

高盛土下に埋設される排水管の変形挙動に関する遠心模型実験

日野林譲二¹・東田 淳²・寒竹英貴³

¹正会員 タキロン(株) 産業資材事業部 (〒527-8580 滋賀県八日市市東沖野3-7-1)

²正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

³正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 総合一部 (〒532-0004 大阪市淀川区西宮原1-8-29)

高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法構築のための基礎データを得る目的で、2シリーズの遠心模型実験を行った。まず、剛性の異なる2本の模型管を用いて、比較的浅い盛土下に埋設される大口径排水管に働く土圧と変形挙動を高精度で測定し、管頂よりも上部まで砂で正台形の裏込めを設ける埋設形式が管の安全性を高めるのに有効であることを確かめた。次いで、剛性の異なる3本の小型模型管を用いて、埋設方式、管剛性、土被り高、盛土材料、管下部の盛土の厚さ、裏込め砂の密度を変えた高盛土下埋設実験を行って模型管の変形挙動を精度良く測定し、各要因が排水管の変形挙動に及ぼす影響水準を定量化し、現行設計法による予測が実験結果よりも常に過大であるので、これに代わる合理的設計法が必要であると結論した。

Key Words: drainage pipe, high fill, design, deformation, centrifuge model test, stiffness of pipe

1. まえがき

内陸の造成工事では、谷部を盛土して造成地を平坦に仕上げる。谷部の盛土高は一般にかなり大きく、50~70 mに達する場合がまれではない。盛土の下部には、旧谷部からの排水を目的として排水管が埋設されるが、このような高盛土下に埋設される排水管に対する適切な設計法がないため、これまで排水管の破損(剛性の高いコンクリート管の場合)や過度な変形(たわみ性の高いプラスチック管の場合)が生じたり、逆に著しく過大な設計となる事例が生じているのが実状である。したがって、高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法の構築は緊急の工学的課題と位置付けられる。

著者らはこれまで、たわみ性が大きいことから高盛土下の排水管として広く用いられている高密度ポリエチレン(HDPE)排水管の変形挙動を遠心模型実験によって詳細に調べ^{1), 2)}、以下の結論を得た。

①通常の施工法のように、管の周囲を砂または碎石で正台形状に裏込めする方式を採った場合、盛土材料の細粒分含有率が低いほど、またこれをよく締固めて剛性を高めるほど、HDPE排水管の鉛直たわ

み率 $\delta = \Delta D / (2R)$ (ΔD :管の鉛直たわみ量, R :管厚中心半径)は小さくなる。

②盛土の密度が比較的小さい場合、実験で測定されたHDPE排水管の δ は、土被り高 H の増大につれて大きくなるが、その増加割合は次第に頭打ちとなる。一方、現行設計法に基づいて算定した δ の設計値は、実験結果とは異なり、 H の増大とともに直線的に大きくなる。その結果、現行設計法はHDPE排水管の δ を、 H/D (D :管外径)が小さい範囲($H/D < 約30$)では過小に、また、 H/D が大きい範囲($H/D \geq 30$)では過大に評価する。

③クリープ挙動を有するHDPE排水管のバックリング破壊を防ぐための δ の目安は、短期供用の場合は15%以下、50年間にわたる長期供用の場合は10%以下である。

④HDPE排水管の δ を減少させる目的で管周囲の裏込め部の幅 B_s を増やす場合、 B_s が $4D$ を超えると δ の減少効果がほとんどなくなるので、 B_s の増大は $4D$ までに留めるべきである。

⑤管の縦断勾配を確保するためにHDPE排水管の下部を盛土とする場合の δ は、硬い基盤に管を直接設置する場合よりも極めて大きく、この傾向は管下部

表-1 地盤材料の性質

地盤材料 名称	略称 ¹⁾	Gs		Uc		Pd max	Pd min	w opt	w	ρd	Dr	Dc	cd	φd
		Gs	Uc	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(%)	(g/cm ³)	(%)	(%)	(kg/cm ²)	(%)	(%)	(%)
瀬戸珪砂	S0	2.65	1.75	1.58	1.32	—	0	1.43 ²⁾	47	91	0	37		
まさ土	S16	2.71	70	1.92	1.42	11.4	10	1.70	63	89	0.14	39		
シルト質砂	S30	2.67	115	1.86	1.29	13.5	12	1.70	79	91	0.31	35		
粘土質砂	S44	2.67	>500	1.79	1.31	16.2	14	1.60	68	89	0.41	26		

1)略称に付した数値は細粒含有率を表す。2),3)この密度の場合をそれぞれゆる詰め,密詰めと呼ぶ。(1 kgf/cm²=98 kPa)

の盛土の厚さH_sが大きいほど強まる。この管にとって極めて危険な埋設条件の場合、正台形の裏込め部の下に捨てコンクリートを設ける方法が対策工として特に有効である。

ところでこの研究では、排水管の材質をたわみ性の高いHDPEに、また盛土も比較的軽く締め固められた場合にそれぞれ絞ったが、合理的設計法提案の基礎となる実験データを得るためには、さらに一般的な条件を網羅した実験が必要である。そこで、管剛性、盛土地盤の状態量、ならびに裏込め部の形状について検討を加え、以下に述べる2シリーズの遠心模型実験を新たに実施した。

まず、裏込めによって囲われた排水管に働く土圧を正確に測定した例がないので、外径Dが90 mmで剛性の異なる2本の模型管をH/D=2(原型H=5.4 m)の比較的浅い盛土下に埋設した6ケースの実験を行って、模型管に働く垂直土圧σとせん断土圧τの分布、管壁に生じる曲げひずみεの分布、および管の鉛直たわみ量ΔDを遠心加速度30 g場で測定し、管剛性と裏込め部の形状の影響を調べた。

次いで、外径Dが23.0 mm~23.5 mmで剛性の異なる3本の小型模型管をH/D=4~44の高盛土下に埋設した実験を29ケース行って、遠心加速度を10 gずつ100 gまで加え、曲げひずみεの分布と管の鉛直たわみ量ΔDを10 gごとに測定した。100 g場でH/D=44の場合、原型土盛り高は100 mである。また、実験数を増やさずに大量のデータを得るため、一つの実験容器に2~3本の模型管を設置して実験した。実験条件として、管剛性を3通り、H/Dを4通り、盛土材料を3通り、管下部の盛土の厚さH_sを2通り、埋設方式を裏込めの有無の2通り、裏込め砂の密度を2通りに変え、各要因の影響を定量化した。

本論文ではこれら2シリーズの遠心模型実験について報告する。

2. 地盤材料

実験では、裏込め材料として乾燥瀬戸珪砂を用い

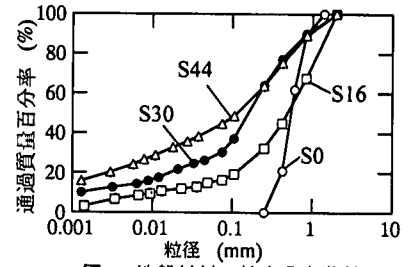


図-1 地盤材料の粒度分布曲線

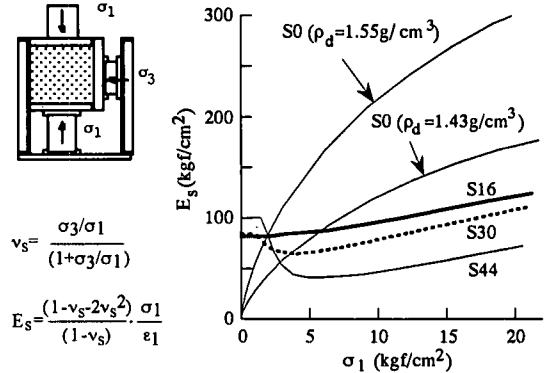


図-2 地盤材料の変形特性(1 kgf/cm²=98 kPa)

た。また盛土材料としては、まさ土、シルト質砂、粘土質砂の3種類を用い、そのうちのシルト質砂を基準盛土材料と決めた。これら4種類の地盤材料の性質を表-1に、また粒度分布曲線を図-1に示す。以下、これらの地盤材料を、細粒含有率を指標としてS0(瀬戸珪砂)、S16(まさ土)、S30(シルト質砂)、S44(粘土質砂)とそれぞれ呼ぶことにする。

各地盤の状態量は以下のように決めた。乾燥状態(w=0%)のS0を用いて作成した裏込め部の乾燥密度ρ_dは、締め固め度D_cが91%の1.43 g/cm³(ゆる詰め)を基準とし、ρ_d=1.55 g/cm³(密詰め)の場合の実験は比較のため1ケースのみ行った。また、S16、S30、S44のwは、いずれもw_{opt}よりも少し乾燥側になるように表-1に示すように選び、これらの地盤材料を用いて作成した盛土地盤のρ_dは、各発注機関の盛土の締め固め規定値³⁾を参考にして、いずれも締め固め度D_cがほぼ90%となるように選んだ。

排水管の変形挙動は周囲の土の変形特性によって大きく影響される。そこで、4種類の地盤材料の変形特性(変形係数E_sとポアソン比ν_s)をK₀圧縮試験から求めた。K₀圧縮試験⁴⁾は、12 cm×12 cm×高さ10 cmの直方体供試体を側方変位ゼロのK₀条件で、軸応力σ₁を段階的に载荷して一軸圧縮し、各σ₁で測定した側方応力σ₃と軸ひずみε₁を、Hookeの法則から得られる図-2中の2つの式に代入して変形係数E_sとポア

ソソ比 v_s を求めるものである。高盛土を対象としているので、 σ_1 は土被り高が100 mの場合の土被り圧に相当する1.96 MPa(20 kgf/cm²)まで載荷した。

測定結果によれば、どの地盤材料でも σ_3/σ_1 はほぼ一定となったので、 v_s は応力レベルに関わらず一定となり、どの地盤材料も v_s の値は 0.31 ± 0.02 で、地盤材料による違いは小さかった。図-2に各地盤材料の $E_s \sim \sigma_1$ 曲線を示す。図から分かるように、 E_s は応力レベル依存性を持ち、また $E_s \sim \sigma_1$ 関係は各地盤材料によって異なる。すなわち、S0の E_s は σ_1 の増大につれて単調に増大する。一方、S30とS44の E_s は、 σ_1 が締固めによって導入された降伏応力を超えると、一旦減少した後、増大するが、S16では E_s の減少がほとんど見られない。また、 σ_1 が大きい範囲では、細粒分含有率の小さい地盤材料ほど E_s が大きい。このような地盤材料の $E_s \sim \sigma_1$ 関係の違いが実験結果にどう影響したかについては、3.(4)と4.(7)で述べる。

3. 裏込めで囲われる排水管の土圧と変形

高盛土下に埋設される排水管では、管周囲を碎石や良質な砂質土で裏込めし、その周囲を現地発生土で盛土するのが一般的な施工法である。このように裏込めによって囲われた排水管に働く土圧を正確に測った例が無いので、管の曲げ剛性を2通り、埋設方式を3通りに変えた6ケースの遠心模型実験を行って排水管の土圧と変形挙動を調べた。なお、土被り高Hは模型管の破損を防ぐため、原型換算で5.4 mと比較的小さく設定した。また、盛土地盤はシルト質砂(S30)の1種類のみで作成した。

(1) 模型管

実験で用いた2本の模型管⁵⁾を図-3、表-2に示す。これらの模型管を、管の剛性を表すFlexibleとRigidの頭文字をとってそれぞれF管、R管と呼ぶ。両管とも、管の材質は硬質アルミニウム(ヤング率 $E_p=72.5$ GPa= 740000 kgf/cm²、ポアソン比 $\nu_p=0.33$)で、外径Dは9 cm(原型で2.7 m)、管長は148 mmである。また、管厚tはF管が0.95 mm、R管が3.5 mmである。筆者らが定義した⁵⁾管の曲げ剛性 S_p 、および管厚中心半径Rはそれぞれ次式で表される。

$$S_p = E_p t^3 / \{12(1 - \nu_p^2) R^3\} \quad (1)$$

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

模型管の S_p 値は、F管が63.7 kPa(0.65 kgf/cm²)、R管が3.19 MPa(32.6 kgf/cm²)であり、これらの値は実物のHDPE管とコンクリート管の S_p 値に近い。

