

遠心模型によるたわみ性埋設管の 土圧・変形挙動の検討

吉村 洋¹・東田 淳²・李 黎明³

¹正会員 工修 (株)鴻池組 技術研究所 (〒554 大阪市此花区伝法 4-3-55)

²正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

³正会員 工博 基礎地盤コンサルタンツ(株) 関西支社 (〒636 奈良県生駒郡三郷町立野南 3-12-21)

管剛性・埋設方式・地盤条件の各要因を変えた遠心実験を行って、たわみ性埋設管に働く土圧、管壁に生じる曲げひずみ、管のたわみ量を測定した。土圧と曲げひずみの測定値を用いて薄肉円筒理論により管の曲げひずみ分布とたわみ量を算定し、それぞれの測定結果と照合したところ、全実験において良い一致をみたことから、測定した土圧が正確であることを確かめた。実験結果から、どの埋設方式でも、管の剛性が高いと管頂、管底への土圧集中が生じ、管剛性の低下につれて管のたわみが増大して土圧集中が緩和すること、この傾向は、矢板施工を伴う溝型埋設の場合、仮設矢板の引抜きによって著しく強まること、およびたわみ性埋設管の土中挙動は地盤材料の変形・強度特性の違いによって大きく変化することがわかった。

Key Words : centrifuge model test, buried flexible pipe, earth pressure, deflection, measuring technique

1. まえがき

たわみ性埋設管に作用する土圧と管の変形挙動は多様な影響要因を含んだ「土と構造物の相互作用」問題の一つであり、その解明を目指して膨大な実験的・解析的研究がこれまで行われてきたが、その実態は依然として明らかにされていない。これは管が変形するため正確な土圧測定が極めて困難であるという理由による。そのため、これまでの研究で土圧を正確に測定した例は著者らの知る限り皆無であり、また、解析で得られた結果の妥当性も全く検証できていないのが実情である。したがって、たわみ性埋設管に作用する土圧の正確な測定法の開発と管の土中挙動の把握は、この分野における最大の課題と位置付けることができる。

著者らは、これまで行ってきた剛な埋設管に関する一連の土圧研究¹⁾を発展させる形で、たわみ性埋設管の土圧・変形挙動の解明に取り組み、たわみ性管に作用する土圧を遠心加速度場で正確に測定する手法を開発した。本報告は、まず、この土圧測定手法を採り入れた模型管と測定誤差を少なくするための対策、ならびに測定精度の検証方法について述べる。ついで、管剛性・管の埋設方式・地盤条件を変化させた22ケースの遠心実験の結果を用いて各要因によるたわみ性埋設管の挙動変化を示す。

なお、実験結果の一部は既に文献^{2), 3)}に発表する機会があったが、本報告では輪荷重をシミュレート

した載荷実験の結果も含めた未発表のデータを併せ、総括的にまとめた。

2. 模型埋設管と土圧測定精度の検証方法

(1) 模型埋設管

図-1と表-1に実験で用いた3種類の模型埋設管の概要を示す。模型管は硬質アルミニウム製で、外径Dは9cmまたは8.6cmである。管の曲げ剛性の違いによる挙動変化を調べるため、管厚tを0.95mm, 1.5mm, 3.5mmに変えてある。以下、各管の剛性(Flexible, Medium, Rigid)を表す頭文字をとって、これらの管をF管, M管, R管と呼ぶことにする。

模型管は、図-1に示すように左右2つの環を20個または40個の受桁によって連結し、その受桁に、管面に対して垂直方向、および接線方向に働く土圧(それぞれ垂直土圧 σ , せん断土圧 τ とよぶ)を測定できる土圧計20個を固定している。なお、測定システムの制約から、管の右半分では σ のみを測定した。右側の環の内外面12箇所には、環壁に生じる円周方向の曲げひずみ e_M を測定するためのひずみゲージが貼付されている。また、この環の内部には、鉛直たわみ量 ΔD を測定するカンチレバー型のたわみ計1個が設置されている。各模型管とも環および土圧計の表面は実際の埋設管と同様に滑らかな状態に仕上げてある。

表-1に各管の諸元を示す。表中の E_p と ν_p は管材料のヤング率とポアソン比を、また S_p は著者らが式(1)

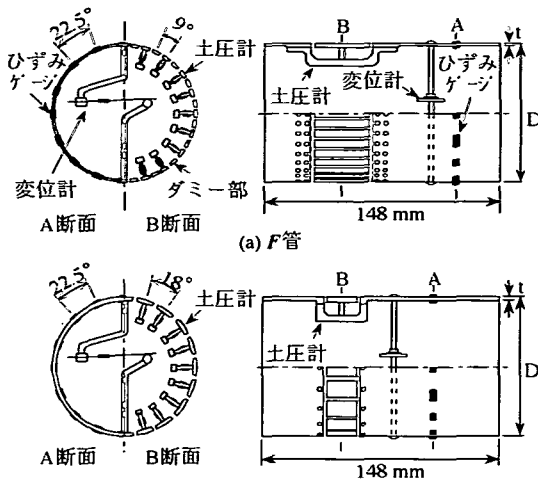


図-1 模型埋設管

表-1 模型管の諸元

	外径 D (mm)	管厚 t (mm)	E_p (kgf/cm ²)	ν_p	S_p (kgf/cm ²)
F管	90	0.95			0.65
M管	86	1.5	740,000	0.33	2.94
R管	90	3.5			32.60

1kgf/cm² = 98kPa

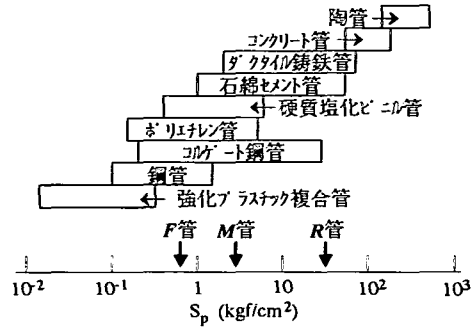


図-2 実物の埋設管と模型管の S_p 値の比較

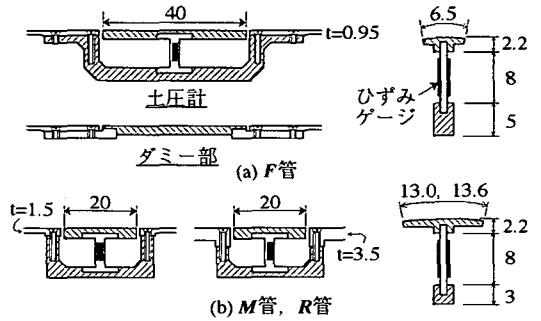


図-3 土圧計およびF管のダミー部の詳細 (単位: mm)

で定義した管の曲げ剛性をそれぞれ表している。

$$S_p = S_f / R^3 \quad (1)$$

ここに、 S_f は平面ひずみ条件における管壁の曲げ剛性、 R は管厚中心半径で、次式によって求められる。

$$S_f = E_p \cdot t^3 / 12(1 - \nu_p^2) \quad (2)$$

$$R = (D - t) / 2 \quad (3)$$

図-2は実物の埋設管と模型管の S_p 値を比較したものである。実物の管の S_p 値は、 νR の値に幅があるため図に示したようにある幅をもって分布する。この図から、F管の S_p 値はポリエチレン管と鋼管の S_p 値の範囲に、またR管の S_p 値はダクタイル鋳鉄管と石綿セメント管の S_p 値の範囲にあることがわかる。

