険側の設計値を与えるばかりでなく, 力学試験から求められる土の力学定数を直接用いていないこと, 管剛性を定量的に規定できず, コンクリートや鋼といった管の材質に基づいて埋設管を剛性管, たわみ性管の2種類のみで分類していること, また, それらに対して力学的根拠の薄い土圧分布を別々に与えていること, 埋設方式と管剛性の組み合わせが異なるたびに, 異なった土圧算定式を規定しており, かつ, 算定される土圧の大きさは信頼性に欠けることなど, 多くの不確実さと不合理性を有していることは明らかである。

これに対して, 提案設計法は, 土の力学定数, 管剛性, 埋設方式のそれぞれについて合理的な扱い方をしており, その結果, これまで問題を引き起こすことの多かったDitch-Sの場合についても, 著者らの経験と合致する妥当な設計値が求められることがわかる。

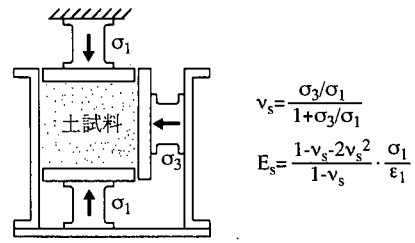


図-17  $K_0$ 圧縮試験装置と $E_s$ ,  $v_s$ の算出式

## 6. 埋戻土の変形係数とポアソン比の求め方

4.に示した設計図表を使用するに当たっては, 埋戻土の変形係数 $E_s$ とポアソン比 $v_s$ が必要である。 $E_s$ と $v_s$ を室内で求める試験法には, 三軸圧縮試験, 動的三軸圧縮試験, 平面ひずみ圧縮試験などがある<sup>18)</sup>が, ここでは著者らが開発した $K_0$ 圧縮試験による方法を推奨する。

この試験法は, 図-17に示す装置を用いて,  $12\text{cm}\times 12\text{cm}\times$ 高さ $10\text{cm}$ の直方供試体を, 側方変位をゼロに拘束した条件( $K_0$ 条件)で, 軸応力 $\sigma_1$ を段階的に载荷し, 測定した軸ひずみ $\epsilon_1$ と側方応力 $\sigma_3$ ( $=\sigma_2$ )を図-17中に示したフックの法則から得られる2つの式に代入して $v_s$ と $E_s$ を求めるものである。

この試験法は他の試験法に比べて, 圧力セルを必要とせず, また载荷には通常の圧密試験機の载荷装置を利用することができるので, 装置と試験方法が簡単で, 実用性が高いところに特徴がある。また, 前報<sup>9)</sup>で示した3種類の地盤材料を用いた遠心実験に対するFEM解析において, この $K_0$ 試験によって求めた $E_s$ と $v_s$ を与えたところ, 解析結果が実験結果と良く一致したことから, この試験法の適用性が確認されている。さらに, 装置全体を水浸箱の中にセットし, 供試体を水浸させることによって, 土の水浸軟化時の $E_s$ と $v_s$ の変化も測定可能である<sup>19)</sup>。なお, 上述した供試体の寸法は, 遠心実験で用いた地盤材料の最大粒径の50倍程度を目安に定めたもので, 最大粒径が大きい埋戻土の場合は, より大きな供試体を用いる必要がある。

以下, この試験の手順とデータの整理方法を, 遠心実験で用いたまき土の場合(図-18参照)を例にとって, 具体的に述べる。

- ①摩擦軽減のため, 圧縮箱と载荷板の内面に,  $0.2\text{mm}$ 厚のゴム膜2枚とシリコングリスによってリュブリケーションを施す。
- ②圧縮箱に土試料を所定の密度に詰める。最大粒径が $2\text{mm}$ 以内の土試料では, 仕上がり層厚を $2\text{cm}$ 以内に

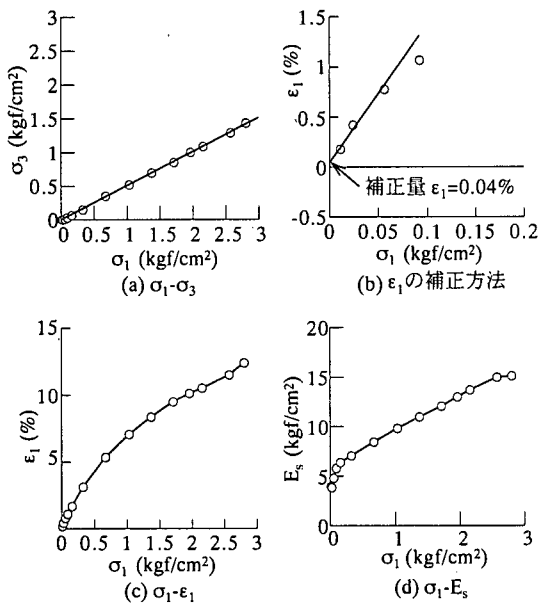


図-18  $K_0$ 圧縮試験のデータの整理方法 (まき土,  $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ )