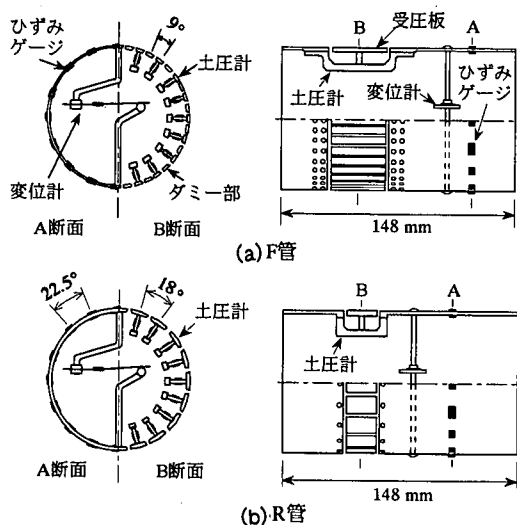


図-3 土圧測定用模型管

表-2 土圧測定用模型管の諸元

模型管	D (mm)	t (mm)	E_p (kgf/cm ²)	ν_p	S_p (kgf/cm ²)
F管	90	0.95	740,000	0.33	0.65
R管		3.5			32.6

1 kgf/cm²=98 kPa

模型管は、図-3に示すように左右2つの環を20個、または40個の受け桁によって連結し、その受け桁に、管面に対して垂直方向と接線方向に働く土圧(垂直土圧 σ とせん断土圧 τ)を測定できる土圧計20個を固定している。土圧計の支柱(高さ8 mm×幅3 mm×厚さ1 mm)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 σ 、 τ を求める。右側の環の内外面12箇所には、環壁に生じる曲げひずみを測定する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 を測定するためのカンチレバー式のたわみ計が1個設置されている。

なお、模型管に設置した土圧計の詳細と測定精度の検証方法は文献5)に示してあるので参照されたい。

(2) 実験方法

厚さ0.2 mmのゴム2枚とシリコングリースによって内面にリュブリケーションを施した硬質アルミ製の実験容器(内寸法W47.5 cm×H32 cm×奥行き15 cm)の中に、R管またはF管を図-4に示す3通りの方式で埋め、これを遠心載荷装置(大阪市立大学Mark V、回転半径2.56 m、最大遠心加速度200 g)のアームに取

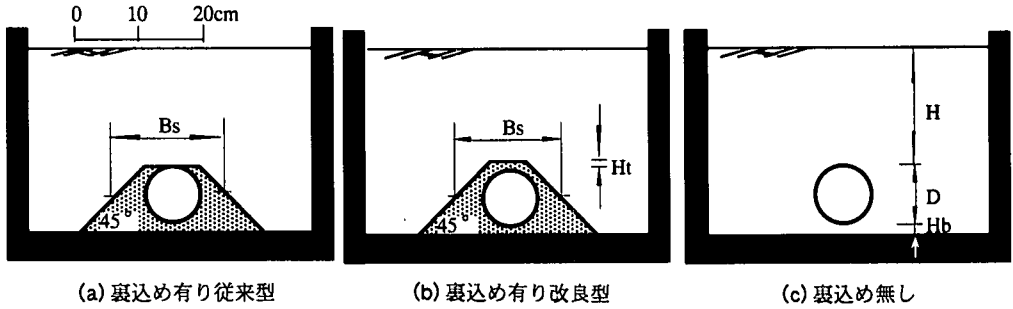


図-4 埋設方式の種類(D=9 cm, H=18 cm, H_b=2 cm, H_t=2 cm, B_s=18 cm)

り付けたプラットフォームに載せて遠心加速度30 g 場におき、 α , τ , ϵ , および ΔD を測定した。土被り高Hは18 cm(原型で5.4 m), 管底と基盤の距離H_bは2 cm(原型で60 cm), 管下部の盛土の厚さH_sはゼロとした。裏込め部は、乾燥砂(S0)のゆる詰めを用いて斜面勾配が45°, 管中央深度における幅B_sが18 cm(=2D)に仕上げた。

図-4に示した埋設方式は、以下の理由で採用した。図-4(a)の裏込め有り従来型は管頂深度まで正台形の裏込め部を設けるもので、実際施工で通常採用される形式であることから選んだ。つぎに、図-4(b)の裏込め有り改良型は、管頂よりも2 cm(原型で60 cm)上まで正台形の裏込め部を設けるもので、従来型よりも管にとって安全側の形式と予測されるが、その程度が不明なため、これを確認するために選んだ。図-4(c)の裏込め無しは均一盛土の場合で、裏込め有りの場合と比較するために選んだ。

模型地盤の作成は、裏込め有り、無しの場合とも、土を詰める方向を実際施工と同じ鉛直方向とし、以下の方法で行った。まず裏込め有りの場合、裏込め材料として乾燥砂(S0)を用いるため、実際施工通りに裏込め部の築造を先行しながら周囲の盛土を立ち上げていく方法では正台形の裏込め部を作成するのが困難なため、図-5(a)に示すように、実験容器の底にアルミ板で作ったスペーサーを固定し、盛土をシルト質砂(S30)を用いて仕上がり層厚2 cmで締固めた後、容器を逆さにしてスペーサーを外し、口径1 cmのロートを用いて高さ1 cmから乾燥砂(S0)を管周囲に流しこんで裏込め部を仕上げ、容器を再度逆転させた。つぎに、裏込め無しの場合は、図-5(b)に示す仕上がり層厚で下から順次、シルト質砂(S30)を締固めて模型地盤を作成した。

(3) 実験結果

a) 曲げひずみ ϵ の分布

3通りの埋設方式に対して測定されたR管とF管の曲げひずみ ϵ を図-6に示す。図の横軸は管頂を原点と

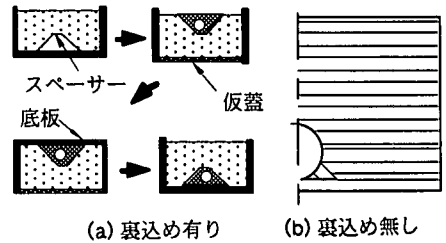


図-5 模型の作成手順

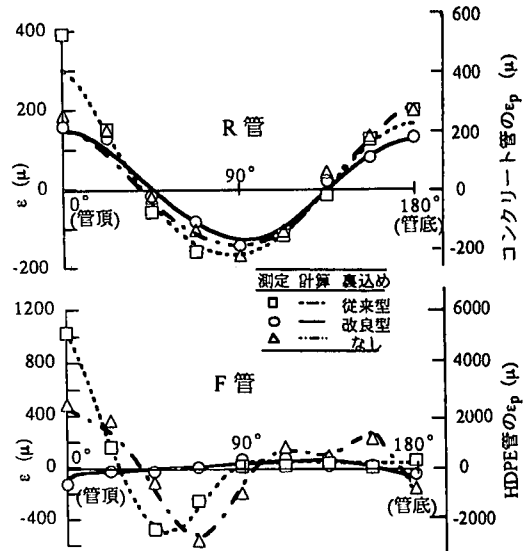


図-6 測定 ϵ と計算 ϵ の分布

して反時計回りに計った角度である。図中のプロットが測定値、ラインが測定土圧(図-8)と管自重を外力として与えて最小仕事の原理により計算した ϵ の分布で、両者は良く一致しており、土圧の測定精度が高いことが確認できる。図-6からR管、F管とも、裏込め有り改良型の ϵ が最小で、裏込め有り従来型の ϵ が最大であることが分かる。

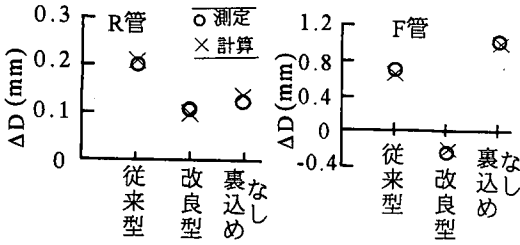


図-7 測定ΔDと計算ΔD

次に、外径が2.7 mの原型のコンクリート管とHDPE管に生じる曲げひずみ ϵ_p を、測定されたひずみ ϵ を用いて以下のように算定した。模型管に生じる曲げモーメント M_m は、測定されたひずみ ϵ を用いて式：

$$M_m = \epsilon E_p t^2 / \{6(1 - \nu_p^2)\} \quad (3)$$

により計算される。模型管と S_p 値が等しい原型管に生じる曲げモーメント M_p は、この M_m を次式：

$$M_p = n^2 M_m \quad (4)$$

に代入して求まる。ここに、 n は遠心加速度/重力加速度である。 S_p と R を表す式(1)、(2)に、コンクリート管とHDPE管の E_p (44.1 GPa=450000 kgf/cm²と0.61 GPa=6200 kgf/cm²)、 ν_p (1/6と0.4)、および D として D_p (=2.7 m)を代入して、模型管と S_p が等しい原型管の管厚 t を求め、式(4)から求めた M_p をこれらの原型管に作用させれば、 ϵ_p が算定できる。以上により算定した ϵ_p を、測定されたひずみ ϵ を用いて表すと、コンクリート管で1.34 ϵ 、HDPE管で5.35 ϵ となった。図-6の右側に原型管の ϵ_p のスケールを示す。

各埋設方式で測定されたひずみ ϵ (図-6)の最大値に上記の係数を乗じてR管とF管の ϵ_p の最大値を求め、コンクリートおよびHDPEの降伏ひずみ(それぞれ220 μ と70000 μ)を比べると、今回のような比較的浅い盛土であっても、コンクリート管はどの埋設形式でも管体の破壊を避けられず、特に裏込め有り従来型はひび割れに対する安全率が0.5程度しかないことが分かる。一方、HDPE管はどの埋設方式でも十分安全であり、この管が高盛土下の排水管として広く用いられる理由が確かめられた。

b) 管の鉛直たわみ量ΔD

管の鉛直たわみ量 ΔD を図-7に示す。図中の○印が測定値、×印が測定された ϵ (図-6のプロット)を用いて補仮想仕事の原理により計算した値で、両者はほぼ一致しており、 ϵ の測定精度が高いことが確認できる。ここでもやはり裏込め有り改良型の ΔD が最小で、特にF管では管が縦長になるほどの顕著な効果を示

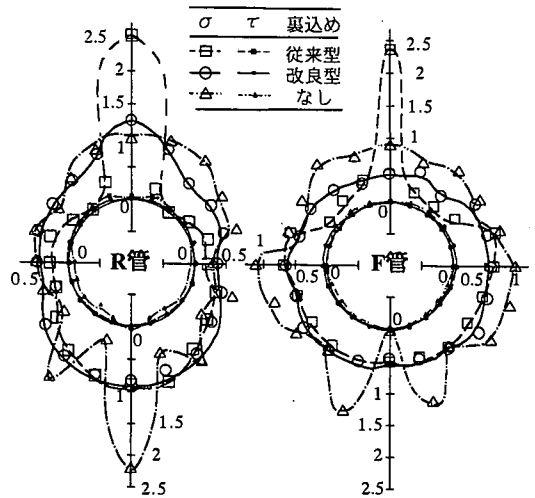


図-8 測定土圧(unit: kgf/cm², 1 kgf/cm²=98 kPa)

している。また、裏込め有り従来型の ΔD は、R管では3通りの埋設方式の中で最大で、F管でも裏込め無しの場合の ΔD に次いで大きい。

c) 垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布

図-8のプロットとラインは測定土圧 σ 、 τ とその分布を極座標で示している。 σ は管中心向きを、 τ は下向きを正として表してある。裏込め無しの場合、管の下半分に働く σ は、R管では管底に著しく集中し、F管では管底でほぼゼロであるが、その代わり管底のすぐ隣の側点に集中している。管の上半分に働く σ は、R管、F管とも割合均等である。一方、裏込め有り従来型の σ は、管の上半分ではR管、F管とも、管頂に著しく集中しているが、管の下半分では割合均等である。裏込め有り改良型の σ は、全体に均等な分布となっており、他の埋設方式のような管底や管頂への集中が見られず、そのため、 ϵ と ΔD が3通りの埋設方式の中で最小となったことが分かる。 τ はどの場合もごく小さい。

(4) 実験結果に対する考察

測定結果から管剛性に関わらず3通りの埋設方式によって土圧分布が大きく異なり、その結果、管に生じる曲げひずみと鉛直たわみ量が大きく変化することが分かった。ここではこのような埋設方式の違いによる土圧分布の変化が生じた理由を考察する。

まず裏込めなしの場合、図-8に見られるR管とF管の管底または管底の両隣の測点への強い土圧集中は、次のような理由で生じている。R管は、剛性が大きくほとんど変形しないので、管に働く下向きの外力(管の上半分に働く土圧と管重量)によって剛体的に沈下する。そのため、管よりも下側の地盤は圧縮され