(2) 土圧計

各管の土圧計、および(3) b)で述べるF管のダミー部の詳細を図-3に示す。土圧計支柱は厚さ1mmのH形の硬質アルミニウム板で、この土圧計支柱の両面に貼付したひずみゲージの出力から得られる支柱の軸ひずみと曲げひずみに、重力場で受圧板中央に垂直方向、および接線方向の集中荷重を別々に載

せて求めた較正係数を乗じて管に作用する土圧 $\sigma \cdot \tau$ を求める。支柱のウェブの幅と高さはそれぞれ2.5mm、8mmで、この寸法は、①土被り圧が垂直土圧として作用したときの軸ひずみの出力値が50 μ 以上あり、②土被り圧の1/2がせん断土圧として作用したときの土圧計のたわみ量が円周方向に0.05mm(受圧板周囲に設けた隙間の1/10)以下であるという2つの条件から決定した。受圧板の周囲には0.5mmの隙間を設けることによって受圧板どうしの干渉を避けるとともに、砂が噛み込まないようにポリエステルテープで隙間を覆った。

なお、遠心加速度場における支柱のひずみ出力には、土圧計の自重による出力が含まれるので、あらかじめ管のみを遠心加速度場に置いて土圧計の自重によるひずみ出力を測定しておき、実験で得られた測定値から差し引いた。したがって、本文で示す土圧 $\sigma \cdot \tau$ は外力として管面に働く土圧を正確に表す。

(3) 測定誤差の原因と対策

たわみ性埋設管に作用する土圧を測定する場合、管が変形することによって様々な問題が生じる。今回開発した土圧測定法は、通常のダイヤフラム型のような土圧計を用いるときに問題となる計器への土圧集中は生じないが、次に述べる3つの問題点を有している。ここでは、その対策について述べる。

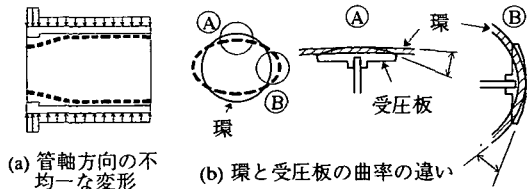


図-4 開発した土圧測定法における誤差の原因

a) 管軸方向の不均一な変形

今回用いた土圧計は、受圧板に作用する土圧を環端の連結部で支持するので、連結部とそこ以外の環体では作用する土圧の強度が異なり、その結果、図-4(a)に示すように管軸方向に不均一な変形を生じる。そこで、環を弾性リングと仮定し、連結部と環体の曲げ剛性EIの比が作用する土圧の比と一致するように連結部の厚さを増した。実際には、環は弾性リングではないため、厚さを変化させたことによってやはり管軸方向に不均一な変形が発生する。この量を土被り圧に等しい σ が管に等方的に作用する条件で弾性論によって計算したところ、F管の場合でも0.002mmであり、問題ないと判断した。

b) 曲率の違い

管がたわむと、図-4(b)に示すように薄い環と剛な受圧板の曲率に差が生じる。この曲率の差によって、土圧は管頂・管底の(A)では過小に、管側の(B)では過大に測定され、この誤差は管のたわみ量が多いほど増大する。この問題を解消するためには、受圧部の分割数を増やして受圧板の幅を小さくすれば良い。文献4)に示した実験結果を次節(4)で述べる方法で検証したところ、M管とR管の場合、受圧部を円周方向に20分割すれば、管に作用する土圧を精度良く測定できることがわかった。しかし、F管では管のたわみ量が大きく20分割では誤差が大きかったので、分割数をM管・R管の倍の40にとり、そのうち20点で土圧を計測し、残りの20点はダミー部とし、これらを交互に配置した。さらにF管では、土圧計の測定感度を保つため、受圧板の長さを増して受圧板の面積をM管・R管とほぼ同じにするとともに、a)で述べた管軸方向の不均一な変形をより小さくするため、連結部の長さを両管よりも大きくした。

c) 断面方向のたわみ角の違い

環端の連結部では、受桁を小ネジで環に固定するため円周方向のたわみ角がゼロに近くなり、環体の変形と違いが生じる可能性がある。そこで受桁の厚さを3mmと、できる限り小さくするとともに、受桁の角を斜めにカットして、この影響ができるだけ小さくなるようにした。

(4) 測定精度の検証

以上の対策を採っても土圧の測定誤差は厳密にはなくなる。そこで、測定精度の検証を以下の3つの方法で全ての実験について行い、どれか1つでも満足しない場合は実験をやり直した。

a) 力の釣合条件の成立

測定土圧と管自重を外力として管に作用させた場合に、鉛直力、水平力およびモーメントに関する釣合($\Sigma V = \Sigma H = \Sigma M = 0$)が成立することを確かめた。計算は以下のように行った。まず σ と τ の測定値を通る滑らかな曲線を描き、10°間隔で σ と τ を読み取る。次に、読取値3点を通る2次曲線を求め、この2次曲線と管自重を積分して、 ΣV 、 ΣH および ΣM を求めた。なお、測定していない管の右半分の τ は、モデルが対称であるので、管の左半分で測定した τ で置き換えた。

b) 曲げひずみの照合

測定土圧と管自重を管に作用させた時、管に生じる断面力を最小仕事の原理によって計算し、この計算によって求めた管壁の曲げひずみ ϵ_M と実験で測定した ϵ_M が一致することを確認した。

c) たわみの照合

実験で測定した ϵ_M 分布を用いて、仮想仕事の原理によって鉛直たわみ量 ΔD を計算し、この計算された ΔD と測定した ΔD が一致することを確認した。

3. 模型と実験方法

実験で想定した管の埋設方式は図-5に示すように、①仮設矢板を用いた開削工法による溝型(矢板の引抜き過程を含む。以下、Ditch-Sとよぶ)、②盛土型(以下、Embk.とよぶ)、③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3種類である。

模型は、原型寸法が同じになるように、外径9cmのF管とR管を用いる場合は1/30、外径8.6cmのM管を用いる場合は1/31.4に縮小した二次元模型である。想定した原型の土被り高H・基礎砂厚 H_b ・溝幅 B_d ・盛土幅Bを図-5中の表に示す。Ditch-SとEmbk.の模型では、表面が滑らかで剛な隔壁を地盤側方の境界として用いた。Ditch-0模型では、原地盤が掘削施工中に変形しない程度に固い場合を想定し、サンドペーパー#40(粒径0.3~0.7mm)を表面に貼付した剛な鋼板を溝壁の位置に設置した。また、Ditch-Sの模型では表面が滑らかな厚さ5mmのアルミニウム板を模型矢板として使用した。この模型矢板の厚さ(原型で15cm)は、実施工で引抜かれる矢板の凹部に土が付着して上がってくる状況を想定して決めた。

地盤材料は表-2に示す乾燥砂(S)、まさ土(G)、

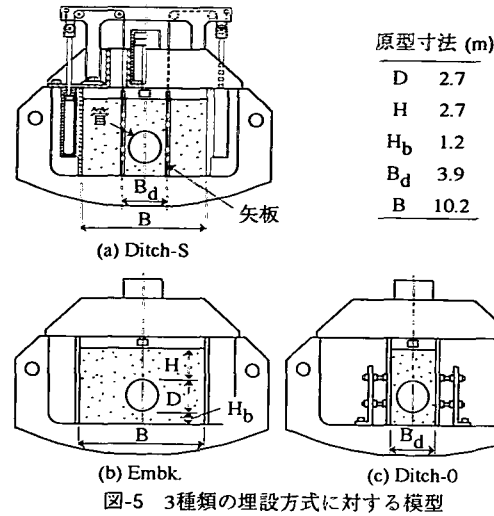


図-5 3種類の埋設方式に対する模型

シルト質砂 (F) を使用した。乾燥砂は、模型地盤作成の際に締固めが不要な落下法を採用すると、データの再現性が確保しやすいという理由から選んだ。まさ土は実施工で通常用いられる埋戻し材料であるという理由から、またシルト質砂は、まさ土よりも細粒分含有率が大きい材料として、それぞれ選定した。

