

## 液状化地盤の沈下を受ける地中管路の挙動に関する研究

BEHAVIOR OF BURIED PIPELINES SUBJECTED TO GROUND SETTLEMENT  
DUE TO LIQUEFACTION

高田至郎\*・片桐 信\*\*・孫 建生\*\*\*・山下淳志\*\*\*\*

By Shiro TAKADA, Shin KATAGIRI, Jian Sheng SUN and Atsushi YAMASHITA

In this paper, we, first, obtained resistance and spring constants acting on buried pipelines when subjected to ground settlement due to liquefaction by an experiment of lifting up pipes in liquefied ground. Second, we investigated the suitability of the spring constants by comparison of the result by a different experiment using a dual sinking soil box with results of non-linear analyses using transfer matrix method. Furthermore, we proposed design formulae and equivalent spring constants of the liquefied ground. The formulae were obtained by beam theory on an elastic foundation and the equivalent spring constants were determined such that calculated values of pipe responses by the proposed formulae are well matched with the result of non-linear analyses.

Keywords: pipelines, liquefaction, ground settlement, elastic foundation, spring constants

## 1. はじめに

緩い砂の液状化地盤では土粒子の側方移動、間隙水圧の消散に伴う圧密によって、地震後に著しい不等沈下が発生する。既存の調査資料によれば盛土地盤の最大沈下量は4 m以上に、平地地盤の最大沈下量は1 m以上に達する場合があります<sup>1)</sup>、非液状化地盤の地震時沈下量の数倍となっている。

1983年日本海中部地震時に八竜町の浜口地区では砂質地盤における噴砂現象がいたるところでみられた。道路下に敷設したφ100 mm APC管路の4か所の被害地点ではいずれも5~20 cmの垂直変位が生じており、これは液状化地盤の不等沈下に伴う管路被害である<sup>2)</sup>。能代市松広町から西通町にかけての道路の地下数mまではきわめて液状化しやすい粒径分布の砂で、地震時の隆起、沈下により、300 m範囲内の道路下の水道、ガス、通信、下水道管路で延べ100か所の被害が発生している。

被害の発生箇所は道路の沈下、隆起箇所とよく一致しており、液状化地盤の不等沈下による被害と推察できる<sup>2)</sup>。また、他の地震でも同様の被害報告がある。

高田らは日本海中部地震の際の液状化被害を受けた通信管路の詳細調査によって相対的にマンホールは浮上し管路は沈下して、マンホールとの取り付け部とその付近の管路に応力集中が発生し、管路が被害を受けることを明らかにした<sup>3)</sup>。

液状化地盤での震動、浮力を受ける地中管路の挙動実験<sup>4),5)</sup>および非液状化地盤の沈下による地中管路挙動実験<sup>6),7)</sup>は多く報告されているが、液状化地盤での沈下を受ける管路の挙動の実験の報告はほとんどない。

地震波動を受ける管路挙動を検討するのに用いられる地盤ばね定数とその解析方法は種々に提案されている<sup>8)</sup>。また、田邊らは軟弱地盤沈下を受ける管路のいくつかのケースについて設計式を提案して、さらに、実験結果との比較によって設計式の有効性および設計用の等価ばね定数を検討している<sup>9)</sup>。

本文では、地震時に液状化地盤沈下を受ける地中管路の設計を行う観点から、地中管路を含んだ地盤が液状化した場合(管路周囲は液状化層)、地中管路を含んだ層が液状化せずにその下層部分が液状化して沈下あるいは側方流動することにより地中管路位置が沈下する場合

\* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科  
(〒657 神戸市灘区六甲台町)

\*\* 正会員 工修 久保田鉄工(株)合成管研究部  
(〒592 堺市石津西町14-2番地)

\*\*\* 学生会員 工修 神戸大学大学院自然科学研究科  
(〒657 神戸市灘区六甲台町)

\*\*\*\* 学生会員 神戸大学大学院工学研究科(同上)

で、地下水位面が地中管路より下にある場合（管路周囲は排水砂層）および地下水位面が地中管路の上にある場合（管路周囲は飽和砂層）の3ケースに対して液状化地盤沈下が地中管路に及ぼす力の算定および地中管路挙動を把握する設計式の提案を試みている。

2. 地中管路に作用する地盤力実験

液状化地盤が不等沈下するとき、管路と地盤とは相対変位を発生するが、室内実験で液状化地盤中の管路を上方に持ち上げ、地盤と相対変位を発生する方法で液状化地盤、排水砂地盤中の管路の上方抵抗実験を実施し、液状化沈下を受ける管路に作用する地盤力を把握する。

(1) 液状化地盤中の管路の上方抵抗実験

図-1に実験の概要を示している。振動台上のせん断砂槽内に管路を埋設している。管路の2か所にワイヤロープを取り付け、それをI形鋼、ロードセルを介してクレーンで引き上げて測定を行った。

地盤が完全液状化したのち管路をクレーンで引き上げ、そのときの変位と抵抗力をそれぞれ変位計とロードセルにより計測した。地盤の完全液状化は地盤中に設置した水圧計（ $P_2, P_3, P_4$ ）および加速度計（ $A_2$ ）によって判断した。また測定は振動中に管路を引き上げる場合と、振動停止直後に管路を引き上げる場合の2種類を行った。液状化中の地盤ばね定数は振動中に引き上げる実験により、また液状化終了直後の地盤ばね定数は振動停止直後に引き上げる実験により検討した。

実地盤の地震時せん断変形現象を再現するために、幅×長さ×高さが75 cm×240 cm×100 cmのせん断砂槽を使っており、せん断槽は軽量のFRP製のフレーム10層からなっている。各層間はボールベアリングで支持されて任意の水平方向に1 cm ずつ動くことができる（図-2参照）。これにより砂層のせん断変形の拘束の影響を軽減させている。さらに最下層には金網と礫で上部地盤と仕切られた水槽を設け、その中の配管から水を