るが、容器の硬い底板と管との離隔が管底で最小であるため、そこで地盤の圧縮ひずみが最大となり、強い土圧集中が生じる。さらに、R管の下半分で見られる土圧分布の激しい変化は地盤の締め固めの影響を受けたもので、土圧計が図-5(b)に示した締め固め層の境界を跨ぐ位置で土圧が大きく、境界から外れた位置では小さくなっている。一方、裏込めなしのF管の場合、F管は変形するので、管の下側の地盤の圧縮ひずみは、管底よりもそのすぐ外側で最大となり、そこに土圧が集中したと説明できる。

次に、裏込め部を設けた場合、裏込め砂S0とその周囲の盛土S30の変形係数 E_s の大きさは図-2に示すように地盤の自重応力レベルによって変化する。裏込め部の鉛直応力レベルは、管頂深度で83.3kPa(0.85 kgf/cm²)、地盤最下端で0.16MPa(1.66 kgf/cm²)なので、この応力レベルの範囲では、裏込め砂の E_s は盛土の E_s よりもかなり小さい。

したがって、裏込め有り従来型で管剛性に関わらず管底附近への土圧集中がほとんど無くなり、管の下半分の土圧が割合均等になったのは、管の下側の裏込め砂の剛性が小さいので、土圧集中が緩和されたためと説明できる。また、裏込め有り従来型で管剛性に関わらず管頂に土圧が著しく集中したのは、図-5(a)に示した模型地盤作成の過程で、実験容器を逆転させて管を盛土に直置きしてから砂を流し込む際、盛土と接する管頂附近に砂を完全に詰めるのが物理的に不可能なので、管頂部分が裏込め部よりも突出し、管頂部で盛土重量を支える形となったためと推定される。なお、実施工でも、管頂附近の締め固めは、管の破損を防止するためにごく軽く行うのが一般的であり、今回の実験結果と同様に管頂への土圧集中が生じている可能性が高い。

最後に、裏込め有り改良型では、F管、R管とも、全体に均等な土圧分布に近く、かつ管の上半分に作用する土圧の大きさは他の埋設方式の場合よりも小さくなっている。これは盛土から正台形の裏込め部に伝達される土圧が、裏込め部の深度によって以下のように変化するために生じたと考えられる。すなわち、裏込め部の E_s は盛土の E_s よりも小さいので、裏込め部を囲うアーチが盛土内に形成される。その結果、裏込め部の上方では、盛土から裏込め部に伝達される土圧が減少する。さらに、裏込め部の斜面では、下方ほど盛土に形成されたアーチの足に近づくが、アーチの足の応力は大きいので、斜面が深さを増すにつれて斜面に伝達される土圧が増大する。このため、両管の場合とも管に働く土圧は、管の上半分で減り、側方で増えることになり、管の変形が減少する。特にF管では、管の変形によって裏込め部の上辺に働く土

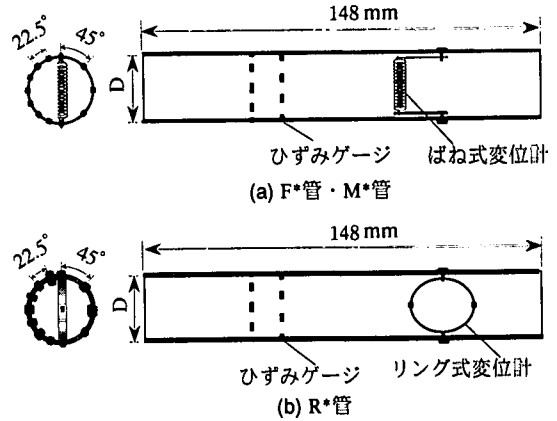


図-9 高盛土下埋設実験に用いた模型管

表-3 高盛土下埋設実験用模型管の諸元

管	材質	D	t	E_p	S_p	
		(mm)	(mm)	(kgf/cm ²)	v_p	(kgf/cm ²)
F*	HDPE	23.01	0.94	6930	0.4	0.43
M*	MDPE	23.52	2.18	1460	0.4	1.24
R*	硬質アルミ	23.52	1.25	758000	0.33	100.2

(1 kgf/cm²=98 kPa)

圧がR管の場合よりも大きく減少し、管側方に働く水平土圧の方が大きくなったため、縦長に変形したものと説明できる。

以上の実験結果と考察から、図-4(a)に示した従来型は、管頂に土圧が集中するため、裏込めの無い場合よりも管にとってむしろ危険側であり、避けた方がよいことが分かった。なお、この管頂への土圧集中は、実施工でも十分起こり得る現象である。一方、裏込め有り改良型では管に働く土圧は管の剛性に関わらず、均等に近い土圧分布となり、この埋設方式が管にとって最も安全であることが確かめられた。よって、次章の高盛土実験では、裏込め部の形式として図-4(b)に示した改良型を採用することにした。

4. 高盛土下に埋設される排水管の変形挙動

(1) 模型管

a) 概要

実験に用いた3種類の模型管を、Flexible pipe, Medium flexible pipe, Rigid pipeの頭文字をとってそれぞれF*管、M*管、R*管と呼ぶことにする。*を付したのは第3章で用いた土圧測定用模型管との混同を避けるためである。模型管の概要を図-9に、また模型管の材質、寸法、ヤング率 E_p 、ポアソン比 v_p 、曲げ剛性 S_p (20°Cにおける)を表-3に示す。管長はいずれも148

mmである。模型管の外径Dは、F*管が23.01 mm, M*管とR*管が23.52 mmである。このように、模型管の外径Dを小さくしたのは、実験によって分析しようとする影響要因が多く、実験数が膨大となるので、一つの実験容器に模型管を2~3本設置して実験することにより、実験数を増やさずにデータを大量に得るためである。

b) 模型管の製作

各模型管は以下の要領で3本~5本ずつ製作した。まず、図-10に示すように、F*管, M*管, R*管の S_p 値がそれぞれ実物のHDPE管, 鋼管またはFRPM管, コンクリート管の S_p 値に近似するように、各模型管の材質と管厚 t を表-3に示すように決めた。各模型管の材質は、F*管がJISK6762に規定された水道用高密度ポリエチレン(HDPE)管, M*管が同規定の水道用中密度ポリエチレン(MDPE)管, R*管が市販の硬質

アルミ5052製管である。これらの管に心棒をはめ、外径を旋盤で削って模型管を製作した。その際、管厚の精度確保には特に注意を払い、心棒と模型管両者の外径の仕上がり誤差を $\pm 5/1000$ mm以内に抑えた。

c) 模型管の S_p 値

製作した模型管の S_p 値を確認するため、各模型管の管頂と管底に線荷重Pを載荷する試験を行った。この試験から得られた線荷重Pと管の鉛直たわみ量 ΔD の関係を図-11に示す。

R*管は硬質アルミ製なので、載荷スピードと温度を変えても S_p 値の変化はほとんど無い。 ΔD の増加スピード1.5 mm/min, 試験時の温度24℃の条件で行った集中線荷重載荷試験で得られたR*管のP~ ΔD 関係は図-11(a)に示すように線形となり、測定したR*管の鉛直たわみ量 ΔD を次式:

$$\Delta D = 0.149PR^3/[E_p t^3 \{12(1-\nu_p^2)\}] = 0.149P/S_p \quad (5)$$

に代入して求めた S_p 値は表-3に示す値となった。

一方、材質がポリエチレンであるF*管とM*管のP~ ΔD 関係は ΔD の増加スピードと温度によって変化する。そこで、まず ΔD の増加スピードの影響を調べるため、両管を恒温室に入れ、20℃で12時間以上養生した後、 ΔD の増加スピードを0.05~1.5 mm/minの範囲で4通りに変えた集中線荷重載荷試験を行ったところ、図-11(b)に示すP~ ΔD 関係が得られた。図から分かるように、両管のP~ ΔD 関係は非線形となり、かつ ΔD の増加スピードが小さいほど曲線の勾配が

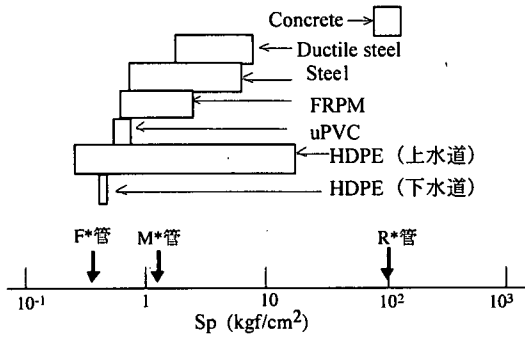
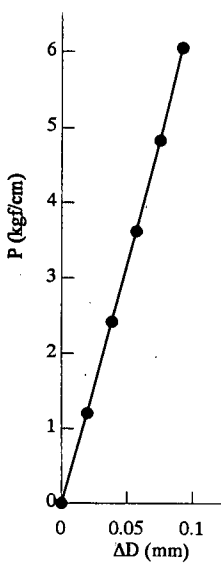
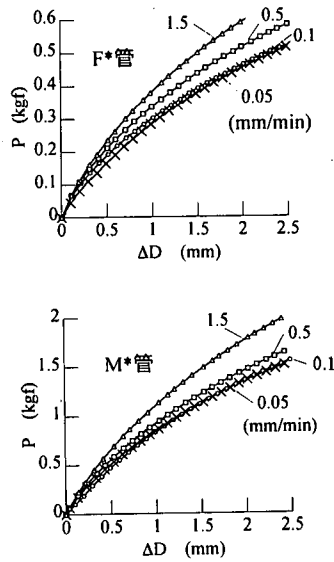


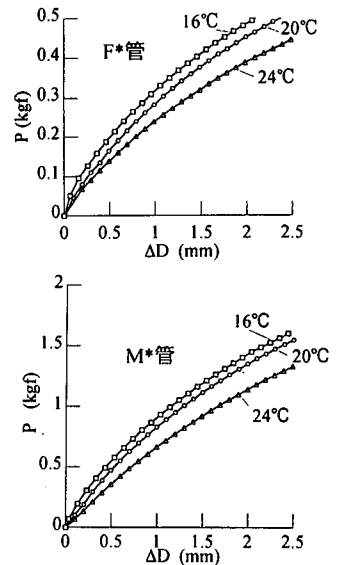
図-10 実物埋設管と模型管の S_p 値 ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)



(a) R*管

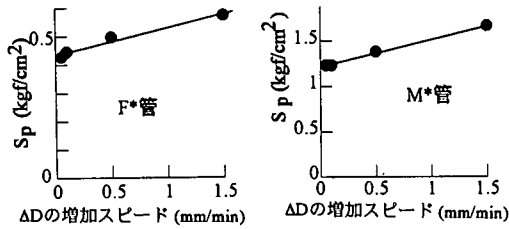


(b) F*管・M*管(ΔD の増加スピードを変えた場合)

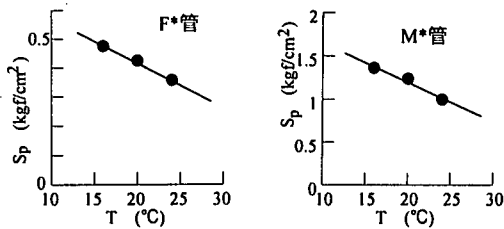


(c) F*管・M*管(温度を変えた場合)

図-11 集中線荷重載荷試験で得られた模型管のP~ ΔD 関係 ($1 \text{ kgf} = 9.8 \text{ N}$)



(a) ΔDの増加スピードを変えた場合



(b) 温度を変えた場合

図-12 F*管・M*管の公称 S_p 値の変化

ゆるくなっている。次に、温度による S_p 値の変化を調べるため、F*管とM*管を恒温室に入れ、16℃、20℃、24℃の3通りの温度で12時間以上養生した後、 ΔD の荷重スピードを0.05 mm/minと一定にして集中線荷重試験を行ったところ、図-11(c)に示す結果が得られた。この図から、両管とも温度が高いほど $P \sim \Delta D$ 曲線の勾配がゆるくなることが分かる。