模型地盤の作成は以下のように行った。乾燥砂を用いる場合、砂をロートから模型管の軸方向に落下させ、落下高さを50cmと1cmに変えることによって密地盤とゆる地盤を作成した。まさ土とシルト質砂を用いる場合は、それぞれ10%、12%の含水比に調整した試料を24時間程度養生させた後、締固め後の層厚が2cmになるように、管軸方向に順次、締固めた。管軸方向に土を落下または締固める方法は実施工とは異なるが、データの再現性を確保するために採用したもので、このようにして作成された地盤は断面上では初期異方性のない等方等質地盤とみなすことができる。表-3に地盤の密度と強度定数を示す。

たわみ性埋設管の挙動は地盤の変形特性に大きく影響される。そこで、実験で用いた地盤材料の変形係数 E_s とポアソン比 ν_s を、図-6に示す K_0 圧縮試験装置を用いて求めた。この試験は、側方を拘束した K_0 条件で、直方体供試体 (12cm × 12cm × 高さ 10cm) に σ_1 を段階的に載荷し、測定した軸ひずみ ϵ_1 と側方応力 σ_3 ($=\sigma_2$) をフックの法則から得られる次式に代入することによって ν_s と E_s を求めるものである。なお、 K_0 圧縮試験装置の内面は厚さ 0.2mm のゴム膜2枚とそこに薄く塗布したシリコングリスによってリュベリケーションを施している。

$$\nu_s = (\sigma_3 / \sigma_1) / \{1 + (\sigma_3 / \sigma_1)\} \quad (4)$$

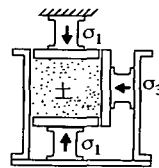
$$E_s = (1 - \nu_s^2 \epsilon_1) / (1 - \nu_s) \cdot \sigma_1 / \epsilon_1 \quad (5)$$

表-2 地盤材料の一次性質

地盤材料	G_s	粒径 最大 75 μ m (mm)	未漬 (%)	U_c	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	w_{opt} (%)
乾燥砂 (S)	2.65	1.4	0	1.75	1.58	1.32	---
まさ土 (G)	2.71	2.0	16	70	1.92	1.37	11.4
シルト質砂 (F)	2.67	2.0	30	115	1.86	1.18	13.5

表-3 模型地盤の密度と強度定数

地盤材料	密度	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	c_d (kgf/cm ²)	Φ_d (deg.)
乾燥砂 (S)	密	0	1.55	0	43
	ゆる	0	1.43	0	37
まさ土 (G)	ゆる	10	1.50	0.09	38
シルト質砂 (F)	ゆる	12	1.50	0.30	32



地盤材料	ν_s
S-D	0.35
S-L	0.37
G	0.33
F	0.35

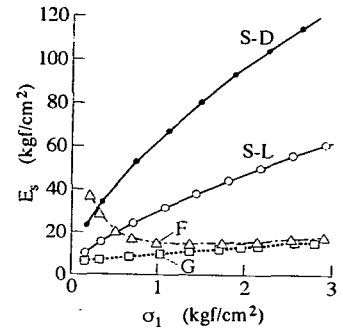


図-6 K_0 圧縮試験によって測定した地盤材料のポアソン比 ν_s と変形係数 E_s (S-D: 乾燥砂・密詰め, S-L: 乾燥砂・ゆる詰め, G: まさ土, F: シルト質砂)

この試験から求められた σ_3 / σ_1 は、どの地盤材料の場合も応力レベルによらずほぼ一定となったので、式 (4) にこれらの σ_3 / σ_1 値を代入することによって、図-6の表に示す ν_s 値が各地盤材料に対して得られた。表中の S-D と S-L はそれぞれ乾燥砂の密詰め、ゆる詰めを表す。 ν_s 値はまさ土 (G) が最小で、乾燥砂のゆる詰めが最大である。次に、これらの ν_s 値を用いて算定した E_s は、図-6に示すように応力依存性が見られ、 σ_1 の増大とともに、シルト質砂 (F) 以外の場合は増えるが、シルト質砂の場合は $\sigma_1 \approx 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ まで減少した後、少し増大する。

実験方法は、模型を遠心載荷装置 (大阪市立大学 Mark-V) によって、F 管と R 管を用いる場合は 30G (G: 重力加速度)、M 管を用いる場合は 31.4G の遠心加速度場にそれぞれ置き、Ditch-S の実験では管の両側に設置した2枚の模型矢板を同時に引抜いた後、輪荷重載荷を想定して幅 2cm の載荷板 (表面粗) により管中央の地表面に載荷を行った。Embk. と Ditch-0 の実験では、模型を 30G 場または 31.4G 場に置いた後、Ditch-S と同様に地表面載荷を行った。実験の各段階で模型管に働く土圧 $\sigma \cdot \tau$ 、および管に生じる曲げひ

表-4 実験条件

模型管	模型地盤		埋設方式	実験数
	地盤材料	密度		
F管 M管 R管	乾燥砂	密 ゆる	Ditch-S Emb. Ditch-0	18
F管	乾燥砂 まさ土 シルト質砂	ゆる	Ditch-S Emb.	6

ずみ ϵ_M と鉛直たわみ量 ΔD を測定するとともに、写真撮影を行い、矢板引抜きや地表面載荷に伴う管と地盤の変形状況を捉えた。

なお、Ditch-Sで採用した管両側の2枚の模型矢板を同時に引抜く方法は、実施工での手順とは異なるが、管にとって最も厳しい状況を再現するために採用した。また、地表面載荷の強度は、T-20車両が並んで管軸を直角方向に横断する状態を想定し、後輪荷重 $8tf \times 2輪 = 16tf$ (156.8kN)に衝撃係数1.3を乗じた荷重が、車両占有幅2.75mに等しく分布するものとして決めた。3つの模型管を用いる場合、模型の縮尺が異なるので、F管とR管では2.52kgf/cm (2.47kN/m)、M管では2.41kgf/cm (2.36kN/m)の強度となる。

実験の種類と条件を表-4に示す。実験は表中の枠で囲んだ条件をそれぞれ変化させて行った。まず、データの再現性確保が容易な乾燥砂を地盤材料として用い、管剛性、地盤密度および埋設方式の違いによる管挙動の変化を調べた。次に、F管の挙動に対する地盤材料の違いの影響を調べるため、乾燥砂、まさ土およびシルト質砂を用いて2種類の埋設方式で実験を行った。実験数は共通のものを除き22ケースである。

4. 管の剛性と埋設方式による管挙動の変化

本章では、乾燥砂を用いた実験結果を示し、管の剛性と埋設方式の違いによる管挙動の変化について述べる。なお、乾燥砂の密地盤とゆる地盤では管挙動に定量的な差は見られたが、定性的には同傾向であったので、本章では図-7を除き密地盤の場合の結果を示し、ゆる地盤の結果は次章で示すことにする。