なるように締固めると、比較的均一な供試体が作成できる。

③  $\sigma_1$  を段階的に載荷する。  $\sigma_1$  の増分は、  $\sigma_1 \leq 0.1 \text{ kgf/cm}^2$  (9.8kPa) までは  $0.02 \text{ kgf/cm}^2$  (1.96kPa) 程度、  $\sigma_1 > 0.1 \text{ kgf/cm}^2$  (9.8kPa) 以降は  $0.2 \text{ kgf/cm}^2$  (19.6kPa) 程度とする。なお、  $\sigma_1$  の載荷過程では、時間-軸圧縮量曲線を描き、供試体の圧縮が落ち着いたことを確認した後、次の載荷に移る。

④ 供試体の圧縮が落ち着いたら、  $\sigma_1$ 、  $\sigma_3$ 、 および全軸圧縮量を測定する。なお、  $\sigma_1$  は、摩擦の影響を除くため、上下のロードセルによる測定値の平均を用いる。また、上下載荷板のゴムとグリースの  $\sigma_1$ -圧縮量の関係をあらかじめ求めておき、各  $\sigma_1$  で測定された供試体の全軸圧縮量からこれを差し引いて、供試体の全圧縮量  $S$  とする。

⑤  $\sigma_1$  と  $\sigma_3$  を図-18(a)に示すようにプロットし、直線の傾き  $\sigma_3/\sigma_1$  を求め、図-17中の上の式に代入して、  $v_s$  を算出する。

⑥ 各  $\sigma_1$  における圧縮後の供試体高さ  $h$  を求め、  $\epsilon_1 = \ln(h_0/h) \doteq (h_0 - h) / \{(h_0 + h)/2\} = S / \{(h_0 + h)/2\}$  によって各  $\sigma_1$  における軸ひずみ  $\epsilon_1$  を求める (図-18(c)参照)。ここに、  $h_0$  は供試体の初期高さである。なお、図-18(b)に示すように、  $\epsilon_1$  には初期補正を施すものとする。

⑦ 図-17中の下の方に、⑤、⑥で求めた  $v_s$ 、  $\epsilon_1$  および  $\sigma_1$  を代入することにより、図-18(d)に示すように  $\sigma_1$ - $E_s$  曲線を求める。

## 7. 結 論

土と構造物の相互作用の観点に立脚したたわみ性埋設管の新しい設計概念を、多くの原理的矛盾を含む現行設計理論に代わり得るものとして提示した。この概念に基づいて、前報で示した遠心実験解析モデルをより単純化した設計用弾性FEM解析モデルを作成し、埋設方式、管剛性、土の変形係数とポアソン比、土被り高の5つの要因を変化させた計算を行った。そして、この計算で求めたたわみ性埋設管の鉛直たわみ率と最大曲げモーメントを、図-13、14に設計図表として示した。

この設計図表は、埋設方式が仮設矢板を用いた開削工法による溝型(矢板引抜きを含む)、盛土型、素掘り開削工法による溝型の3通り、土被り高  $H$  が  $0.5D \sim 5D$  ( $D$ :管外径)、管の曲げ剛性  $S_p$  が  $0.1 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$  (9.8kPa  $\sim$  9.8MPa)、管側深度の土自重応力レベルにおける埋戻土の変形係数  $E_s$  が  $10 \sim 90 \text{ kgf/cm}^2$  (0.98  $\sim$  8.82MPa)、埋戻土のポアソン比  $\nu_s$  が  $0.2 \sim 0.4$  の範囲で変化し、埋戻土の単位体積重量、管の寸法と材質、および埋設スケールが異なる場合に対して適用できる。また、埋設施工後の土の物性の経時変化による管挙動の変化、例えば土の含水状態の変化による管挙動の変化は、土の弾性定数の変化として扱うことによって、この設計図表による予測が可能である。

提案する設計法を用いることによって、実際と合致する設計値を合理的に予測でき、これまで続発してきた埋設管の破損事故、特に、矢板引抜き時の事故を防ぐことが可能となる。

謝 辞：本研究は著者らの10年来の研究成果をまとめたものであり、この間、大阪市立大学工学部土質工学研究室に在籍した多くの学生諸君から多大な協力を頂いたことを記し、謝意を表します。

## 付 録

文献6)のp.183に示した弾性モデル解に含まれる係数  $\alpha$  の表記に誤植があり、正しくは  $\alpha = S_p / (a^2 AE_p + S_p)$  ( $A$ は管壁の断面積(=1)) であるので、訂正しておく。

## 参考文献

- 1) Spangler M. G. : Underground conduit - An appraisal of modern research, *Trans. of ASCE*, Vol. 113, pp.316-374, 1948.
- 2) 例えば、農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準, 1988.