ここで、 $\Delta D=1$ mmにおける $P \sim \Delta D$ 曲線の割線勾配から求めた S_p 値をF*管とM*管の公称 S_p 値と決め、両管の公称 S_p 値が ΔD の増加スピードと温度によってどう変化するかを示したのが図-12である。図-12から、F*管、M*管とも、 ΔD の増加スピードの減少と温度の上昇によって公称 S_p 値はほぼ直線的に減少することが分かる。遠心模型実験の遠心荷重時間は40～50分であり、測定された管のたわみ率 δ は最大でも30%程度であったので、遠心模型実験における ΔD の増加スピードは0.15 mm/min以下と算定される。図-12(a)から、 ΔD の増加スピードが0.15 mm/minよりも小さい範囲では S_p 値の変化はほとんど無いと看做せるので、遠心模型実験と集中線荷重試験において管の変形モードに違いがあったとしても、 ΔD の増加スピードが遠心模型実験時の両管の S_p 値に及ぼす影響は小さいとみてよい。一方、図-12(b)によれば、温度による両管の S_p 値の変化はかなり大きく、これを無視できないことが明らかであるので、遠心模型実験を実施する際には模型地盤の温度を測定しておき、各実験ごとに両管の S_p 値を特定することにした。

なお、表-3に示したF*管とM*管の S_p 値は ΔD の増加スピードが0.05 mm/min、温度が20℃の条件で実施した集中線荷重試験から得られた公称値である。また、同表中のF*管とM*管のヤング率 E_p も、この公称 S_p 値を式(1)に代入して求めた公称値である。

d) 測定項目

各模型管には、図-9に示すように、管の鉛直変位量 ΔD を測定するためのばね式(F*管とM*管の場合)、またはリング式(R*管の場合)のたわみ計を1個設置した。F*管とM*管に設置したばね式たわみ計は、 H/D が大きい場合、F*管とM*管の ΔD が極めて大きくなってバックリングする可能性が高いため、測定範囲を1 cmまで大きくとれ、かつ管が破壊してもたわみ計自身は損傷しないという条件から採用した。また、R*管に設置したリング式たわみ計は、R*管の ΔD が微小なので、測定感度(=1.1×10⁻⁴ mm/ μ)がばね式たわみ計よりも1桁高いという理由から採用した。なお、両形式のたわみ計とも遠心加速度場でたわみ計自重によって出力するひずみは最大でも20 μ 程度とごく微小であったので、測定ひずみに対する自重の補正は行わないことにした。

さらに、製作したF*管、M*管、R*管のうちのそれぞれ2本に、管壁に生じる曲げひずみ ϵ を測定するための24枚のひずみゲージ(東京測器研究所製、FLA-1-23、アルミニウム用)を、管の左半分に22.5°間隔、右半分に45°間隔で、管壁の内外面の12箇所に貼付した。F*管とM*管は材質がポリエチレンであるため、本来はプラスチック用のひずみゲージを使用したい所であるが、市販のプラスチック用ひずみゲージはサイズが大きすぎ、また線膨張係数も最大70 μ /℃で、ポリエチレンの線膨張係数120 μ /℃とは差がある。そこで、割り切ってF*管とM*管にもアルミニウム用のFLA-1-23を用いることにした。

この場合、母材であるポリエチレンのひずみと硬いベースを持つゲージの出力ひずみはかなり異なる可能性が考えられたので、管から切り出したダンベル供試体の引張り試験によって母材のひずみ ϵ_L とゲージ出力 ϵ_G の関係を求めた。この試験で得られた ϵ_L (=供試体の伸び量 $\Delta L/L$)と ϵ_G の関係は、HDPE、MDPEとも、 ϵ_L が4%よりも小さい範囲で直線となり、その勾配すなわちゲージ率はHDPEで1.44、MDPEで2.08と予想よりもはるかに大きいことが分かった。

そこで、これらのゲージ率の妥当性を確かめるため、ゲージを貼付したF*管とM*管の集中線荷重試験を行い、測定した ϵ_G にこれらのゲージ率を乗じたひずみと薄肉円筒理論によって求めた理論ひずみを比べたところ、良好な一致が得られたので、以後、測定したゲージ出力にこれらのゲージ率を乗じたも

のを測定ひずみとして用いることにした。

なお、ひずみゲージを貼付しない残りの模型管は、管がバックリングすると予想された実験に使用し、 ΔD のみを測定した。

(2) 模型

図-13に実験で採用した2通りの管の埋設形式を示す。図-13(a)の裏込め無しの実験は、裏込め有りの場合と比較するため、代表的な6ケースのみ実施した。図-13(b)の裏込め有りの形式は、前章の実験結果に基づいて改良型とした。前章の形式と同じく裏込め部の斜面勾配は 45° 、 B_s/D は2である。また、管頂と裏込め部上面の距離 H_t 、ならびに管底と裏込め部下面の距離 H_b はいずれも5 mmである。2つの埋設形式とも、管下部の盛土の厚さ H_s は0 cmまたは4.5 cm(以下、管外径 D との公称比を用いて $H_s/D=0, 2$ と呼ぶ)の2通りに変えた。土被り高 H は後述する換算土被り高で、 $H=10$ cm, 40 cm, 70 cm, 100 cm(以下、公称比を用いて $H/D=4, 17, 31, 44$ と呼ぶ)の4通りに変化させた。

管の設置状況を図-14に示す。実験には2個の硬質アルミ製実験容器を用いた。それらの内寸法は、両容器とも高さが48 cm、奥行きが15 cmで、幅はそれぞれ47.5 cmと41.3 cmである。両容器とも外面に硬質アルミもしくは鋼のアンクルをボルトで密に固定して剛にしてある。遠心荷重装置に搭載できる実験容器の高さに制約があるため、図-14に示したように、管頂から上部10 cmの範囲を表-1に示したまき土(S16)、シルト質砂(S30)、粘土質砂(S44)を用いて仕上げ、換算土被り高 H が40 cm以上の場合、上部の盛土自重に相当する重量と等しくなるように、仕上げた地盤の上に鉛の散弾($H=40$ cmの場合)、または鉛の散弾と鉄板($H=70$ cmと100 cmの場合)を敷いた。鉛の散弾の密度は 6.87 g/cm³である。なお、このように盛土上部を散弾、または散弾と鉄板によって置き換えても、盛土すべてを土で作成した場合と大差ない結果が得られることは文献(1, 2)に示した実験で確認されている。

(3) 模型地盤の作成方法と実験方法

a) 裏込め有りの場合

裏込め有りの場合の模型地盤の作成方法は、基本的には前章の図-5に示した方法に準じたが、模型が小さいので裏込め部の作成方法と模型管の設置の仕方を少し変えた。地盤作成の手順を以下に述べる。

①容器内面に働く摩擦を軽減するため、容器の内面に厚さ0.2 mmのゴム2枚とシリコングリースによってリュブリケーションを施す。

②裏込め部と同じ形の正台形の真鍮をアルミ板に取り付けたスペーサーを容器に固定し、スペーサー

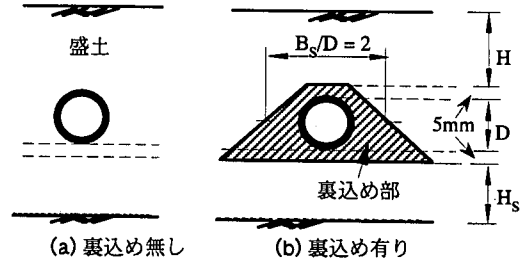


図-13 高盛土下埋設実験で採用した埋設形式

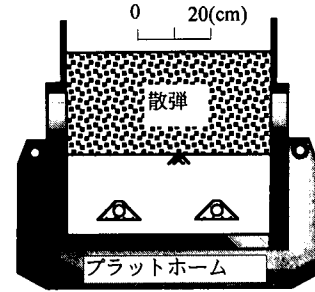


図-14 管の設置状況

の周辺とその上部10 cmの盛土地盤を、S16, S30, S44を用いて仕上り層厚2 cmで締め固めて作成する。

③仕上げた地盤の上面に押さえ板を固定し、容器の上下を逆転させた後、スペーサーを取り外す。

④裏込めがゆる詰めの場合、逆台形に残った裏込め部の底に、口径1 cmのロートで高さ1 cmから乾燥砂S0を層厚が8 mmになるまで流し込み、模型管をS0の中に3 mmだけ押し込んで設置し、残りの裏込め部にS0をロートで流し込み、裏込め部を仕上げる。

⑤裏込めが密詰めの場合、口径0.5 cmのロートで高さ50 cmから乾燥砂S0を裏込め部に落とし込む。その際、乾燥砂S0を層厚が5 mmになるまで仕上げ、その上に模型管を置き、斜めの薄板を用いて管下部を詰めた後、残りの裏込め部を仕上げる。

⑥ $H_s/D=2$ の場合、管下部の盛土地盤に相当する範囲を厚さ4.5 cmになるように締め固めて作成する。

⑦容器に底板を取り付け、容器の上下を反転し、元に戻した後、押さえ板を取り除き、換算土被り高 H が40 cm以上の場合、地盤の上に鉛の散弾、または鉛の散弾と鉄板を敷く。

b) 裏込め無しの場合

裏込め無しの場合、模型地盤の作成方法は前章の方法とは変え、以下のような手順で地盤を作成した。

①リュブリケーションを施した容器を上下逆転し、模型管と同じ径で半円形の真鍮をアルミ板に取り付けたスペーサーを容器に固定し、管下部の盛土相当部分を締め固める。

②容器に底板を取り付け、容器を再び反転し、スベーサーを取り外した後、半円形に残った箇所模型管を設置する。

③管の周辺と上部の盛土を、仕上り層厚2 cmで土被り厚10 cmまで締め固め、 $H \geq 40$ cmの場合は地盤の上に鉛の散弾、または鉛の散弾と鉄板を敷く。

c) 遠心加速段階

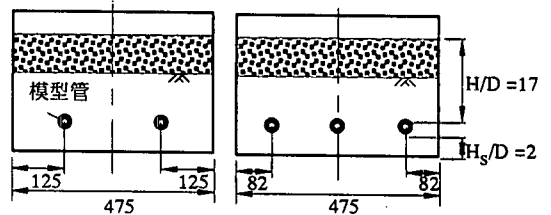
以上により模型地盤の作成が終わったら、遠心加速度を10 gずつ100 gまで段階的に増し、各段階で遠心加速度を3~4分間保持した後、鉛直たわみ量 ΔD と曲げひずみ ϵ を測定した。遠心載荷時間は40~50分である。

(4) 予備実験の方法と結果

文献1), 2)に示したHDPE製模型管を用いた実験では、同一容器中に模型管を1本設置した場合と結果に差が無いことを確認した上で、同一容器に2本の模型管を設置して実験した。一方、今回の高盛土下埋設実験では、当初、効率化を図るため模型管を同一容器に3本設置することを計画した。この際、管と容器側壁または管どうしの離隔が文献1), 2)の実験よりも小さくなるので、模型管を3本設置した時の管の挙動が2本設置の場合と同じになるかを確認するため、予備的な実験を行った。実験は、幅が47.5 cmの容器の中に、剛性が最小のF*管を図-15に示す配置で2本または3本設置し、鉛直たわみ量 ΔD のみを測定した。埋設方式は第3章で述べた裏込め有り従来型と裏込め無しの2通りに変え、 H/D は17、 H_s/D は2とした。

実験結果を図-16に示す。図の縦軸は鉛直たわみ率 $\delta = \Delta D / (2R)$ を、また横軸はn g場における模型管の外径Dと対応する原型管の外径 $D_p (=nD)$ を表す。Rは式(2)に示した管厚中心半径である。地盤の締め固め終了時に、各管の δ には1~3%の差を生じたが、図にプロットした δ はこの差を無視し、遠心載荷前を初期値とする増分によって表してある。上の図に示した裏込め有り従来型では、管を2本設置した実験2回、管を3本設置した実験1回をそれぞれ行って得たデータをプロットしているが、いずれのデータもほぼ一致している。一方、下の図に示した裏込め無しでは、管を2本と3本設置した実験をそれぞれ3回ずつ行って得たデータをプロットしている。 δ は裏込め有りの場合よりも大きく、かつ、3本設置の場合の δ (黒塗りマーク)は2本設置の場合の δ (白抜きマーク)よりも明らかに大きくなっている。

この予備実験の結果から、模型管の δ が大きい場合には管を2本設置して実験する必要があることが分かった。ただし、この予備実験で用いた模型管がいずれもたわみ性が最も大きなF*管であったのに対し



(a) 2管設置の場合 (b) 3管設置の場合
図-15 予備実験の管の設置位置(unit: mm)