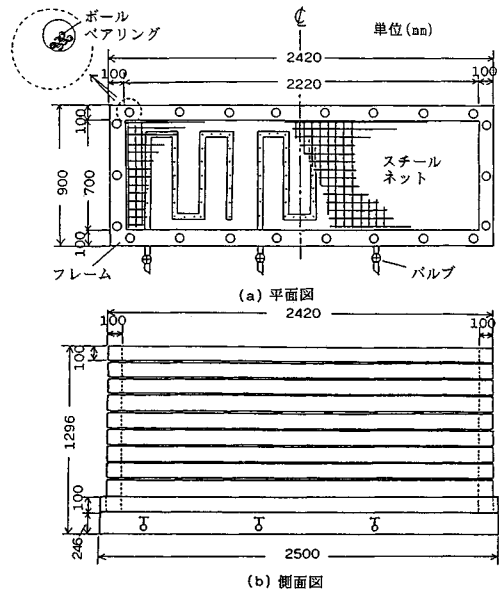


図-2 せん断変形砂槽の概要図

吹き上げることにより緩詰め均質地盤が再現できるように工夫している。

模型地盤材料は粒径を調整した液状化しやすい砂<sup>10)</sup>を使用している。飽和砂のコアサンプリングが困難なことから、本実験の目的が液状化した地盤の抵抗力測定であることを考慮して、模型地盤の密度実験は行っていない。

入力波としては加速度が200 gal、振動数は模型地盤が液状化しやすい5 Hzの正弦波を用いた。埋設管路はφ48 mmおよびφ102 mmの2種類の鋼管路を使用した。長さはそれぞれ120.4 cm、122.0 cmである。また、引き上げに伴う変形が無視できるように剛性の高い鋼管路を使用した。O'Rourke<sup>11)</sup>によれば、管路の管径に対して長さが10倍以上あればパイプの側面の影響は無視できる。本実験で使用する2本の管路はともにこの条件を満たしており、側面の影響は無視できるものとした。

図-1に示されるように管路の引き上げ力、変位はロードセル  $L_1$  と変位計  $D_1$  で測定し、地盤の応答は土層に設置している間隙水圧計  $P_2, P_3, P_4$ 、加速度計  $A_2$  で測定し、振動台の入力加速度は加速度計  $A_1$  で測定している。土中加速度計（ $A_2$ ）によれば液状化した模型地盤の振動加速度がごく小さい<sup>10)</sup>ため、振動中に管路を引き上げる場合の地盤振動による動的影響は無視した。

(2) 排水砂および飽和砂に対する管路の上方抵抗実験

実験の概要を図-3に示している。φ102 mmおよびφ48 mmの鋼製管路をボルトで固定したうえで模型砂槽に埋設し、砂槽上部に取り付けた油圧ジャッキにより上方に引き上げている。そのときの抵抗力はジャッキに連

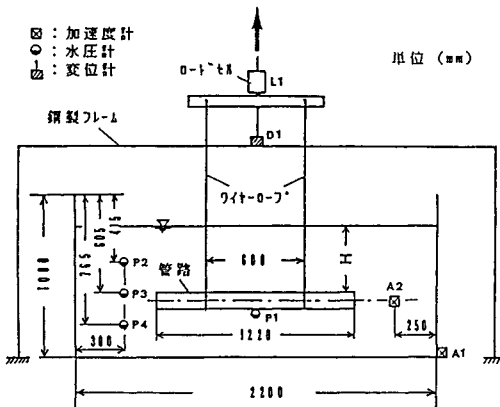


図-1 液状化地盤中の管路上方抵抗実験概要図

動したロードセルにより、また変位は砂槽側壁に取り付けられた2つの変位計により測定している。本実験は油圧ジャッキで変位を与えているため、管路の引き上げは段階的になり変位と抵抗力が一定値に落ち着いた後(約15分程度)に引き上げた。飽和砂模型地盤は緩詰めに作成した砂地盤に上部からホースを差し入れ給水し、地盤全体が均一な飽和状態になるようにした。また、排水砂地盤はいったん飽和させた地盤を作成し、その後砂槽底部に取り付けたバルブから排水したものをを用いた。

(3) 実験結果

上記実験で得られたデータを表-1に、また液状化実験において、管路に作用する土の抵抗力-変位関係を図-4(a), (b)に、飽和砂、排水砂地盤実験における抵抗力-変位関係を図-4(c), (d)に示している。図-4の縦軸は抵抗力を無次元化した値  $(F/\gamma \cdot H' \cdot D \cdot L)$ 、 $F$ : 抵抗力、 $\gamma$ : 砂地盤の単位体積重量、 $H'$ : 地表面から管路中央部までの深さ、 $D$ : 管路の直径、 $L$ : 管路の長さ、横軸は変位を無次元化した値  $(\delta_v/D, \delta_v$ : 鉛直方向変位)である。