- 3) Noppadol, P., Balasubramaniam, A. S. and Wichai, S. : Geotechnical experiences from construction of large diameter underground water pipe in soft Bangkok clay, *Developments in geotechnical aspects of embankments, excavations and buried structures*, Rotterdam, Balkema, pp.401-408, 1991.
- 4) Werner, H. U. and Eichstadt, F. : Large pipes buried in soft soil prefabricated pipes in River Nile Sediments, *Developments in geotechnical aspects of embankments, excavations and buried structures*, Rotterdam, Balkema, pp.347-356, 1991.
- 5) Tohda, J., Horita, K., Shinozaki, W. and Mikasa, M. : Earth pressure on underground concrete pipe in a field test, *Proc. of ASCE Int. Conf. on advanced in underground pipeline engg.*, pp.566-575, 1985.
- 6) 東田 淳, 三笠正人 : 弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp.181-190, 1986.
- 7) 吉村 洋, 東田 淳, 李 黎明 : 遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討, 土木学会論文集, No.561/Ⅲ-38, pp.245-255, 1997.
- 8) Tohda, J., Li, L. and Yoshimura, H. : Analysis of the factors in earth pressure and deformation of buried flexible pipes through centrifuge model tests. *Proc. of 2nd Int. Sympto. on buried plastic pipe technology*, ASTM, New Orleans, U.S.A., pp.180-194, 1994.
- 9) 吉村 洋, 東田 淳 : たわみ性埋設管の遠心模型挙動に対するFEM弾性解析, 土木学会論文集, No.596/Ⅲ-43, pp.175-188, 1998.
- 10) 米谷彰司 : たわみ性埋設管の遠心模型挙動に対するFEM弾性解析, 大阪市立大学大学院, 修士論文, 1997.
- 11) Howard, A. K. : Modulus of soil reaction values for buried flexible pipe, *Journal of Geotech. Div., ASCE*, Vol.103, No.GT1, pp33-43, 1977.
- 12) 例えば, (財)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.326-398, 1996
- 13) 例えば, Moore I. D. : Elastic buckling of buried flexible tubes - a review of theory and experiment, *Journal of Geotech, Eng. ASCE*, Vol.115, No.3, pp340-358, 1989. のp.342にWinkler modelに基づく8つのバックリング理論が紹介されている.
- 14) 例えば, (財)土木学会 : トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, pp.31-110, 1996.
- 15) (財)日本道路協会 : 共同溝設計指針, pp.71-80, 1986.
- 16) (財)日本水道協会 : 水道施設耐震工法指針・解説, pp.71-85, 1997.
- 17) (財)日本下水道協会 : 下水道施設の耐震対策指針と解説, pp.29-76, 1997.
- 18) 地盤工学会 : Q&Aコーナー 地盤の変形特性を推定する, 土と基礎, Vol.43, No.1, Ser.No.444, pp.40-41, 1995.
- 19) Tohda, J. Li, L. Hamada, T. Hinobayashi, J. and Inuki, M. : Deformation of HDPE pipes due to ground saturation, *Proc. of ASCE 2nd Int. Conf. on advanced in underground pipeline engg.*, pp.786-797, 1995.

(1997.10.21 受付)

## PROPOSAL OF A RATIONAL DESIGN METHOD FOR BURIED FLEXIBLE PIPES

Jun TOHDA and Hiroshi YOSHIMURA

A design method for buried flexible pipes based on a new concept of soil-structure interaction phenomenon is proposed to improve the current inadequate design procedures. Vertical deflections of buried pipes and maximum bending moments produced in the walls of the pipes were calculated by elastic finite element analysis. They are summarized as design charts for deflections and maximum bending moments in pipes in terms of the flexibility index of buried pipes ( $\kappa$ ), which is defined as the relative stiffness between the pipe and the surrounding soil. The new design method predicts actual pipe behavior reasonably well and therefore will be useful to prevent frequent damages to the buried pipes that occur throughout the world.