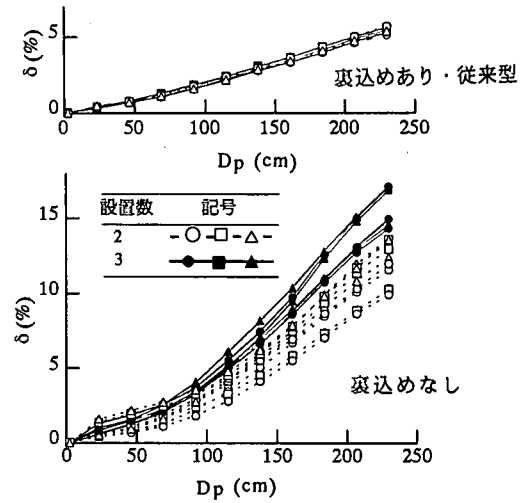


図-16 予備実験で得られた $\delta \sim D_p$ 関係

て、高盛土実験では模型管としてF*管だけではなく、これよりも剛性の高いM*管とR*管も同時に用いること、および高盛土実験では裏込め有りの形式として改良型を用いることから、予備実験よりも管設置数の影響は当然少ないと考えられる。以上を考慮して、同一の容器に設置する模型管の数を以下のように決めた。

まず、裏込め有りの場合は、 $H/D \leq 17$ の範囲では3本設置とし、 H/D がこの範囲を越えるときは2本設置とする。ただし、細粒分の少ないS16を盛土材料として用いる場合の δ は、S30を用いた予備実験の場合の δ よりも小さいと予想される1), 2)ので、 $H/D=44$ の場合のみ2本設置とし、それ以外は3本設置とする。また、細粒分が多いS44を用いる場合、および裏込めが無い場合は、 δ がかなり小さいと予想される $H/D=4$ の時のみ3本設置とし、他は2本設置とする。なお、2本設置の時の模型管は、M*管を用いた $H/D=44$ の2ケースを除き、裏込め有り、無しの場合ともF*管とR*管を用いることにした。

(5) 高盛土実験の種類と条件

表-4に高盛土実験の種類と条件を示す。実験条件

表-4 高盛土実験の種類と条件

盛土材料	裏込め		H _s /D	H/D	設置した模型管
	有無	状態			
S30	有	ゆる詰め	2・0	4・17	F*・M*・R*
	有	ゆる詰め	2・0	31・44	F*・R*
	有	ゆる詰め	2・0	44	M*・M*
	無	—	2・0	4	F*・M*・R*
	無	—	2・0	17・44	F*・R*
	無	—	2・0	44	M*・M*
	有	密詰め	2	44	F*・R*
S16	有	ゆる詰め	2	4・17・31	F*・M*・R*
	有	ゆる詰め	2・0	44	F*・R*
S44	有	ゆる詰め	2	4	F*・M*・R*
	有	ゆる詰め	2	17・31	F*・R*
	有	ゆる詰め	2・0	44	F*・R*

として、盛土材料、裏込めの有無、裏込めの密度、基盤と管底との距離H_s、換算土被り高Hを変化させた。ただし、盛土材料がS30、H_s/Dが2、裏込めに用いたS0の密度がρ_d=1.43 g/cm³(ゆる詰め)、H/D=4~44の条件の実験を基準実験とし、これ以外の実験は表-4に示すように変化要因を限定した。全実験数は29である。

なお、実験時の模型地盤の温度は、夏季に実施した2ケースのみが24℃、27℃と高かったのを除くと、大半の実験を冬季に実施したため、11℃~15.5℃(平均12.4℃)の範囲でかなり低かった。

(6) 高盛土実験の結果

ここでは実験結果として、遠心载荷前を初期値とする鉛直たわみ率δと100g場の曲げひずみεの増分を示す。実験で測定したεとδの精度が高いことは、代表的な12ケースで測定したε分布を用いて、補仮想仕事の原理により20gごとに計算したδが、測定δとほぼ一致したことによって確かめた。

a) 鉛直たわみ率δと原型管の外径D_pの関係

H/Dを変化させた時のF*管、M*管、R*管のδ~D_p関係を、図-17(a)(裏込め有り・盛土S16)、図-17(b)(裏込め有り・盛土S30)、図-17(c)(裏込め有り・盛土S44)、図-17(d)(裏込め無し・盛土S30)に示す。各図の縦軸は遠心载荷前を初期値とするδの増分を表し、横軸はn g場における模型管と対応する原型管の外径D_p(=nD、Dは模型管の外径)を表す。なお、各管の縦軸のスケールは、図-(a)、(b)、(c)が同じで、図-(d)のみが異なっている。各図において実線で結んだ白抜きマークと×マークがH_s/D=2の場合のデータで、破線で結んだ黒塗りマークがH_s/D=0の場合のデータである。図-17から以下のことが分かる。

①図-(b)のS30・H_s/D=0の条件でH/Dが最小の4の場合を除くと、どの場合もD_pが大きくなるにつれて

δは増える。F*管とM*管のδ~D_p曲線は、D_p=50~100 cm附近の勾配が大きく、D_pがこれよりも大きい範囲では勾配が小さくなり、全体としてS字形になっている。なお、F*管とM*管は材料非線形性があるので、図-17に現れたD_pが大きい範囲における両管のδの頭打ち傾向は、管材料が線形弾性体の場合よりもかなり軽減されているとみるべきである。一方、R*管のδ~D_p曲線は、D_pが大きくなるほど勾配が小さい放物線形となっている。

②上記の例外的な条件(S30・H_s/D=0・H/D=4)の場合、δはどの管もごく小さく、特にF*管では管が縦長に変形している。この結果は、第3章の土圧測定実験(H_s/D=0・H/D=2)における裏込め有り改良型の場合の測定結果と整合している。

③どの場合も、H/Dが大きくなるにつれて、δは増えるが、その増加割合は若干頭打ちとなる。

④F*管、M*管、R*管のδを比べると、当然ではあるが、管の曲げ剛性が小さいほどδは大きい。

⑤H_s/D=2(白抜きマークと×マーク)とH_s/D=0(黒塗りマーク)のδを比べると、F*管とM*管ではH_s/D=2の場合の方がH_s/D=0の場合よりも大きい。R*管ではこれと逆の傾向を示す。

⑥裏込め有り(図-(b))と無し(図-(d))の場合のδを比べると、管の曲げ剛性に関わらず、裏込め無しの場合のδの方がかなり大きい。

⑦図-(a)、(b)、(c)を比較すると、一部の例外を除き、管剛性に関わらず、盛土材料の細粒分含有率が高いほどδは大きい。

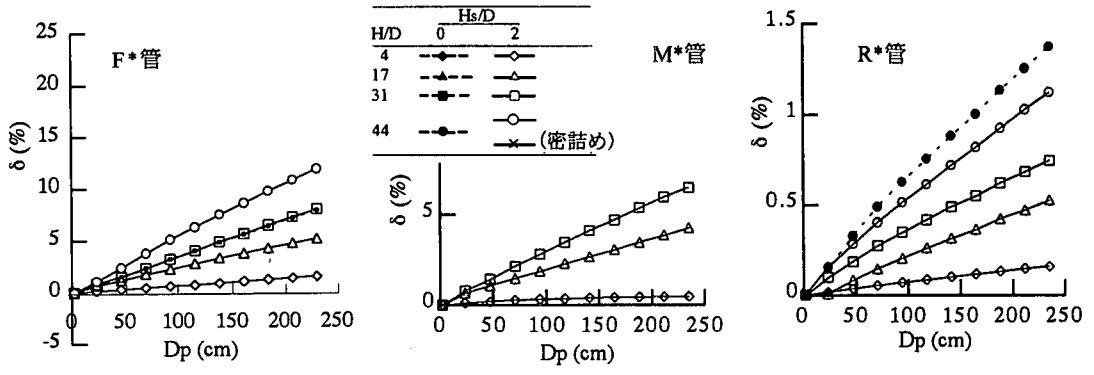
⑧裏込め砂S0の密度が高い場合のF*管とR*管のδ(図-(b)の×マーク)は、S0の密度が低い場合のδ(図-(b)の○マーク)よりもわずかに小さい。すなわち、裏込め砂の密度を高める効果はほとんど無い。

⑨図-(d)に示したH/D=44・裏込め無しの場合のF*管は、H_s/D=2, 0の場合とも、遠心加速度80g~90gで管側が折れる形でバックリングした。

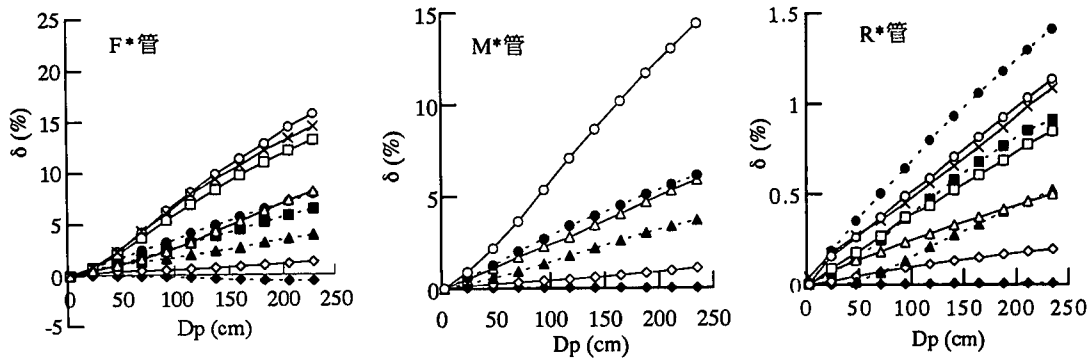
⑩文献1, 2)の遠心実験結果に比べて、今回の実験で得られたδ~D_p関係は直線に近い。これは、文献1, 2)で盛土として用いたS16とS30のρ_dがともに1.50 g/cm³と、今回の遠心模型実験よりも小さかったためと考えている。

b) 100 g場の曲げひずみεの分布

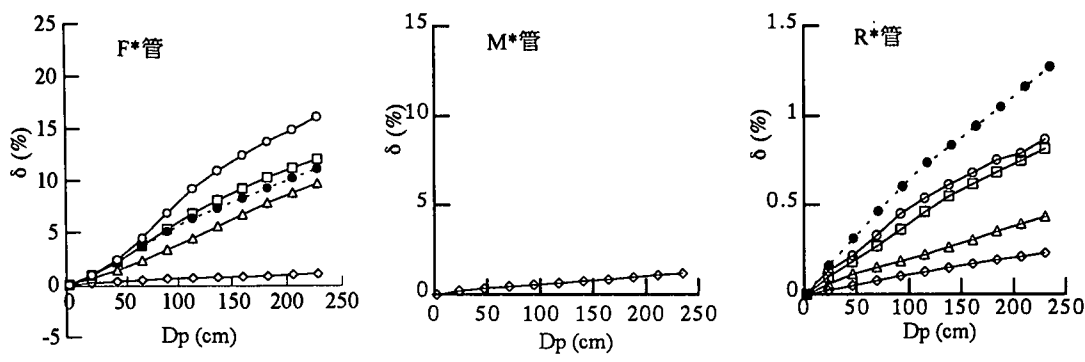
100 g場で測定したF*管、M*管、R*管の各H/Dに対する曲げひずみεの分布を、図-18(a)(裏込め有り・盛土S16)、図-18(b)(裏込め有り・盛土S30)、図-18(c)(裏込め有り・盛土S44)、図-18(d)(裏込め無し・盛土S30)に示す。各図の縦軸のεはδ~D_p関係と同様に、遠心载荷前を初期値とする増分を表し、横軸は管頂を原点として左回りに測った角度を表す。また、各図の上段