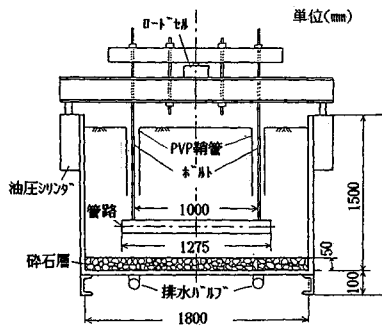


図-3 排水砂・飽和砂地盤中の管路上方抵抗実験概要図

表-1 実験結果の概要

実験名	記号	管径 D(mm)	$\gamma$ (KN/cm <sup>3</sup> )	H'/D	$F_m$ $\gamma \cdot D \cdot L \cdot H'$	$\delta_v, cri$ (cm)
液状化中 実験	V1	102	19.8	4.52	3.05	4.25
	V2	102	19.8	3.44	3.24	4.58
	V3	102	19.8	2.17	5.00	3.65
	V4	102	19.8	4.23	3.75	5.00
	V5	48	19.8	9.54	3.99	7.91
	V6	48	19.8	6.42	3.97	6.64
液状化 直後 実験	VA1	102	19.8	4.96	3.99	5.45
	VA2	102	19.8	3.69	3.67	3.33
	VA3	102	19.8	2.41	4.82	2.91
	VA4	102	19.8	13.52	3.07	14.77
	VA5	48	19.8	9.69	2.32	17.93
	VA6	48	19.8	6.63	4.37	7.62
飽和砂 実験	V1	48	19.8	21.3	1.47	3.00
	V2	102	19.8	10.8	1.52	2.45
	V3	102	19.8	10.7	1.05	2.79
	V4	102	19.8	4.62	1.03	2.80
	V5	165	19.8	5.33	0.78	2.00
排水砂 実験	D1	48	19.8	22.8	6.90	3.60
	D2	102	19.8	10.3	4.75	4.20
	D3	102	19.8	5.29	4.46	1.50
	D4	165	19.8	6.95	3.19	1.60

図-4に示すように排水砂・飽和砂地盤では無次元化最大抵抗力の最大値は  $H'/D$  (地表面から管路中央部までの深さと管路直径の比)の無次元化量が大きくなるほど高い値を示しているが、液状化中・終了直後の結果はそのような顕著な傾向はみられなかった。さらに、無次元化抵抗力の最大値以後は、液状化中・終了直後地盤では抵抗力が急激に低下しているが、他の排水砂、飽和砂実験ではその低下率が小さい。図-5は各実験結果について、さらに埋設深さ  $H'$  と最大抵抗力  $F_m$  の関係をみるために無次元化最大抵抗力  $(F_m/\gamma \cdot h \cdot D \cdot L)$  と  $H'/h$  の関係を示している。 $h$ は地盤厚さである。なお、最大抵抗力はその最大値、または変位の増加に対して抵抗力

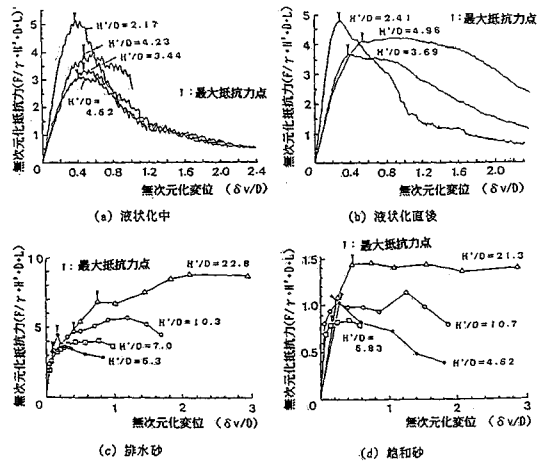


図-4 無次元化抵抗力-変位関係

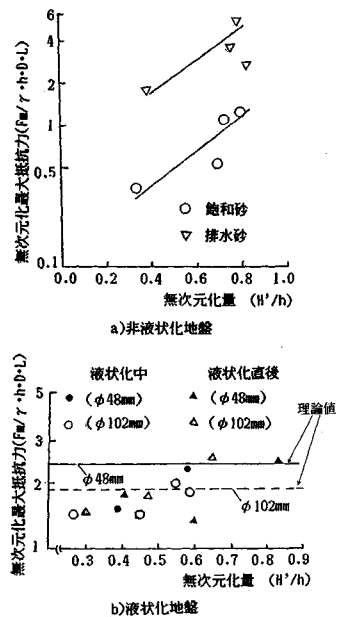


図-5 無次元化抵抗力と  $H'/h$  の関係

の増加率が急激に低下している点をもって定めている。限界変位は最大抵抗力と対応する変位とする。飽和砂・排水砂の場合に管路埋設深さ無次元量  $H'/h$  が大きくなるほど無次元最大抵抗力 ( $F_m/\gamma \cdot h \cdot D \cdot L$ ) が大きくなる。液状化地盤の場合にはこの傾向が明確ではない。

一方、永井らは液状化地盤を粘性流体ととらえ、小球が液状化地盤を沈降していく際速度を測定することによって地盤の粘性係数を求めた。その結果、液状化地盤は粘性係数が  $2 \sim 6 \text{ g} \cdot \text{s}/\text{cm}^2$  の粘性流体と考えてさしつかえないとしている<sup>12)</sup>。そこで、管状の構造物を横切る粘性流体の流れによる単位長さ当たりの力  $F_c$  については Lagerstrom ら<sup>13)</sup> の提案した理論式 (1) を使って液状化中・終了直後地盤での埋設管路に作用する抵抗力を求めると以下のようになる。

$$F_c = 48.98 \cdot \pi \cdot \mu \cdot w_0 [0.5 - \ln(209.96 \cdot Re)] \dots\dots (1)$$

ここに、 $\mu$ ：粘性係数、 $w_0$ ：相対速度、 $Re$ ：レイノルズ数 ( $Re = w_0 \cdot D/\nu$ 、 $\nu$ ：動粘性係数)。

いま、液状化中・終了直後の地盤の粘性係数を  $3.8 \text{ g} \cdot \text{s}/\text{cm}^2$  とすると  $\phi 48 \text{ mm}$  の場合は  $F_c = 206 \text{ kgf}$ 、 $\phi 102 \text{ mm}$  の場合は  $F_c = 364 \text{ kgf}$  となり、図-5(b) に示すよ