(1) 管の鉛直たわみ

図-7は、Ditch-Sの実験における遠心加速、矢板引抜き、地表面載荷の各段階で測定された鉛直たわみ率 δ ($=\Delta D/2R$)を、3種類の模型管に対して示したもので、太線がゆる地盤、細線が密地盤の場合を表す。矢板引抜き段階の記号①~⑤は、矢板下端が説明図に示した①~⑤の位置を通過した時点を表している。

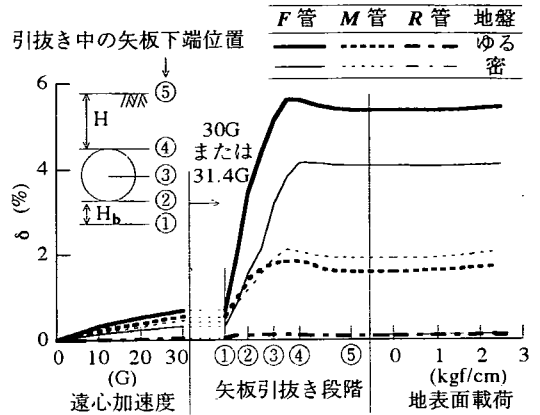


図-7 Ditch-S実験の各段階で測定された3種類の模型管の鉛直たわみ率 δ (乾燥砂)

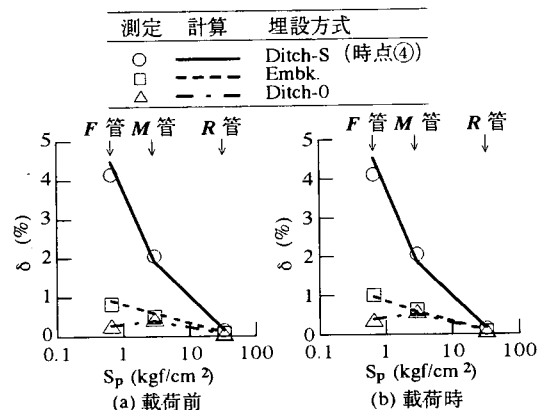


図-8 管の曲げ剛性 S_p と測定 δ の関係、および測定 δ と計算 δ の比較 (乾燥砂・密詰め)

どの管の δ も、遠心加速度を増すと直線的に増える。30Gまたは31.4Gに達した時点ではF管のゆる地盤の δ が最大であるが、F管の密地盤の δ はM管の δ よりも小さい。次に、矢板引抜きを開始すると、どの管の δ も矢板下端が管頂付近を通過する時点④まで増大し、その後、少し減る。矢板引抜き中の δ のピーク値は管剛性が小さいほど大きく、F管のゆる地盤で記録された5.6%が最大である。地表面載荷の段階では、どの場合も δ はごくわずか増える。

図-8は管の曲げ剛性 S_p と測定された δ の関係を各埋設方式について示したもので、図(a)が地表面載荷前 (Ditch-Sのデータは矢板下端が管頂深度 (図-7の④)を通過した時点のもの)、図(b)が地表面載荷時のものである。各図のマークが測定値、ラインが前述(2.(4)c))した仮想仕事の原理による計算値を結んだもので、どの場合も測定値と計算値は良く一致している。次に管剛性と埋設方式の違いによる δ の変化をみると、Ditch-0の場合を除いて管剛性が小さいほど δ 値は大きく、また、どの管もDitch-Sの δ が最大

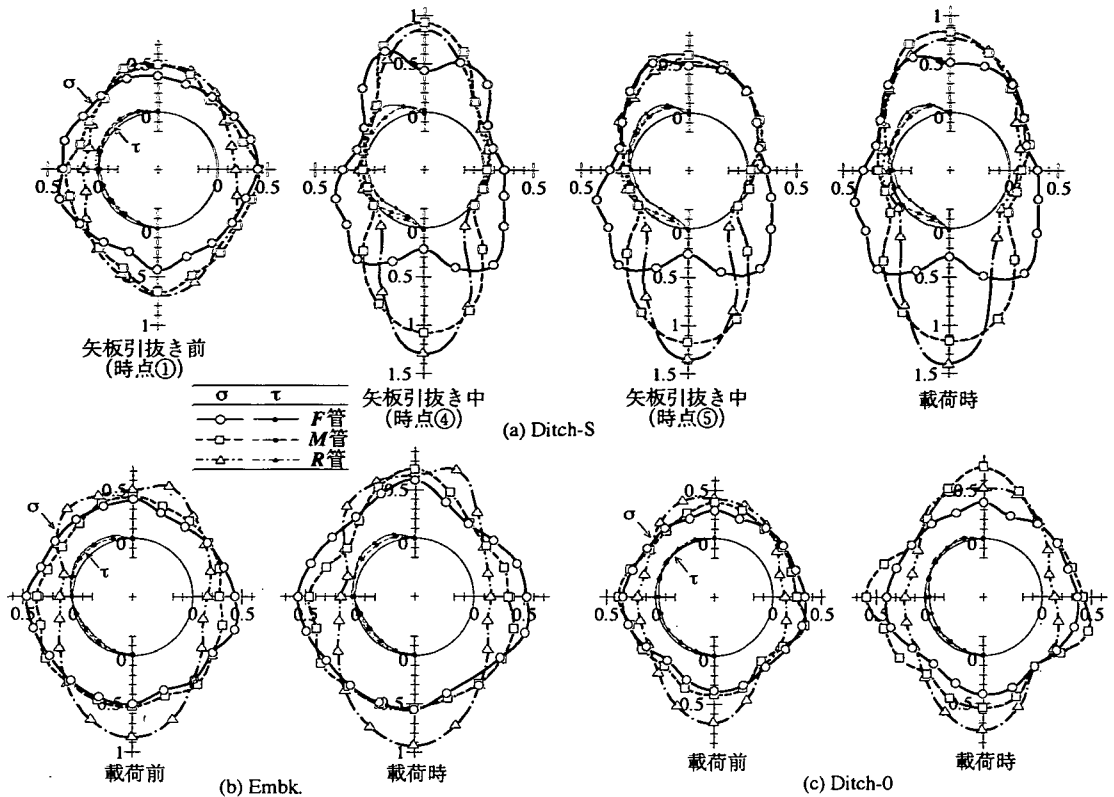


図-9 管の剛性と埋設方式を変化させた場合の垂直・せん断土圧の分布 (乾燥砂・密詰め, 単位: kgf/cm^2)

で、Ditch-0の δ が最小である。次に、地表面載荷の影響による δ の変化をみると、Ditch-Sの場合を除き δ はわずかに増加する。

(2) 垂直・せん断土圧の分布

図-9は3つの模型管に対して測定された垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布を、それぞれ管中心向き、下向きに働く場合を正にとり極座標表示したものである。図(a)はDitch-Sの場合で、左から矢板引抜き前(図-7の①の時点)、引抜き中(矢板下端が管頂を通過した時点④)、引抜き後(⑤の時点)、および載荷時における σ ・ τ 分布である。また、図(b)、(c)はそれぞれEmbk.、Ditch-0の場合の載荷前、載荷時における σ ・ τ 分布を示している。

図(a)に示したDitch-Sの σ ・ τ 分布は以下のように変化する。まず、矢板引抜き前(時点①)では、R管の管頂、管底の σ は管側部の σ よりも大きく上下に長い卵形の分布を示すが、剛性の小さいF管の σ はR管よりも等分布に近い。M管の σ は管頂と管底付近はR管に近似するが、管側部はF管に近似する。 τ はどの場合も σ よりも小さい。次に、矢板引抜き中(時点④)では、R管の σ は管頂と管底への集中が強まり、引抜き前に比べて倍増する。F管の σ 分布は特異な形状を