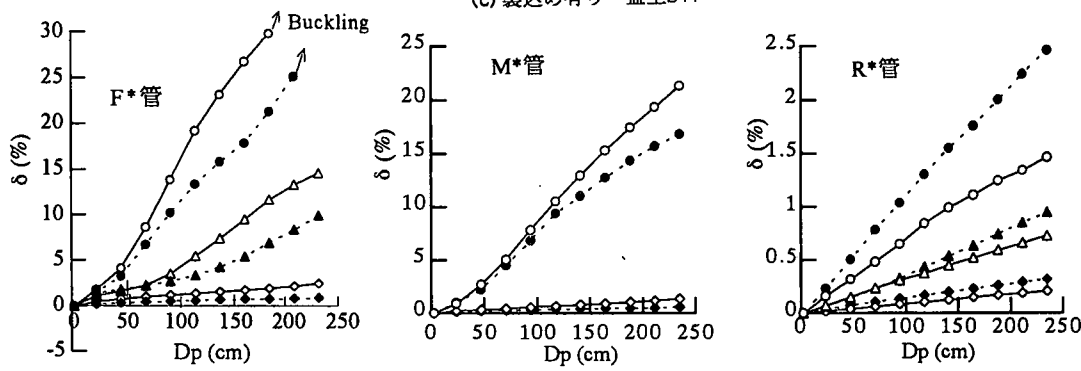
(a) 裏込め有り・盛土S16



(b) 裏込め有り・盛土S30



(c) 裏込め有り・盛土S44



(d) 裏込め無し・盛土S30

図-17 鉛直たわみ率 δ と原型管の外径 D_p の関係

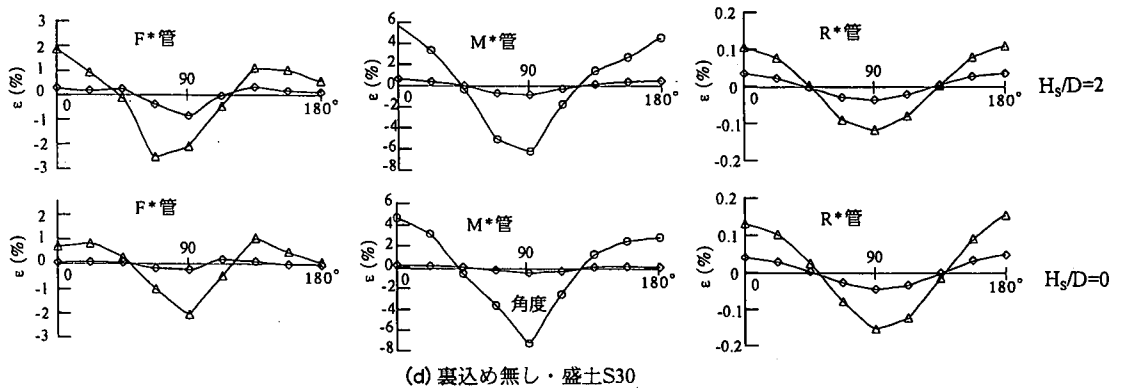
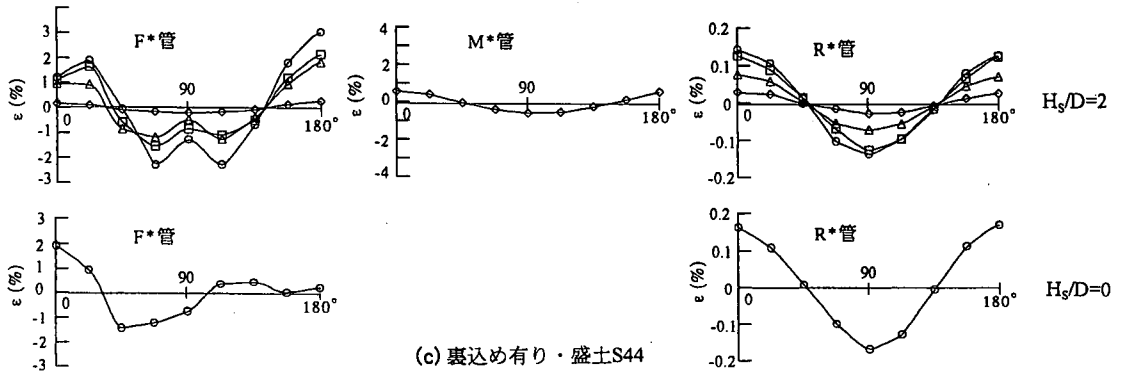
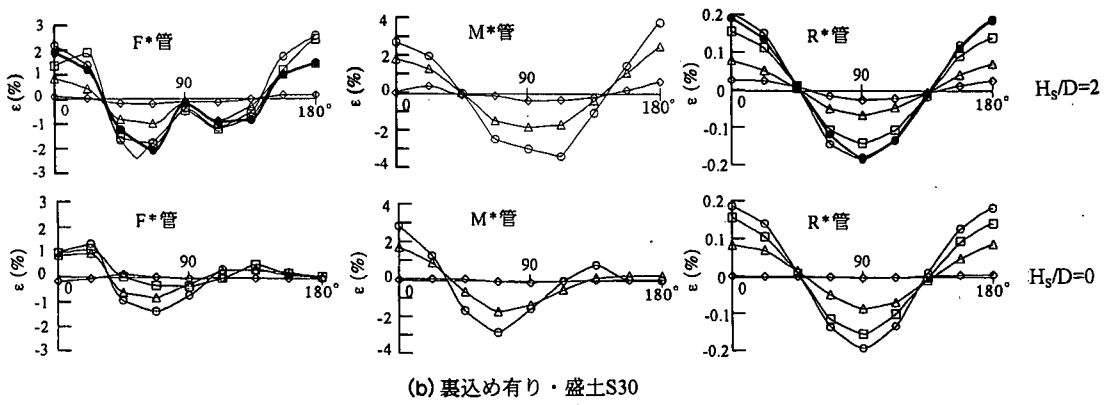
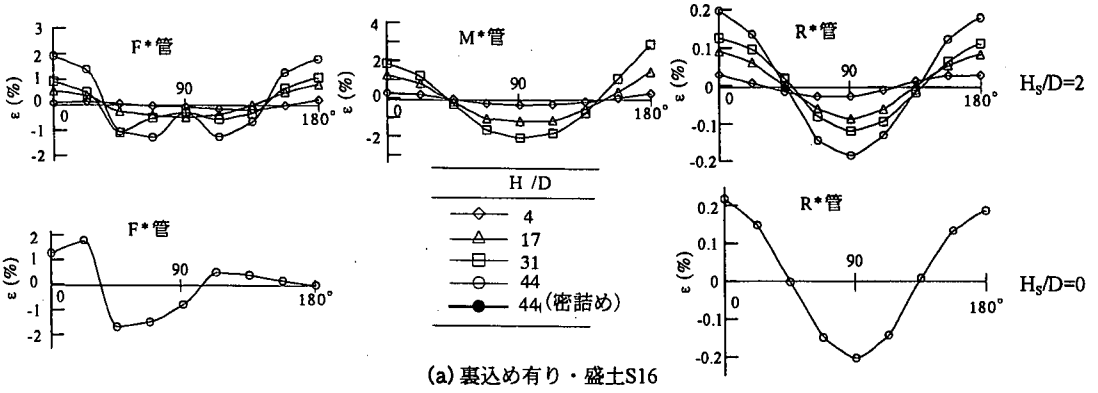


図-18 100g場の曲げひずみ ϵ の分布

が $H_s/D=2$ の場合、下段が $H_s/D=0$ の場合のデータである。どのケースでも ε の分布は管の右半分と左半分でほぼ対称であったので、図には管の左半分で測定した ε の分布を H/D ごとに示してある。なお、これらの図でデータが欠けているケースが幾つかあるが、これは模型管のバックリングや降伏が予想されたケースで ΔD のみを測定しているためである。図-18から以下のこと分かる。

①どの場合も、土被り高 H/D と地盤材料が変わると、 ε の大きさは変化するが、 ε の分布形はそれほど変化しない。

②図-(a), (b), (c)の上段に示した裏込め有り・ $H_s/D=2$ の場合、F*管の管側位置(90°)の ε は、その周辺の ε よりもごく小さい。一方、同条件におけるM*管とR*管の管側位置の ε は管頂、管底と同じくらい大きい。よって、この場合、F*管は四角形に、また、M*管とR*管は楕円形にそれぞれ変形している。

③図-(a), (b), (c)の下段に示した裏込め有り・ $H_s/D=0$ の場合、F*管とM*管では管の下半分($90^\circ \sim 180^\circ$)の ε は全体にごく小さく、上半分の ε は管頂と $45^\circ \sim 67.5^\circ$ 附近が大きい。よって、この場合、F*管とM*管の下半分はほぼ元の円形を保ち、管の上側が扁平に変形している。一方、R*管は全体に楕円形に変形している。

④図-(d)に示した裏込め無しの場合、 H_s/D に関わらず、F*管とM*管の管側(90°)附近の ε は管頂と管底よりもかなり大きい。よってこの場合、F*管とM*管は管側附近が尖った凸レンズ状に変形している。R*管は全体に楕円に変形している。

以上の②~④に述べたように、F*管とM*管の変形モードは、裏込めの有無、ならびに H_s/D の違い(裏込め有りの場合)によって変わる。この変形の様子を具体的に示したものが図-19と図-20である。図-19は $H/D=44$ の実験終了後に撮影したF*管の写真とそのスケッチで、②と③で述べた H_s/D の違いによるF*管の変形モードの違いが良く分かる。さらに、図-19から、この管の変形モードの違いは、裏込め部下部の変形が管下部の盛土の有無によって変化するために生じたことが分かる。次に、図-20はある高盛土の現場で撮影した実物HDPE排水管(内径1000 mm)の変形である。この管は裏込め無しで埋設されていたが、管側部が折れ曲がっており、④で述べたF*管の変形モード、ならびに前項4(6)a)の⑨で述べたF*管のバックリングモードと良く一致している。

c) 各要因の影響

全実験で得られた100 g場の δ と管の曲げ剛性 S_p の関係、盛土材料別に図-21(a) ($H_s/D=2$)と図-21(b) ($H_s/D=0$)に示す。各図のプロットは、左側がF*管、中

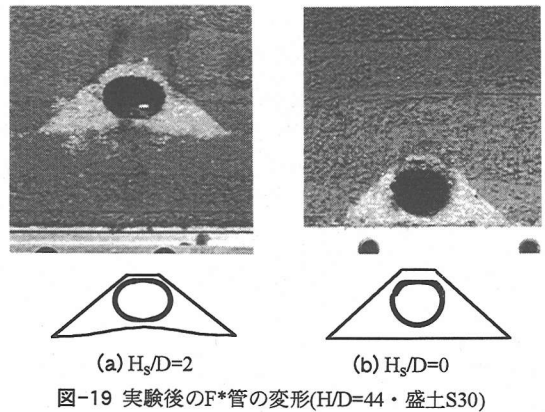


図-19 実験後のF*管の変形($H/D=44$ ・盛土S30)

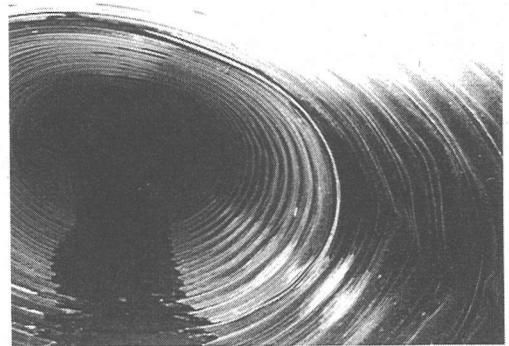


図-20 実物HDPE排水管の変形(内径1000 mm, 裏込め無し)

央がM*管、右側がR*管の S_p 値に対する δ を示しており、F*管とM*管の S_p 値としては、実験時の温度に対応した公称値(図-12(b)参照)を用いている。なお、 δ は無次元数なので模型と原型で等しい。この図から次のことが分かる。

①どの場合も S_p が大きいほど、当然 δ は小さい。

②盛土材料の細粒分含有率が高いほど、管剛性に関わらず、 δ は大きい。

③図-(a)と図-(b)の比較から、一部の例外を除き、F*管とM*管では、 $H_s/D=2$ の場合の δ は $H_s/D=0$ の場合の δ よりも大きい。一方、R*管では値はごく小さいが、これと逆の傾向を示す。

④裏込めが無い場合の δ (白抜きマーク)は、裏込めが有る場合の δ (黒塗りマーク)よりも常に大きい。

次に、全実験で得られた100 g場の曲げモーメントの最大値 M_{pmax} と S_p の関係を、盛土材料別に原型換算で図-22(a) ($H_s/D=2$)と図-22(b) ($H_s/D=0$)に示す。縦軸の M_{pmax} は、材質が模型管と同じ原型管の最大曲げモーメントの絶対値を表し、模型管に生じた最大曲げモーメントを用いて、式(4)により算定される。