うに、これらの値を実験結果と比較すると、両ケースともに埋設深さが大きい付近では実験結果とよく対応している。しかし、埋設深さが小さくなるに従って実験結果は計算値より小さくなる傾向がある。その原因として上述の式 (1) は一様の流れの中に置かれた管状構造物の抵抗力を求めており、埋設深さが小さいと地表面の影響が大きく作用するため差異が出てくると考えられる。つまり、液状化地盤では埋設深さが大きい場合は粘性流体の性格が卓越しているが、埋設深さが小さくなるに従って地表面の影響が大きくなり、粘性流体の性格が薄れていると思われる。

図-6は、液状化地盤の最大上方地盤抵抗力を示すときの変位量 (以下、 $\delta_{v,cri}$ ：限界変位と略す) と埋設深さ  $H'$  の関係を示している。図より、液状化終了直後地盤では埋設深さが大きくなるに従い、限界変位も大きくなる傾向にあるが、液状化中地盤ではほぼ一定値をとっており、限界変位の平均値は  $\phi 48 \text{ mm}$  の場合は  $7.28 \text{ cm}$ 、 $\phi 102 \text{ mm}$  の場合は  $4.37 \text{ cm}$  であった。液状化地盤での限界変位は、液状化地盤中では埋設深さには関係なく管路の管径に反比例している。

液状化実験および飽和砂・排水砂実験の抵抗力-変位関係をそれぞれ最大上方地盤抵抗力と限界変位で除した関係を、図-7に示している。なお、図中の記号は、表-1に示される記号 (実験ケース) と同様である。

液状化中・終了直後の地盤では、抵抗力-変位関係の勾配が排水砂の勾配より小さく、液状化中の勾配と液状化終了直後の勾配はほぼ同じであった。しかし、飽和砂においては排水砂よりも勾配が大きい傾向にあった。実験結果を双曲線関数で近似した場合のそれぞれの関数形は図中に示すようである。

図-7に示される最大抵抗力および限界変位で補正した抵抗力-変位関係から、地盤ばね定数  $k$  は無次元化最大抵抗力  $F_m$  を使って次式で表わされる。

$$k = \frac{F_m}{D \cdot L} \times \frac{1}{\alpha \cdot \delta_{v,cri} \cdot \pi} \dots\dots (2)$$

ここに、 $\alpha$ ：地盤ばね定数をパイリニア型で表示したときの無次元化すべり限界変位係数 (表-2) である。

図-8は、排水砂、飽和砂地盤の実験結果および液状化地盤の実験結果から式 (2) を用いて算出した地盤ばね定数の値と  $H'/D$  の関係を示している。図より、地盤が硬く、埋設深さが大きいほど地盤ばね定数は大きな値を示し、液状化中の  $\phi$

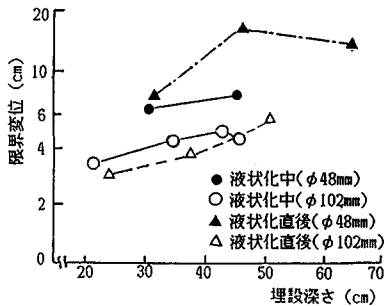


図-6 限界変位と埋設深さの関係

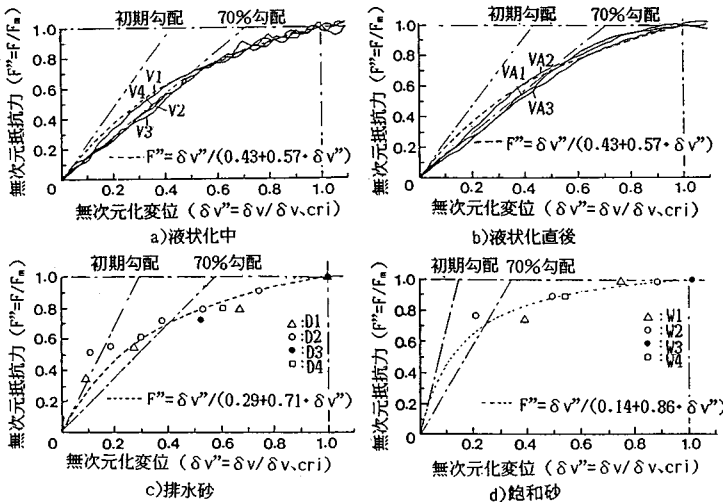
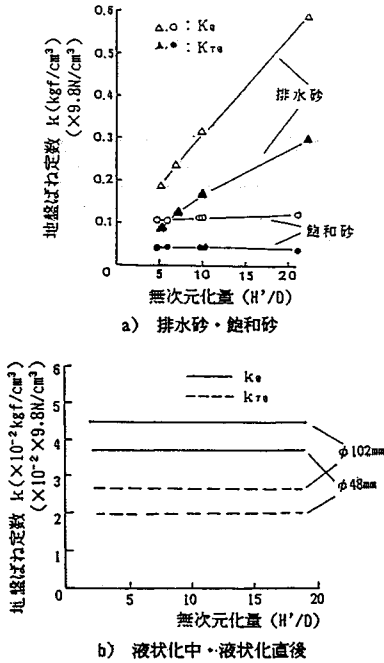


図-7 無次元化抵抗力-変位関係 (双曲線関数表示)



図—8 地盤ばね定数と H'/D との関係

表—2 地盤ばね算出のための係数

実験名	無次元化変位 α			δ <sub>v,cri</sub> /H' β
	初期勾配	70%勾配	100%勾配	
液状化中	0.43	0.715	1.00	-----
液状化直後	0.43	0.715	1.00	H'/D>4, 0.11
排水砂	0.29	0.577	1.00	0.03
飽和砂	0.14	0.357	1.00	0.04
乾燥砂	0.07	0.287	1.00	0.01