示し、管頂と管底の σ はその両側の σ よりも小さく、また、管側よりもすぐ上の σ は矢板引抜き前よりも小さくなる。M管の σ は、管頂部、管側部ではR管の σ に近似し、管底部ではF管とR管の中間的な分布を示す。どの管でも τ は σ よりも小さいが、矢板引抜きによって増大する。さらに、矢板引抜き後(時点⑤)ではどの管も上半分の σ は減って管剛性に関わらずほぼ等しい強度になるが、下半分の σ は矢板引抜き中とほとんど変化がない。最後に、載荷時では、M管とR管の σ は管頂・管底付近で増大するが、F管の σ は全体に少し増える。

図(b)に示したEmbk.の場合、載荷前のF管とR管の σ はDitch-Sの矢板引抜き前のそれぞれの分布と似ているが、M管の σ 分布はDitch-Sの矢板引抜き前の傾向とは異なり、全体にF管のEmbk.の σ 分布に近い。次に載荷時では、R管の σ は管頂・管底付近で増加するが、F管とM管の σ は全体に増大しており、やはりDitch-Sの載荷時とはM管の挙動が少し異なっている。 τ はどの場合も σ に比べてかなり小さい。

図(c)に示したDitch-0の場合、どの管も σ と τ の強度はEmbk.の場合よりもかなり小さい。また土圧分布は、載荷前ではEmbk.の場合とよく似ているが、載荷時にはEmbk.の場合とは少し形が違っている。

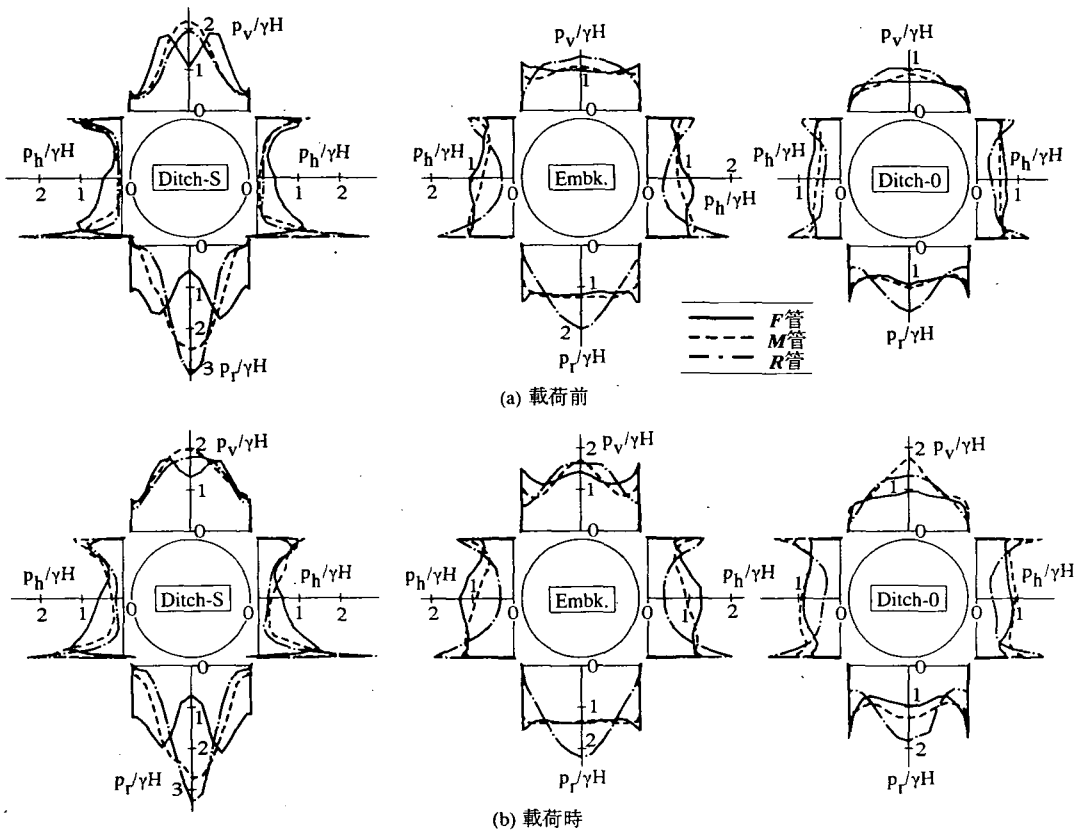


図-10 管の剛性と埋設方式を変化させた場合の鉛直・水平土圧の分布 (乾燥砂・密詰め)

(3) 鉛直・水平土圧の分布

実験で測定した σ と τ から、管の上半分に働く鉛直土圧 p_v 、下半分に働く鉛直反力土圧 p_r 、水平土圧 p_h を次式によって求めた。ただし、 θ は管頂を原点として反時計回りに測った角度である(付録参照)。

$$p_v \text{ and } p_r = \sigma + \tau \tan \theta, \quad p_h = \sigma - \tau \cot \theta \quad (6)$$

図-10は3つの模型管に対する $p_v \cdot p_r \cdot p_h$ の分布を管頂深度での土被り圧 γH (γ :遠心加速度場における土の単位体積重量)との比として示したものである。図(a)は載荷前(Ditch-Sでは矢板下端が管頂深度(図-7の④)を通過した時点)、図(b)が載荷時のもので、いずれも左側からDitch-S, Embk., Ditch-0の各埋設方式の場合の土圧分布を表す。

まず、図(a)の載荷前の土圧分布は埋設方式と管剛性の違いによって以下のように変化する。Ditch-SではR管とM管の $p_v/\gamma H \cdot p_r/\gamma H$ は管頂と管底に土圧が著しく集中した山形分布であるが、F管の $p_v/\gamma H \cdot p_r/\gamma H$ は管頂と管底が小さいM形分布である。 $p_h/\gamma H$ はどの管も管側部が小さい凹形分布である。一方、Embk.とDitch-0では、R管とM管の管頂・管底への

土圧集中は少しみられるが、Ditch-Sの場合ほど集中度合は強くない。F管の土圧分布は等分布に近い。

次に、図(b)の載荷時の土圧分布を載荷前のものと比べると、以下のような変化が見られる。Ditch-SではF管の土圧強度が全体に増加しているのに対して、それ以外の管では載荷前とあまり変化がない。Embk.とDitch-0ではR管とM管の管頂への土圧集中が強まり、Ditch-0のM管の場合が特に大きい。F管の土圧強度は載荷前よりも全体的に大きくなる。

(4) 曲げひずみ

図-11は管頂を原点とする角度 θ を横軸にとって曲げひずみ ϵ_M の分布を示したもので、マークが測定値、ラインが前述(2.(4)b))した最小仕事の原理によって計算した ϵ_M の分布である。また、図(a), (b)はそれぞれ載荷前(Ditch-Sでは矢板下端が管頂を通過した時点(図-7の④))、載荷時の ϵ_M 分布である。これらの図から次のことがわかる。まず、管剛性と埋設方式によらず全ての場合において、測定 ϵ_M と計算 ϵ_M の両者は良く一致している。次に、載荷前、載荷時とも管頂($\theta=0^\circ$)の ϵ_M の値は、どの埋設方式でもR管が最小で、Ditch-0を除きF管が最大である。