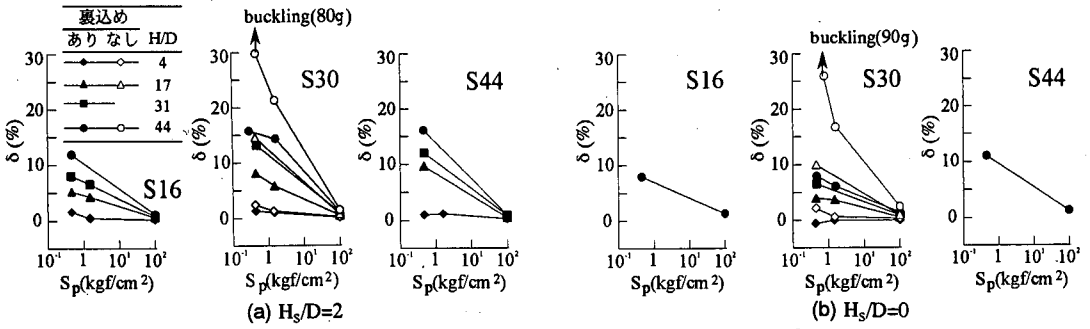


図-21 100g場の鉛直たわみ率 δ と管の公称 S_p 値の関係($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

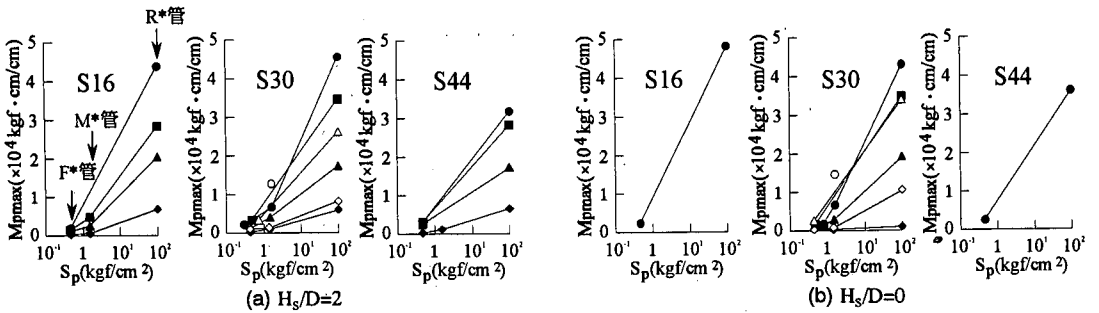


図-22 100g場の原型換算最大曲げモーメント M_{pmax} と管の公称 S_p 値の関係(凡例は図-21と同じ, $1 \text{ kgf} = 9.8 \text{ N}$)

この図から、 S_p が大きいほど、また盛土の細粒分含有率が低いほど、 M_{pmax} が大きいことが分かる。一方、 H_s/D の違い、ならびに裏込めの有無による M_{pmax} の変化傾向は、一部の例外を除き、上述した δ の変化傾向と基本的に一致している。

(7) 裏込め有りの場合の実験結果に対する考察

高盛土下埋設実験で H/D ならびに D_p (すなわち、遠心加速度)が大きい場合、地盤の応力レベルは第3章の土圧測定実験の場合よりもかなり大きくなる。この場合、図-2から分かるように、3種類の盛土(S16, S30, S44)の E_s よりも裏込め砂S0の E_s の方が大きくなる。3.(4)で述べた土圧測定実験の裏込め有り改良型埋設方式に対する考察は地盤の応力レベルが低く、裏込め砂S0の E_s の方が盛土S30の E_s よりも小さい条件を対象としたので、上述のような地盤の応力レベルが高い条件に対しては適用できない。

地盤の応力レベルが高く、裏込め砂の E_s が盛土の E_s よりも大きい場合、盛土内の地盤応力は正台形の裏込め部の上部に集中する。この土圧集中は裏込め部に設置された管の変形を増大させる。一方、管周囲の裏込め砂は管の変形を拘束するので、裏込め砂の E_s が大きいほど管の変形は減少する。このように、裏込め砂の E_s が盛土の E_s よりも大きい場合、裏込め部

への土圧集中と裏込め砂の拘束は管の変形挙動に関して互いに逆向きに作用する。さらに、管の曲げ剛性が異なる場合、これら2つの作用の大きさは以下のように変化する。管の曲げ剛性が小さい場合、裏込め部の上部は管の変形に伴って沈下するため、裏込め部上部への土圧集中は緩和するが、裏込め砂の拘束の方は管の曲げ剛性が小さいので相対的に強まる。逆に、管の曲げ剛性が大きい場合、裏込め部への土圧集中は強まるのに対して、裏込め砂の拘束は相対的に弱まる。

以上の考察を踏まえると、裏込め有りの実験で得られた管剛性、 H/D 、裏込め砂の密度、盛土材料の4つの要因の違いによる管のたわみ率 δ の変化(図-17(a)~(c))は以下のように説明できる。

①実験結果によれば、F*管とM*管の $\delta \sim D_p$ 曲線は初期の勾配が小さいS字形になっている。これは、 D_p の増大、すなわち遠心加速度の増大につれて地盤の応力レベルが上がるのに伴って、図-2に示したように、裏込め砂の E_s と盛土の E_s の大きさが逆転するために生じている。つまり、 D_p が小さい範囲では裏込め砂の E_s の方が盛土の E_s よりも小さいので、3.(4)で述べたように裏込め部への土圧集中が緩和されて δ が小さくなる。一方、 D_p が大きい範囲では、 D_p が大きくなるにつれて裏込め部の E_s が増大する。これに伴

て、裏込め部への土圧集中が強まるが、裏込め砂の拘束も強まっていき、裏込め砂の拘束の方が次第に勝っていくため、 δ の増加割合が頭打ちになったと説明できる。一方、R管の場合は、前述のように、裏込め部への土圧集中の効果の方が裏込め砂の拘束の効果よりも強いので、 D_p の小さい範囲における土圧集中の緩和の度合いがF*管とM*管の場合よりも小さかったため、 $\delta \sim D_p$ 曲線の初期の勾配の低下がそれほど目立たなかったものと考えられる。

②実験結果によれば、どの場合もH/Dが大きいほど δ は増えるが、その増加割合は頭打ちとなる。すなわち、図-2に示したように、H/Dが大きくなって地盤の応力レベルが大きくなるほど、裏込め砂の E_s が盛土の E_s よりも大きくなり、裏込め部への土圧集中が強まるものの、 E_s が大きな裏込め砂の拘束の効果が次第に卓越していくため、H/Dの増大に伴って δ の増加割合が頭打ちになったと考えられる。

③実験結果(図-17(b))によれば、裏込め砂S0の密度が大きい場合のF*管とR*管の δ は、裏込め砂の密度が小さい場合の δ よりも小さいが、その差は微小である。図-2に示したように密な裏込め砂の E_s は、ゆるい裏込め砂の E_s よりもかなり大きい。したがって、裏込めが密な場合はゆるい場合に比べて、裏込め部への土圧集中は強まるが、裏込め砂の拘束も同時に強まるので、両作用による δ の増減が互いに打ち消し合うことになり、裏込め砂の密度を変えても δ にほとんど差が無い結果になったと解釈できる。

④実験結果によれば、一部の例外を除き、どの管の δ も盛土材料の細粒分含有率が高いほど大きい。図-2に示したように地盤の応力レベルが高い範囲では、盛土材料の細粒分含有率が高いほど盛土の E_s は小さい。そのため、裏込め部の剛性は盛土の剛性に対して相対的に高くなり、裏込め部への土圧集中が強まるのに対して、裏込め砂の密度は同じなので裏込め砂の拘束の効果には変化がないため、盛土材料の細粒分含有率が高いほど δ が大きくなったと説明できる。

以上の考察をまとめると、高盛土下に埋設される排水管の変形挙動は、地盤の応力レベルによって変わる裏込め砂、盛土、管の剛性の相対的な大きさによって支配されると言える。

(8) 現行設計法との比較

ここでは、遠心加速度100 g場で測定された裏込め有りの場合のF*管、M*管、R*管の $\delta \sim H/D$ 関係、および原型換算した最大曲げモーメント $M_{pmax} \sim H/D$ 関係を現行設計法と比較する。現行設計法としては、

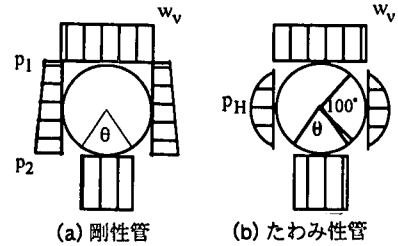


図-23 農水基準の設計土圧

扱っているプレキャスト管の種類が我国の埋設管設計基準の中で最も多く、遠心模型実験で用いた模型管の曲げ剛性の範囲を全て網羅している農林水産省の土地改良事業計画設計基準⁶⁾を採用した。この基準を以下、農水基準と呼ぶことにする。

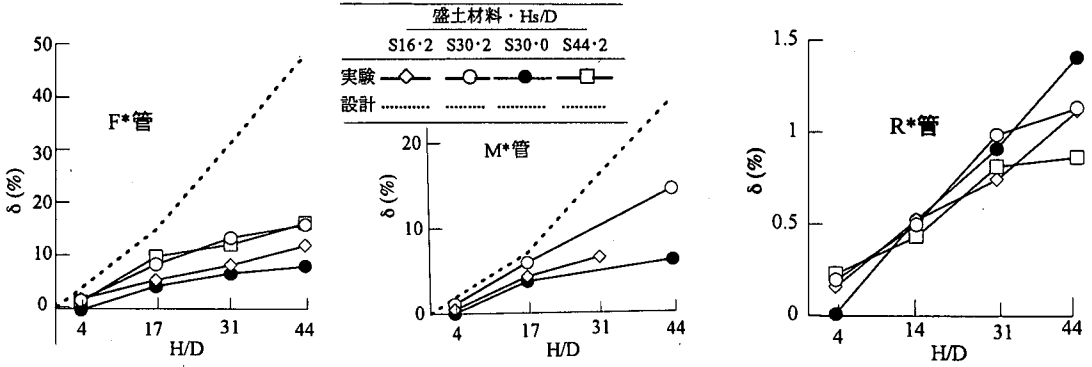
農水基準によれば、盛土下に埋設される農業用パイプラインの設計法は以下の通りである。

まず、管を材質によって剛性管とたわみ性管に分ける。そして、剛性管の設計では、管のたわみ量をゼロと看做し、曲げモーメントの照査のみを行う。一方、たわみ性管の設計では、管のたわみ量と曲げモーメントの両者を照査する。ここでは、R*管を剛性管、F*管とM*管をたわみ性管として扱うことにする。

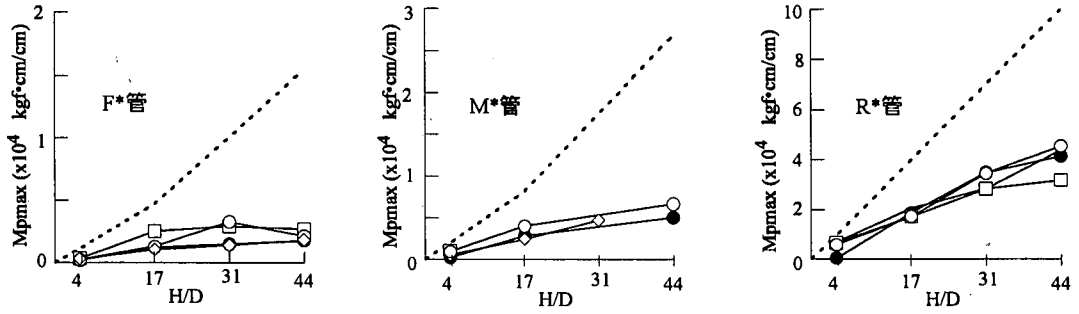
次に、剛性管とたわみ性管のそれぞれに対してマーストンが提案した突出式と溝型式を適用して管に働く鉛直土圧 w_v を求める。その際、沈下比と突出比と呼ばれる2つの設計定数を用いて、管直上の土塊とその周辺の土塊の相対沈下がゼロとなる面(等沈下面と呼ばれる)の深さ H_e を求め、この面から上部の盛土重量をこの面上に載荷重として与え、その面よりも下部では管側から上方に延びる2枚の鉛直仮想すべり面に摩擦抵抗が働くとする。農水基準では、沈下比として剛性管で+0.7、たわみ性管で-0.1をとることが推奨されており、また、突出比は一般には1.0とすることが規定されている。

遠心模型実験で盛土材料として用いたS16、S30、S44の内部摩擦角 $\phi_d(26^\circ \sim 38^\circ)$ に対して H_e を求め、盛土の単位体積重量 γ_t 、管外径D、土被り高Hの各値を突出式(R*管の場合)と溝型式(F*管とM*管の場合)に代入すれば w_v が計算できる。良く知られているように⁷⁾、 ϕ_d が $26^\circ \sim 38^\circ$ の範囲で変化しても H_e を変化させる定数 $2K\mu$ (K:ランキンの主働土圧係数、 μ :土の内部摩擦係数 $\tan\phi_d$)の値は0.38~0.39しか変化しないので、各盛土材料に対して求めた H_e の変化幅は最大でも0.2 mにすぎず、また盛土材料の γ_t も変化幅が小さいので、各盛土材料の w_v の差は無視できるほど(平均値に対して $\pm 2.5\%$ 以内)小さかった。