表—3 地盤ばね定数値 (H'=1.2 m)

実験名	地盤ばね定数(kgf/cm <sup>2</sup> ) (×9.8N/cm <sup>2</sup> )			すべり限界変位 (cm)		
	初期	70%	100%	初期	70%	100%
液状化中 (φ48mm)	0.037	0.020	0.013	2.6	4.8	7.3
液状化中 (φ102mm)	0.045	0.027	0.019	1.9	3.1	4.4
液状化直後 (φ48mm)	0.043	0.0109	0.0038	7.7	15.2	26.4
液状化直後 (φ102mm)	0.040	0.0145	0.0074	5.7	9.4	13.2
排水砂	0.36	0.18	0.10	1.0	2.1	3.6
飽和砂	0.11	0.043	0.015	0.5	1.4	4.8

102 mm での地盤ばね定数は φ48 mm よりも大きな値を示している。

表—3 に、H'=1.2 m と仮定した場合の φ48 mm と φ102 mm の場合におけるばね定数と、抵抗力-変位関係をバイリニア型としたときのすべり限界変位量を示している。排水砂・飽和砂でのばね定数と限界変位は、以下に示す田邊<sup>10)</sup>が用いている式 (3), (4) から算出した。

$$\frac{F_m}{\gamma \cdot H' \cdot D \cdot L} = 1 - \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot H'} + K \cdot \tan \phi \cdot \frac{H'}{D} \dots\dots (3)$$

$$k = \left(1 - \frac{\pi \cdot D}{8 \cdot H'} + K \cdot \tan \phi \cdot \frac{H'}{D}\right) \cdot \frac{\gamma}{\alpha \cdot \beta \cdot \pi} \dots\dots (4)$$

ただし、γ:土の単位体積重量 (2.0 gf/cm<sup>3</sup>)、φ:砂のせん断抵抗角、β=δ<sub>v,cri</sub>/H', K=π・k・D, 他の諸量は前出と同じである。

ここで、液状化中・終了直後の最大抵抗力が既知であれば、地盤ばね定数から限界変位を求めることができる。したがって、液状化中の地盤ばね定数とともに最大抵抗力の検討が重要な課題となる。

表—3 から、液状化時の地盤沈下による地盤ばね定数は普通地盤のばね定数 (k=0.6 kgf/cm<sup>3</sup> (5.88 kN/cm<sup>3</sup>))<sup>8)</sup> に対し、液状化地盤で φ48 mm の場合で 1/50 に、φ102 mm の場合では 1/32 に低下する。また、飽和砂では 1/40、排水砂では 1/6 に低下することが知られる。ここで、液状化地盤において管路の管径が小さい方が地盤ばね定数が小さくなっているのは最大抵抗力が小さいにもかかわらず、限界変位が大きいからである。

### 3. 二重砂槽による地中管路の沈下挙動実験

表—3 から知られるように排水砂地盤での地盤ばね定数は大きく、液状化終了後の沈下を受ける管路への影響が大きいことが予想される。そこで、弾性地盤上のはり理論によって管路の耐震設計を行うときに、表—3 に示される初期、70%、100%の勾配のどの地盤ばね定数が設計へ適用されるかを検討するために、以下に示す実験を実施した。

#### (1) 実験概要

図—9 に実験の概要を示している。管路周囲の土層が飽和砂あるいは排水砂状態にあることと均一に沈下することを保つために、二重砂槽を使用している。二重砂槽の内槽と外槽の側壁の間には8つのローラが設置されており、これによって内槽が垂直沈下し、2つの槽壁の摩擦を減少している。内外土槽の底部の間に10 cmの砕石層、20 cmの硫安層、15 cmの砂層を順番に敷いている。内部土槽内の地盤に管路が敷設し、一端は固定、他端は自由で片持ち状態になっている。砕石層に注水することにより硫安が溶けて内部土槽が沈下し、地盤と管路に相対変位を生ぜしめ、その折の管路挙動を調べる。なお、飽和砂地盤と排水砂地盤の作成は前述の上方抵抗実験と同じ方法を使っている。

実験には VP φ20 mm, VU φ40 mm の2種類の管路を使用した。管路諸元は表—4 に示している。地盤の沈下量は地盤表面に設置している変位計 D で、管体のひずみはひずみケージ C<sub>1</sub>~C<sub>3</sub> で計測している。

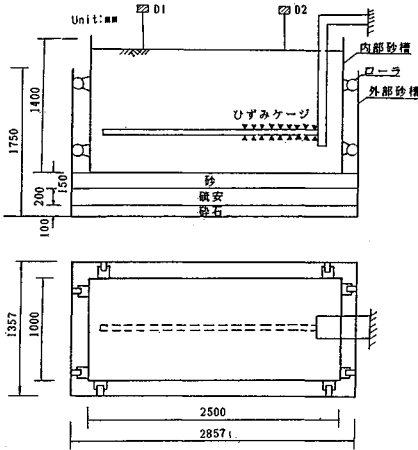


図-9 実験装置および二重砂槽概要

表-4 供試管諸元

	VP φ20	VU φ40
外径 (mm)	26	48
内径 (mm)	20	44
弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	27000	

(2) 実験結果

図-10は実験結果の例であり、図中の黒点は異なる管種、埋設深さ、地盤沈下量に対する管路の曲げ応力分布である。各ケースとも固定端付近で応力が最大となり、最小応力の発生位置は沈下量の増加に伴って固定端から離れていき、その距離は地盤が軟らかいほど、また、管路の剛性が高くなるほど大きくなる傾向にある。図-11は沈下量と応力の関係を示している。図から知られるよ