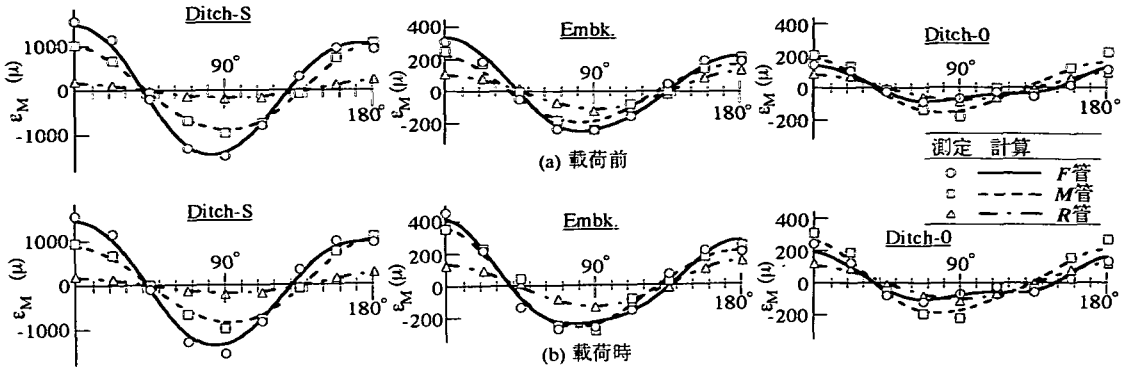


図-11 管の剛性と埋設方式を変化させた場合の測定曲げひずみ ϵ_M の分布, および計算 ϵ_M との比較 (乾燥砂・密詰め)

以上のように, 乾燥砂地盤の場合, どの埋設方式でも管の曲げ剛性の違いによって埋設管の土圧と変形挙動は大きく変化し, 特に Ditch-S の場合にその変化の程度が著しく強まることがわかった. また, 図-8 と図-11 に示したように, δ と ϵ_M の測定値と計算値が管剛性と埋設方式に関わらずどの場合も良く一致したことから, 実験で測定された土圧はかなり正確であると判断できる.

5. 地盤条件による管挙動の変化

本章では, 3種類の地盤材料の違いによる F 管の挙動変化について述べる. なお, 本章で示す乾燥砂地盤のデータはゆる地盤の結果である.

(1) 管の鉛直たわみ

図-12 は Ditch-S の実験において遠心載荷, 矢板引抜き, 地表面載荷の各段階で測定された F 管の鉛直たわみ率 δ を 3種類の地盤に対して示したものである. どの地盤でも δ は遠心加速度の増加とともにほぼ直線的に増える. 30G に達した時点の δ はまさ土地盤の場合が最大で, シルト質砂地盤の場合が最小である. 次に矢板を引抜くと, どの地盤でも δ は急増する

が, その時点は乾燥砂地盤の場合が最も早く, シルト質砂地盤の場合が最も遅い. つづく地表面載荷によって, どの地盤でも δ は増加するが, まさ土地盤, 乾燥砂地盤の場合の増加量がそれぞれ最大, 最小となる. なお, まさ土・シルト質砂両地盤の δ は地表面載荷時が実験中の最大値となり, 矢板引抜き中に δ が最大となった乾燥砂地盤の場合とは傾向が異なる.

図-13 は Ditch-S と Embk. の 2つの埋設方式における載荷前 (Ditch-S は矢板引抜き後の⑤時点) と載荷時の δ を 3種類の地盤に対して示したもので, 測定値をマークで, また, 2. (4) c) で述べた計算結果をラインで結んで表してある. 前章と同様, 測定値と計算値は, 全てのケースにおいて良く一致している. 次に, δ は埋設方式と載荷の有無によらず, まさ土地盤 (G) の場合が最大で, 乾燥砂地盤 (S) の場合が最小である. この地盤材料の相違による δ の違いは, 図-6 に示したように v_s 値および管側部深度の応力レベル ($\sigma_1=0.5\sim 0.7\text{kgf/cm}^2$) における E_s 値の両者が, 3種類の地盤材料に対して, まさ土で最小, 乾燥砂で最大であることによって生じたもので, このことは 3種類の地盤に対して実施した FEM 弾性解析⁵⁾ によって確かめられている. 以上の結果は, 地盤の変形特性がたわみ性埋設管の挙動を規定する重要な要因の一つ

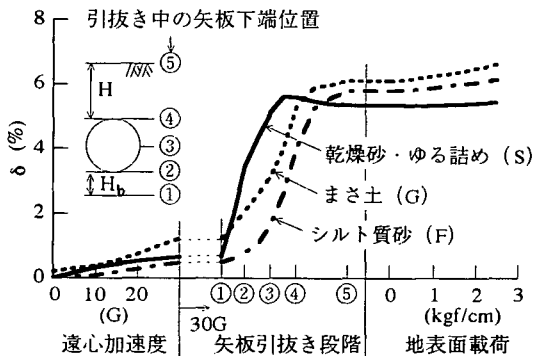


図-12 地盤材料を変化させた Ditch-S 実験の各段階で測定された F 管の鉛直たわみ率 δ

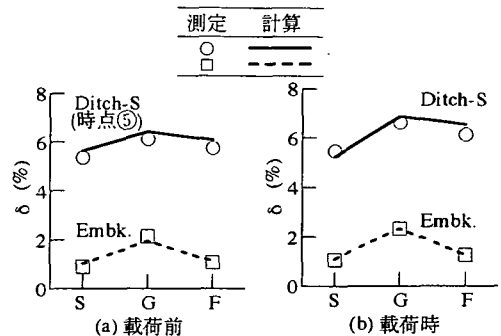


図-13 3種類の地盤材料に対する測定 δ , および計算 δ との比較 (F 管, S: 乾燥砂・ゆる詰め, G: まさ土, F: シルト質砂)

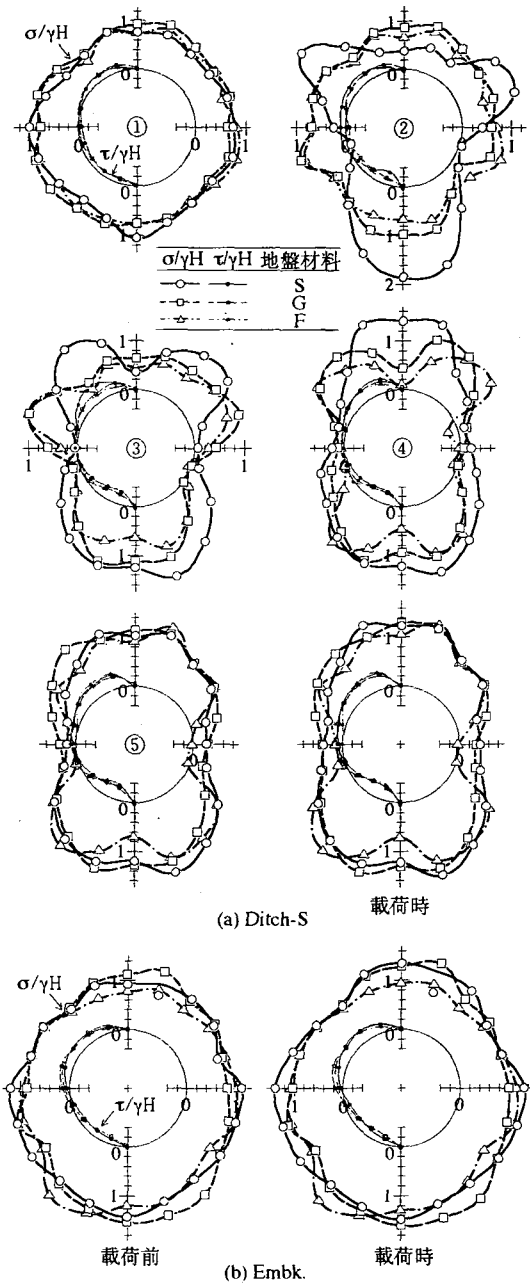


図-14 地盤材料と埋設方式を変化させた場合の垂直・せん断土圧の分布 (F管, S:乾燥砂・ゆるめ, G:まさ土, F:シルト質砂)