次に、農水基準では、剛性管の水平土圧は、図-23(a)に示すように、ランキンの主働土圧を台形分布



(a) 100g場の鉛直たわみ率 δ とH/Dの関係



(b) 100g場の原型換算最大曲げモーメント M_{pmax} とH/Dの関係 (1 kgf=9.8 N)

図-24 現行設計法と実験結果の比較

(管頂で p_1 , 管底で p_2)で与える。設計計算では、主働土圧係数 K は裏込めに用いた $S0$ の ϕ_d を用いて算定した。また、たわみ性管の水平土圧は、図-23(b)に示すように、管側を中心とする 100° の範囲に管の水平変位量に比例した放物線分布で与える。たわみ性管の最大水平土圧 p_H は次式:

$$p_H = 1/f \cdot e' \Delta X / (2R) \quad (6)$$

によって求める。ここに、 f は変形遅れ係数(=1.0)、 e' は裏込め材の反力係数、 ΔX は図-23(b)の土圧分布を用いて計算される管側部の水平変位量、 R は式(2)によって定義される管厚中心半径である。 e' の値は土の種類と締固めの程度別に分類されており、その中から実験で裏込め材料として用いた $S0$ の e' の値を選ぶと 3.92 MPa (40 kgf/cm^2)となる。

管のたわみ量については、剛性管に対しては前述のようにゼロとする。一方、たわみ性管については、農水基準では水平たわみ量 ΔX を求めることになっており、その算定式が示されている。ところが実験では鉛直たわみ量 ΔD を測定しているのので、農水基準の ΔX は実験で測定された ΔD と直接比較できない。そこで、著者の一人が図-23(b)の土圧分布に対して

カスティリアーノの定理を用いて導いた次式⁸⁾:

$$\Delta Y = (K' w_v \cdot 2R - 0.059 e' \Delta X) / S_p \quad (7)$$

によって鉛直たわみ量 ΔY を計算し、これから求めた鉛直たわみ率 $\delta = \Delta Y / (2R)$ を設計値とした。ここに、 K' は基礎の支承角 θ によって決まる係数で、

$$K' = \sin\theta/4 - \theta/(4\pi\sin\theta) - \theta\sin\theta/(2\pi) - 3\cos\theta/(4\pi) + (\cos 3\theta - 9\cos\theta + 8)/(48\sin\theta) - \theta/4 + \pi/8 + 1/24 \quad (8)$$

によって与えられる。今回の遠心模型実験のように管周囲 360° を砂で裏込めした場合、設計支承角度 θ は 90° と規定されており、この場合の K' は 0.097 となる。

さらに、管底に生じる最大曲げモーメント M_{pmax} の設計値は、図-23(a), (b)に示した土圧分布($\theta=90^\circ$)から剛性管とたわみ性管に対して求められた式:

$$M_{pmax} = (0.314 w_v - 0.104 p_1 + 0.146 p_2) R^2 \quad (9)$$

$$M_{pmax} = (0.314 w_v - 0.166 p_H) R^2 \quad (10)$$

によって算定される。

農水基準によって算定したF*管、M*管、R*管の $\delta \sim$

H/D関係と $M_{pmax} \sim H/D$ 関係を、図-24(a), (b)に破線で示す。盛土材料を変えても設計計算の結果にほとんど差が無かったので、図には各盛土材料の計算結果の平均を1本の破線で示してある。なお、R*管の δ の設計値は、この管を剛性管と看做したのでゼロとした。図-24にプロットで示した実験結果と設計値を比べると、R*管の δ を除くと、管剛性に関わらず、農水基準による $\delta \sim H/D$ 関係と $M_{pmax} \sim H/D$ 関係は実験結果よりも常に過大であり、この傾向はH/Dが大きくなるにつれて著しく強まることが分かる。

5. 結論

高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法構築のための基礎データを得る目的で、2シリーズの遠心模型実験を行い、以下の結果を得た。

(1) 裏込めで囲われる排水管の土圧と変形挙動

剛性の異なる2本の模型管を用いて、比較的浅い盛土下に埋設される大口径排水管に働く土圧と変形挙動を精度良く測定し、管の曲げ剛性に関わらず、以下の埋設方式の影響が共通に見られると結論した。

①管周囲に裏込めを設けない均一盛土の場合、垂直土圧 σ は管底の近辺に著しく集中する。通常施工通りに管頂深度まで乾燥砂で正台形状の裏込め部を設ける「裏込め有り従来型」の場合、 σ は管頂に著しく集中する。管頂よりも $0.22D$ (D :管外径)だけ上まで乾燥砂で正台形状の裏込め部を設ける「裏込め有り改良型」の場合、 σ は他の埋設方式のような管底や管頂への集中は無く、全体に均等な分布となる。せん断土圧 τ はどの場合も σ に比べてごく小さい。この埋設方式の違いによる土圧 σ の変化は、盛土と裏込め砂の剛性の違いによって生じたものと説明できる。

②このように土圧 σ が変化する結果、裏込め有り従来型では、管壁に生じる曲げひずみ ϵ が裏込めが無い場合よりも大きくなり、管にとって危険側であるので避けた方がよいことが分かった。一方、裏込め有り改良型の場合、管の曲げひずみ ϵ と鉛直たわみ率 ΔD は3つの埋設方式の中で最小となり、この方式が管にとって最も安全であることが確かめられた。

③以上の実験結果から、高盛土下に埋設される排水管では、裏込め部の形式として改良型を採用するのが妥当と結論した。

(2) 高盛土下に埋設される排水管の変形挙動

剛性の異なる3本の小型模型管(F*管, M*管, R*管)を用いて、埋設方式(裏込め有り改良型と裏込め無し)、管の曲げ剛性 S_p 、土被り高 H 、盛土材料、管下部

の盛土の厚さ H_s 、裏込め砂の密度を変えた高盛土下埋設実験を行って、各要因が排水管の変形挙動に及ぼす影響を調べ、以下の結論を得た。

①どの場合も、H/Dならびに原型管の外径 D_p の増大につれて、管の鉛直たわみ率 δ と管壁に生じる最大曲げモーメント M_{pmax} が増える。

② δ は管の曲げ剛性が小さいほど大きい。

③ M_{pmax} は管の曲げ剛性が大きいほど大きい。

④曲げ剛性が小さいF*管とM*管の δ と M_{pmax} は、 $H_s/D=2$ の場合の方が $H_s/D=0$ の場合よりも大きい。曲げ剛性が大きいR*管の δ と M_{pmax} はこれと逆の傾向を示す。

⑤管剛性の大きさに関わらず、 δ と M_{pmax} は裏込め無しの方が裏込め有りの場合よりも大きい。

⑥どの場合も、盛土材料の細粒分含有率が高いほど、 δ は大きい。

⑦裏込め砂の密度を高めると、管剛性に関わらず管の変形度合は少し減る。すなわち、裏込め砂の密度を高める効果はあまり高くない。

⑧最も剛性が高いR*管は、管の埋設方式、 H_s/D 、H/Dがそれぞれ変化しても、常に楕円形に変形する。最も剛性が低いF*管は、裏込め有りの場合、 $H_s/D=2$ では四角形に、 $H_s/D=0$ では管の上側が扁平に変形し、また、裏込め無しの場合は管側が尖った凸レンズ状にそれぞれ変形する。中間の剛性を持つM*管の変形モードは、裏込め有り・ $H_s/D=2$ の場合はR*管の変形モードに、また裏込め有り・ $H_s/D=0$ と裏込め無しの場合はF*管の変形モードにそれぞれ類似する。

⑨以上に述べた各要因による排水管の変形挙動の変化は、裏込め砂、盛土、管の相対的な剛性の大きさが地盤の応力レベルによって変化するのに伴って「裏込め部上部への土圧の集中」と「管の変形に対する裏込め砂の拘束」の2つの作用の大きさが変化するために生じている。

⑩現行設計法によって予測した裏込め改良型の場合の δ と M_{pmax} は、R*管の δ を除き、管剛性、H/D、 H_s/D に関わらず実験結果よりも常に過大であり、この傾向はH/Dの増大につれて著しく強まる。よって、現行設計法に代わる合理的設計法が必要であることが本研究によって再確認された。

謝辞：遠心模型実験にご協力頂いた徳増 健・不動雅之(現 大阪市立大学大学院修士課程)・佐藤雄一(現 大阪市立大学学部学生)・新井 孝幸(現 森本組)の4君に謝意を表します。

付録

本報告で用いた主な記号を以下に示す。

B_s : 管側深度における裏込め部の幅
 D: 模型管の外径
 D_p : 原型管の外径(= nD)
 E_p : 管材料のヤング率
 E_s : 地盤材料の変形係数
 F, R: 土圧測定実験用模型管の頭文字
 F^* , M^* , R^* : 高盛土下埋設実験用模型管の頭文字
 g : 重力加速度
 H: 土盛り高
 H_s : 管下部の盛土の厚さ
 M_m : 模型管に生じる曲げモーメント
 M_p : 原型管に生じる曲げモーメント
 M_{pmax} : 原型管に生じる最大曲げモーメント
 n : 遠心加速度/重力加速度
 P: 模型管の集中線荷重載荷試験で加えた線荷重
 R: 管厚中心半径(= $D/2-t/2$)
 S_0 : 裏込め材料として用いた瀬戸珪砂
 S_{16} : 盛土材料として用いたまさ土
 S_{30} : 盛土材料として用いたシルト質砂
 S_{44} : 盛土材料として用いた粘土質砂
 S_p : 管の曲げ剛性(= $E_p t^3 / \{12(1-\nu_p^2)R^3\}$)
 t : 管壁の厚さ
 δ : 管の鉛直たわみ率(= $\Delta D/2R$)
 ΔD : 管の鉛直たわみ量
 ϵ : 模型管に生じる曲げひずみ
 ϵ_p : 原型管に生じる曲げひずみ
 ϵ_L : ダンベル供試体に生じる真ひずみ
 ϵ_G : ダンベル供試体に貼付したひずみゲージの出力

ϕ_d : 地盤材料の内部摩擦角
 ν_p : 管材料のポアソン比
 ν_s : 地盤材料のポアソン比
 σ : 管に働く垂直土圧
 τ : 管に働くせん断土圧

参考文献

- 1) 東田淳, 李黎明, 日野林讓二: 高盛土下に埋設されるHDPE排水管の変形挙動, 土と基礎, 44-7(462), pp.7-10, 1996.
- 2) Tohda, J., Li, L., and Hinobayashi, J.: Deformation of HDPE drainage pipes buried under high fills in centrifuge models, Proc. of 7th Australia and New Zealand Conf. on Geomechanics, pp.563-568, 1996.
- 3) 地盤工学会: 土工入門, p.183, 1990.
- 4) 伊地朝太, 東田淳, 日野林讓二: 埋設管施工に用いられる砂粒土の設計用弾性定数, 土木学会第54回年学術講演会概要集, 第3部門, Vol. B, pp.278-279, 1999.
- 5) 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.
- 6) 農林水産省構造改善局: 土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」基準書・技術書, 1998.
- 7) 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, 376号/III-6, pp.181-190, 1986.
- 8) 大井克己, 松山眞三, 東田 淳: ポリエチレン排水管の変形挙動, 土質工学会, 土と基礎, 39-12(407), pp.5-10, 1991.

(2000. 6. 8 受付)

DEFORMATION BEHAVIOR OF DRAINAGE PIPES UNDER HIGH FILLS IN CENTRIFUGE MODEL TESTS

Joji HINOYASHI, Jun TOHDA and Hidetaka KANCHIKU

Deformation behavior of drainage pipes under high fills was investigated through centrifuge model tests. In the tests, a dry sand was trapezoidally backfilled around small model pipes with different flexibilities; fills were constructed around the backfilled areas with different soils; lead shot was placed on the model ground to create overburden pressures equivalent to those due to prototype fills with heights up to 100 m. Measured deflections and bending strains of the pipes fully quantified effects, on the deformation of drainage pipes, of pipe flexibility, installation method, cover height, fill material, and thickness of fill under the pipe, and they did not conform to those calculated in accordance with a current design standard, indicating the necessity of a new rational design method.