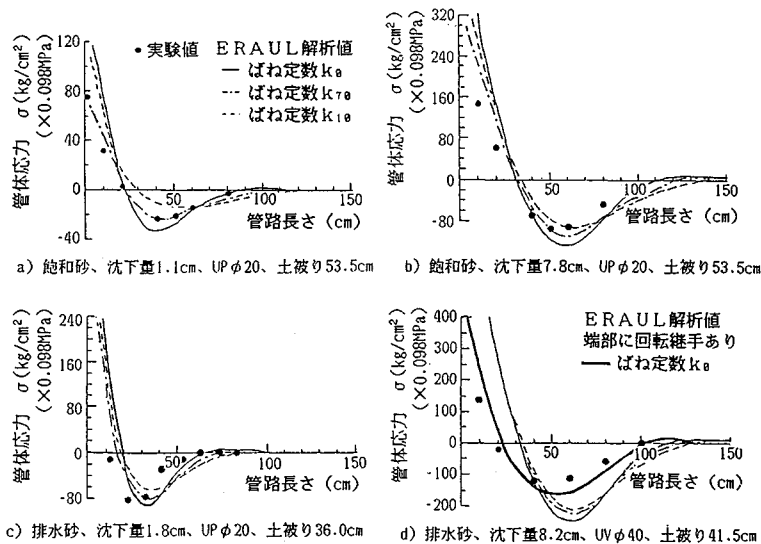


図-10 地盤沈下を受ける管路応力の実験値と計算値の比較

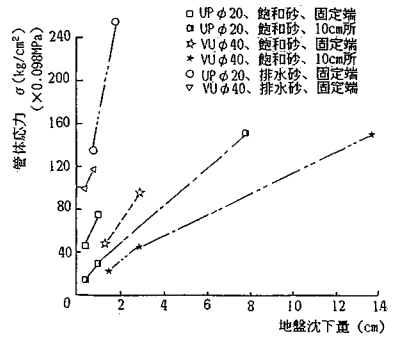


図-11 地盤沈下量と管路応力の関係

うに同じ地盤沈下量で排水砂地盤沈下の場合の管路応力およびその傾きは飽和砂地盤の場合よりはるかに大きい。さらに、小管径のφ20mm VP 管路応力はφ40mm VU 管路より大きい。また、地盤沈下量が大きくなるにつれて管路応力-地盤沈下量の傾きが小さくなっているのは前述の実験から知られるように地盤抵抗力の非線形特性によるものである。

4. 管路沈下挙動シミュレーション

(1) 解析手法

実験結果を検討するために、ERAUL (Earthquake Responses Analysis of Underground Lifelines)<sup>14)</sup> プログラムを用いた。ERAULは弾性床土のはり理論のもとに伝達マトリックス法を用いて解析している。また、地盤および継手の非線形性は荷重増分法を用いて考慮できるようにしている。

解析に用いた管路モデルは、図-12に、またその特性値に関しては表-4にすでに示してある。バイリニア型地盤ばね係数と限界変位は式(3)、(4)で与えた。

(2) 数値シミュレーション結果および検討

図-10の実・破線は各ケースの数値解析結果による管体曲げ応力分布である。沈下量が小さい段階では、排水砂地盤では初期勾配(K<sub>0</sub>)を用いた解析結

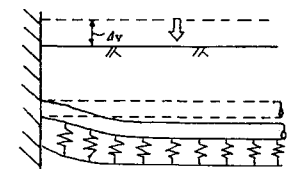


図-12 沈下挙動解析用管路モデル

果に、飽和砂地盤では70%勾配( $K_{70}$ )を用いた解析結果によく一致している(図-10a, c)。しかし、沈下が進行するにつれて次第に実験値が計算値よりも小さくなっていくことがわかる(図-10b, d)。これは管固定部の緩みが原因と考えられる。固定端の緩みを考慮して計算した結果の例は図-10d)に示しているが、実験結果とほぼ一致している。

実験結果と計算結果の比較によって液状化沈下に対する地盤ばね定数としては、排水砂地盤では初期勾配( $K_0$ )、飽和砂地盤では70%勾配( $K_{70}$ )を用いることが妥当であると考えられる。

5. 液状化沈下を受ける地中管路設計式および等価地盤ばね定数の推定

前述実験から得た地盤ばね定数を用いて、ERAULプログラムで液状化沈下を受ける管路の挙動がよく把握できることが知られたが、バイリニア型の非線形地盤ばね定数であるので、実際設計時に異なる管路・埋設条件について計算しなければならないから、時間、経済性の面で問題がある。そこで、液状化沈下実験のデータから弾性地盤上のはり理論によって統一的に液状化沈下挙動を取り扱い、設計等価地盤ばね定数および設計式を求めなければならない。

a) 液状化沈下を受ける管路設計式

液状化沈下による管路の被害は管路とマンホールなどの構造物の接合部で多発している。そこで、液状化沈下に対する埋設管路の設計式の誘導にあたり、図-13に示すように基礎の堅固なマンホールに取り付けられた無継手管路、有継手管路(2種類)の3つの形態にモデル化して、弾性地盤上のはり理論を用いて、次式のように管体曲げ最大応力の算定式を誘導した<sup>9)</sup>。

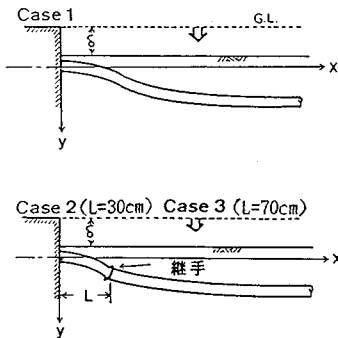


図-13 等価地盤ばね定数を推定するための解析モデル

Case-1

$$\sigma_{max} = E \cdot \delta \cdot \beta^2 \cdot D \quad (x=0) \dots \dots \dots (5)$$