であることを示す。

(2) 垂直・せん断土圧の分布

図-14はDitch-SとEmbkの2つの埋設方式において測定した σ と τ の分布を3種類の地盤について示したもので、各図とも地盤密度の差を除去するため、 $\sigma \cdot \tau$ を管頂での土被り圧 γH との比として表してある。

図-14(a)に示した6つの図はDitch-Sの矢板引抜き段階および載荷時の $\sigma/\gamma H \cdot \tau/\gamma H$ の分布で、図の①～⑤は矢板下端が図-12の説明図に示した①～⑤の位置を通過している時点に対応している。 $\sigma/\gamma H \cdot \tau/\gamma H$ の分布は地盤の違いによって以下のように変化する。まず、矢板引抜き前(図の①)の土圧はどの地盤の場合もほとんど変わらない。矢板を引抜くと、どの地盤の場合も引抜きの初期に $\sigma/\gamma H$ の大きい部分(突出部)が管側部の下に現れ、図の②～④に示すように矢板下端が図-12に示した②(管底)→③(管側部)→④(管頂)の位置を通過するのに伴って、 $\sigma/\gamma H$ の突出部が管上方に移動していく。突出部の下の $\sigma/\gamma H$ はごく小さい。そして、この $\sigma/\gamma H$ の突出部の移動は乾燥砂地盤(S)の場合が最も早く現れ、シルト質砂地盤(F)の場合が最も遅く現れており、この違いは、矢板引抜き過程において δ の急増時点が各地盤で異なったこと(図-12参照)と対応している。次に、矢板引抜き後(図の⑤)と載荷時では、シルト質砂地盤の $\sigma/\gamma H$ が管側部と管底で他の地盤の場合に比べてかなり小さくなっているが、乾燥砂・まさ土両地盤の土圧分布にはあまり違いが見られない。

上述のようにDitch-Sの矢板引抜き過程において土圧とたわみの変化の様子が各地盤で異なった現象は、次のように説明できる。まず、どの地盤でも矢板を引抜くと、矢板の下に生じる抜け跡を埋めるような土の変形(ゆるみ)が生じる。このゆるんだ領域では地中応力が解放され、管に働く $\sigma/\gamma H$ が減少し、管は変形する。また、その領域の上側では逆に地中応力が増大して、管の方に $\sigma/\gamma H$ の突出部が発生する。このゆるみ領域は矢板の引抜きに伴って上方に移動、拡大するので、矢板引抜きにつれて $\sigma/\gamma H$ の突出部が上昇するとともに管のたわみ量も増大する。ここで、実験中に撮影した写真によれば、自立性のない乾燥砂地盤では砂の移動によって矢板抜け跡がすぐに詰まるのに対して、粘着強度による自立性を持つまさ土・シルト質砂両地盤では矢板抜け跡は空洞のまましばらく残り、かつ空洞の長さは粘着強度が最大であるシルト質砂地盤の場合が最長であった。したがって、まさ土・シルト質砂両地盤では、乾燥砂地盤に比べて、矢板抜け跡の空洞が保持されている時間だけ $\sigma/\gamma H$ の突出と δ の急増の出現が遅れ、かつ3種類の地盤の中で空洞保持時間が最も長いシルト質砂地盤の場合にこれらの出現が最も遅れたと説明される。

次に、図-14(b)に示したEmbkの場合、地盤の違いによる土圧分布の差はあまりなく、どの地盤も $\sigma/\gamma H$ は等分的であるが、まさ土地盤の $\sigma/\gamma H$ 分布は他の地盤よりもわずかに縦長である。地表面載荷時にはどの地盤も $\sigma/\gamma H$ が全体に増える。

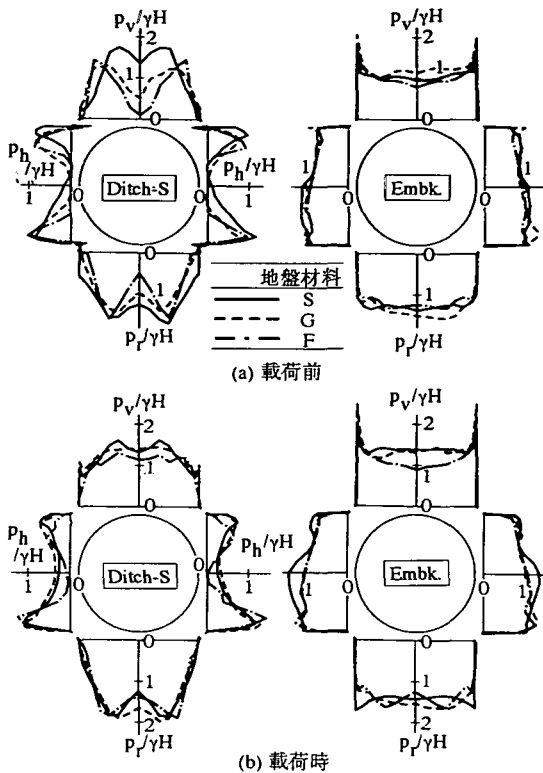


図-15 地盤材料と埋設方式を変化させた場合の鉛直・水平土圧の分布 (F:管、S:乾燥砂・ゆる詰め、G:まさ土、F:シルト質砂)

(3) 鉛直・水平土圧の分布

図-15はDitch-SとEmbk.で測定された $\sigma \cdot \tau$ を用いて算出した鉛直・水平土圧の分布を3種類の地盤に対して示したもので、図(a)は載荷前、図(b)は載荷時の分布を表す。なお、図(a)のDitch-Sの土圧分布は矢板下端が管頂を通過した時点(図-12の④時点)のもので、図-13(a)とは時点が異なるが、これは地盤の違いによる差が明瞭に現れるように選んだものである。

図(a)に示した載荷前では、Ditch-Sの $p_v/\gamma H$ と $p_r/\gamma H$ はどの地盤でも管頂と管底が小さいM形分布で、管頂と管底の土圧強度はシルト質砂地盤(F)の場合が最小で、乾燥砂地盤(S)の場合が最大である。 $p_h/\gamma H$ はどの地盤でも管側部が小さい凹形分布である。次にEmbk.の場合、どの地盤でも $p_v/\gamma H$ は凹形分布であり、 $p_r/\gamma H$ と $p_h/\gamma H$ は等分布に近い。また、地盤の種類による違いはDitch-Sの場合ほど明瞭でない。

図(b)に示した載荷時の土圧分布を図(a)の載荷前と比べると、以下のような変化が見られる。Ditch-Sの場合、 $p_v/\gamma H$ と $p_r/\gamma H$ はまさ土・シルト質砂両地盤の管頂と管底で強度が大きくなり、全体に乾燥砂地盤の $p_v/\gamma H \cdot p_r/\gamma H$ の分布に近づく。 $p_h/\gamma H$ はどの地盤の場合も管側部で強度が載荷前よりも少し大きくなる。