Case-2, Case-3

$$\sigma_{max} = E \cdot \delta \cdot \beta^2 \cdot D \frac{A_1}{A_2} \quad (x=0) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $E$ :ヤング率、 $D$ :管路の外径、 $A_1 = e^{\beta L}(2 + B_R \cdot \beta) + e^{-\beta L} B_R \cdot \beta [1 - 2 \cdot \cos \beta L (\cos \beta L - \sin \beta L)]$ 、 $A_2 = e^{\beta L}(2 + B_R \cdot \beta) + e^{-\beta L} B_R \cdot \beta [1 + 2 \cdot \cos \beta L (\cos \beta L - \sin \beta L)]$ 、 $B_R = EI/K_R$ 、 $K_R$ :継手の回転剛性、である。

b) 液状化沈下等価地盤ばね定数の推定

まず、埋設深さを表-5のように数段階に区分し、各区分ごとに等価地盤ばね定数、限界変位を式(3)、(4)を用いて算出する。次に、表-5の数値を使ってERAULプログラムで管路の沈下挙動を解析する。本解析は地盤ばねの軟化を考慮した非線形解析である。図-14の実線は排水砂、飽和砂地盤の場合の管路最大応力と地盤沈下量の関係についてのERAUL解析結果の例である。

次いで、沈下等価地盤ばね定数の推定にあたり、式

表-5 埋設深さごとの地盤のばね定数および限界変位

区分	埋設深さ (m)	平均埋設深さ (m)	地盤ばねk (kgf/cm <sup>2</sup> ) (×9.8N/cm <sup>2</sup> )	限界変位 δ (cm)
排	1	0.5 ≦ H < 1.0	0.169	0.65
	2	1.0 ≦ H < 1.5	1.25	1.09
	3	1.5 ≦ H < 2.0	1.75	1.52
	4	2.0 ≦ H < 2.5	2.25	1.96
水	5	2.5 ≦ H < 3.0	2.75	2.39
	6	3.0 ≦ H < 3.5	3.25	2.83
	7	3.5 ≦ H < 4.0	3.75	3.26
砂	8	4.0 ≦ H < 4.5	4.25	3.70
	9	4.5 ≦ H < 5.0	4.75	4.13
飽和	10	0.5 ≦ H < 1.5	1.00	1.43
	11	1.5 ≦ H < 3.0	2.25	3.21
	12	3.0 ≦ H < 5.0	4.00	5.71

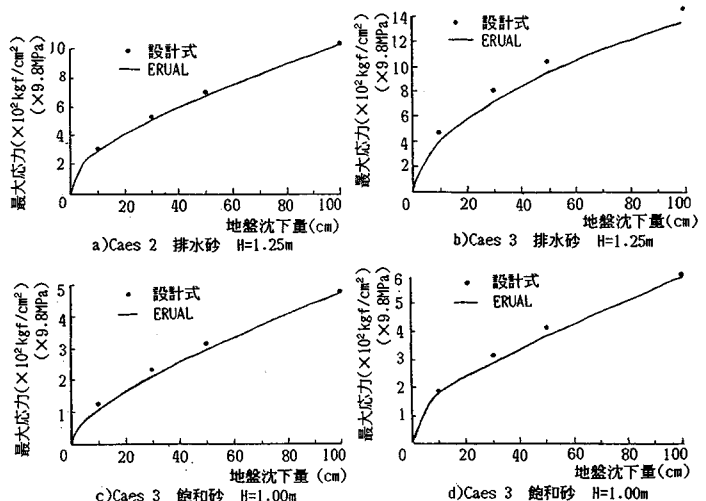
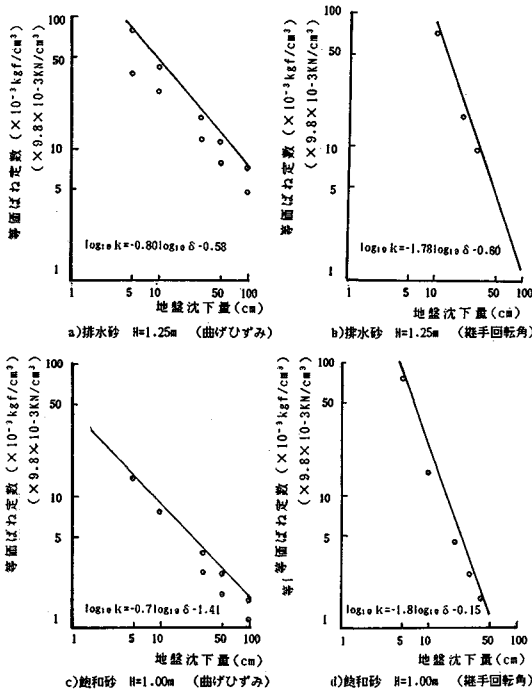


図-14 ERAUL・設計式による管路最大ひずみと地盤沈下量の関係



図—15 等価地盤ばね定数と地盤沈下量の関係

表—6 埋設深さごとの等価ばね定数の諸係数  
(曲げひずみ計算用) (継手回転角計算用)

区分	平均埋設深さ(m)	A		B	
		値	値	値	値
排水砂	1	0.75	-0.727	-1.015	
	2	1.25	-0.799	-0.580	
	3	1.75	-0.837	-0.318	
水	4	2.25	-0.827	-0.173	
	5	2.75	-0.850	-0.011	
	6	3.25	-0.798	0.022	
砂	7	3.75	-0.778	0.082	
	8	4.25	-0.789	0.139	
	9	4.75	-0.699	0.120	
飽和砂	10	1.00	-0.699	-1.409	
	11	2.25	-0.709	-1.100	
	12	4.00	-0.637	-1.027	