Embk.の場合、どの地盤でも土圧の分布形はあまり変わらず、強度が全体に増える。

(4) 曲げひずみ

図-16はDitch-SとEmbk.に対して得られた曲げひずみ ϵ_M の分布を3種類の地盤について示したもので、マークが測定値、ラインが2.(4)b)で述べた最小仕事の原理によって求めた計算値である。また、図(a)、(b)はそれぞれ載荷前、載荷時の分布を表している。なお、図(a)の左側に示したDitch-Sの載荷前のデータは、矢板下端が管頂を通過した時点(図-12の④)のものである。まず、地盤の相違による測定曲げひずみの分布の違いを比べると、Ditch-Sの場合は載荷前の管頂部において違いが著しいのに対して、Embk.の場合は載荷前・載荷時とも全体に差を生じていることがわかる。次に、測定と計算の両者を比べると、Ditch-Sの載荷時の管頂、管側、および管底で測定値が計算値より少し大きくなっていることを除くと、どの場合も両者は良く一致している。

以上のように、地盤材料が異なると、たわみ性埋設管の土圧分布とたわみが異なったが、この違いは地盤材料の変形特性と強度特性の違いによって生じることがわかった。また、図-13と図-16に示したように、 δ と ϵ_M の測定値と計算値は良く一致し、不飽和土を含む地盤でも前章と同様、実験の測定精度がかなり高いことが確かめられた。

6. 結 論

曲げ剛性の異なる3つの模型埋設管を用いて、埋設方式と地盤条件をそれぞれ変化させた22ケースの遠心実験を行い、輪荷重載荷の影響を含めて管に働く土圧と管の変形挙動を調べ、以下の結論を得た。

(1) 全ての実験において、測定土圧と模型管の自重を外力として与えて算定した管壁の曲げひずみ分布は、模型管に生じた曲げひずみの分布と良く一致した。また、模型管に生じた曲げひずみの分布を用いて計算した管のたわみは、測定された模型管のたわみと良く一致した。これらの良好な一致は、測定された土圧が極めて正確であることを示す。したがって、本研究によって、たわみ性埋設管の力学挙動の研究における最大の障害が取り除かれたといえる。

(2) 乾燥砂地盤を用いて管剛性を変化させた場合、輪荷重載荷前においては、どの埋設方式でも、剛な管では管頂と管底に土圧が集中する。一方、管の曲げ剛性が小さくなってたわみ性が増すと、この土圧集中は緩和されるが、管のたわみ量は大きくなる。これらの

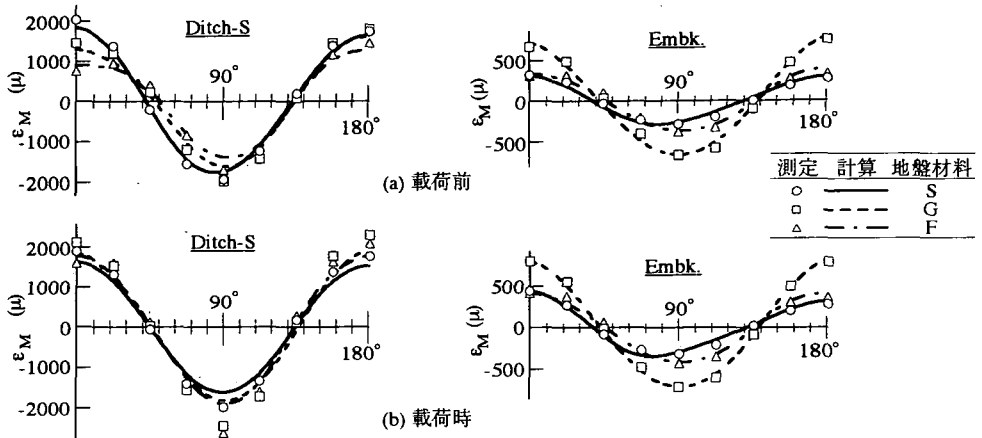


図-16 地盤材料と埋設方式を変化させた場合の測定曲げひずみ ϵ_M の分布, および計算 ϵ_M との比較 (F管, S:乾燥砂・ゆる詰め, G:まさ土, F:シルト質砂)

傾向は、仮設矢板の引抜きによって著しく強まる。すなわち、剛性管・たわみ性管を問わず、実施工で仮設矢板の引抜きがしばしば問題を引き起こしている理由が説明できた。また、乾燥砂地盤を用いた時はどの場合も輪荷重載荷によって全体に土圧強度が増し、管剛性による土圧挙動の違いが強まるが、この輪荷重載荷による土圧の変化は管の変形挙動に対してはそれほど大きく影響しないことがわかった。

(3) 不飽和土を含む3種類の地盤材料を用いたたわみ性管の実験から、矢板を用いる溝型・盛土型とも、輪荷重載荷時を含めて、弾性定数(変形係数とポアソン比)が小さい地盤材料を用いた場合ほど管のたわみ量が大きくなることがわかった。また、矢板を用いる溝型の場合、矢板引抜き過程における土圧とたわみ量の変化の様子が各地盤で異なったが、この違いは、土の粘着強度に起因する地盤の自立高さの違いによって、矢板抜け跡の空洞保持時間が各地盤で異なるために生じると解釈できた。

付録：式(6)において、 $\theta=90^\circ, 270^\circ$ における $p_v \cdot p_r$, および $\theta=0^\circ, 180^\circ$ における p_h はそれぞれ極限值をとる必要がある。図-10と図-15のこれらの点における

$p_v/\gamma H \cdot p_r/\gamma H \cdot p_h/\gamma H$ の各値は、測定点を連ねた曲線を外挿して求めたものである。

参考文献

- 1) 東田 淳, 三笠正人: 遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp.171-180, 1986.
- 2) Tohda, J., Yoshimura, H., Morimoto, T. and Seki, H: Earth pressure acting on buried flexible pipes in centrifuged models. *Proc. of ASCE Int. Conf. on Pipeline Design and Installation*, Las Vegas, U.S.A., pp.17-31., 1990.
- 3) 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. Sympo. on Buried Plastic Pipe Technology*, ASTM, New Orleans, U.S.A., pp.180-194, 1994.
- 4) 東田 淳, 吉村 洋, 永田佳文, 森本孝弘, 関 裕之: 3種類のたわみ性埋設管の遠心模型実験(矢板引抜き時の土圧集中と管の変形挙動), 第24回土質工学研究発表会, pp.1741-1744, 1989.
- 5) 吉村 洋, 東田 淳, 李 黎明: たわみ性埋設管の遠心実験に対するFEM弾性解析(盛土型埋設の場合), 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第3部, pp.1072-1073, 1995.

(1996. 6. 10 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EARTH PRESSURE ON AND DEFORMATION OF BURIED FLEXIBLE PIPES

Hiroshi YOSHIMURA, Jun TOHDA and Liming LI

A series of centrifuge model tests using three model flexible pipes with different flexibilities yielded accurate earth pressures and quantified effects of the following factors on the behavior of buried flexible pipes: pipe flexibility, type of pipe installation, and ground material. The tests indicated that: (1) high earth pressure concentration occurs on the tops and bottoms of rigid pipes, and with an increase in the pipe flexibility, this pressure concentration relaxes to produce greater pipe deflection, (2) such tendency is drastically strengthened by the sheet-pile extraction when pipes are buried using an open excavation method with sheet-piling, and (3) the behavior of buried flexible pipes depends on both deformation and strength properties of the ground materials.