注:  $\log_{10} k = A \cdot \log_{10} \delta + B$  k:ばね定数、 $\delta$ :地盤沈下量(cm)

(5), (6) で示した設計式に地盤沈下量を代入し、地盤ばね定数を逐次変化させながら、ERAUL で計算した管体最大曲げひずみおよび継手回転角と一致する沈下量ごとの等価地盤ばね定数を求めた。その値を両対数グラフ上にプロットして、等価ばね定数と地盤沈下量の関係を求めると図—15 が得られる。図—15 は排水砂・埋設深さ 1.25 m と飽和砂埋設深さ 1.0 m の計算例である。さらに、排水砂、飽和砂の場合に各深さごとの計算結果を表—6 に示している。図—15 より、実験データから推定された地盤ばね定数は、沈下量の小さい段階ではばらついているが、沈下量が大きくなるにつれて右下がりの一定の傾向を示している。式 (5), (6) に用いる等価地盤ばね定数には安全側評価を与える上界線 (図—15 中の実線) が考えられる。

c) 管路設計式、ERAUL 解析、実験結果との比較

等価ばね定数と設計式の有効性を検討するために、最大曲げひずみに関する設計式に、表—6 で与えられる沈下等価地盤ばね定数および地盤沈下量を代入することにより ERAUL 計算結果と比較する。図—14 にその比較例を示す。図から知られるように等価地盤ばね定数を用いた設計式による最大曲げひずみは ERAUL プログラムの解析結果とよく一致しており、若干、安全側の評価を与えていることがわかる。

### 6. おわりに

本文では液状化地盤の沈下を受ける管路の挙動およびその設計に着目して、以下の事項を検討していくつかの新たな知見を得た。

(1) 室内模型地盤内の管路の上方抵抗実験によって液状化地盤、飽和砂地盤および排水砂地盤の抵抗力-変位関係、さらに、地盤ばね定数および限界変位を求めた。飽和砂地盤、排水砂地盤の抵抗力、地盤ばね定数は埋設深さが深くなるほど大きくなるが、液状化地盤では、地盤の抵抗力、地盤ばね定数は埋設深さと関係なくほぼ一定値であり、粘性流体と仮定した場合の抵抗力とよく一致する。

(2) 液状化時の地盤沈下による地盤ばね定数は普通地盤のばね定数 ( $k=0.6 \text{ kgf/cm}^3 (5.88 \text{ kN/cm}^3)$ )<sup>9)</sup> に対し、液状化地盤で  $\phi 48 \text{ mm}$  の場合で約 1/50 に、 $\phi 102 \text{ mm}$  の場合では約 1/32 に低下する。また、飽和砂では約 1/40、排水砂では約 1/6 に低下する。

(3) 二重沈下土層を開発して、硫安の水溶性を利用した飽和砂、排水砂地盤の沈下実験から、管路の挙動を調べた。その結果、地盤ばね定数として上方抵抗実験の排水砂初期勾配あるいは飽和砂 70% 勾配を用いて沈下解析を行うと管路挙動をよく説明できることが知られた。

(4) 弾性地盤上のはり理論計算モデルによって管路最大ひずみの算定式を誘導し、本式に用いる等価地盤ばね定数を ERAUL による非線形解析と沈下実験結果の比較により算出した。さらに、その適用性を調べた。

### 参考文献

- 1) 田邊揮司良・高田至郎：ライフライン解析のための地震時地盤沈下量の推定、土木学会論文集, No. 392/I-9, pp. 377~384, 1988年4月。
- 2) 高田至郎・田邊揮司良：1983年日本海中部地震における地中ライフライン被害、建設工学研究所報告, No. 26, pp. 93~112, 1984年12月。
- 3) 高田至郎・田邊揮司良ほか：液状化を受ける通信用管路の挙動解析と地震対策、建設工学研究所報告, No. 26, pp. 113~137, 1984年12月。



- 4) 片田敏行・伯野元彦：液状化過程における地中構造物の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 396，pp. 1～10，1981年2月。
- 5) 北浦 勝・宮島昌克：液状化過程における地中埋設管のひずみ特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 323，pp. 43～53，1982年7月。
- 6) 高田至郎・山部泰男：沈下土槽による埋設管路の大変形実験とその解析，土木学会論文報告集，No. 323，pp. 55～65，1982年7月。
- 7) 大石 博：地盤沈下を受ける埋設管路の挙動に関する二，三の考察，土木学会論文報告集，No. 356，pp. 379～386，1985年4月。
- 8) たとえば，日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，1982年3月。
- 9) 田邊揮司良・高田至郎：地盤沈下を受ける地中管路設計式と適用，土木学会論文集，No. 374/I-6，pp. 593～602，1986年10月。
- 10) 田邊揮司良：地震時地盤変状を受ける地中管路の耐震性評価と設計法に関する基礎的研究，神戸大学博士論文，1988年1月。
- 11) Trautmann, C.H. and O'Rourke, T.D. : Lateral Force-Displacement Response of Buried Pipe, J. Geo. Eng., ASCE, Vol. 111, No. 9, pp. 1077～1092, 1984. 9.
- 12) 永井淳一：液状化地盤中にある構造物の動的応答解析，神戸大学修士論文，1987年2月。
- 13) Lagerstrom, P.A. and Chang, I.D. : Flow at Low Reynolds Numbers, Flugge, W., Editor, Handbook of Eng. Mechanics, McGraw-Hill, New York, pp. 81.1～81.30.
- 14) 高田至郎・高橋俊二・山部泰男：硬質塩化ビニル管の地震時挙動シミュレーション，水道協会雑誌，No. 547，pp. 27～39，1980. 4.

(1989. 12. 11・受付)

---