

噴射注入工法による地中管路の地震時液状化対策に関する研究

高田 至郎・孫 建生・亀田 弘行

COUNTERMEASURES FOR BURIED PIPELINES SUBJECTED TO LIQUEFACTION BY USE OF CCP METHOD

By Shiro TAKADA, Jian-sheng SUN and Hiroyuki KAMEDA

Synopsis

Damages of buried pipelines in liquefied grounds are caused by uplift and sinking of grounds as well as lateral flow. Hear, CCP (Cement Churning Pile) method is proposed as countermeasures to these damages. Buried pipelines can be fixed in any arbitrary shape to adopt the features of CCP method. On the other hand, the method has the possibility that dynamic strains due to wave propagation will become larger than the case with no-countermeasures. So experiments and theoretical analyses were performed. Experimental and theoretical results are summarized as follows:

1. Experimental results: Uplift static strain of pipes with the countermeasures was shown to be 50% smaller than that of no-countermeasures and dynamic strain was only 1/3-1/9 as large as uplift static strain.

2. Theoretical results: Beam theory was used in the response analysis of experimental model. Analytical results showed that dynamic strain is much smaller compared with static strain.

1. ま え が き

地盤の地震時液状化による地中管路の被害は多く報告されている^{1),2),3)}。これらの被害は主に浮力、土の沈下、側方流動によって起こると推測される。近年、実験や理論解析によって液状化地盤中の地中管路の挙動と破壊のメカニズムが調べられると同時に、対策として種々の方法が提案されている。

これらの対策方法は、地盤の液状化の防止に着目した地盤改良工法⁴⁾と機能確保を目的とした構造的に対処する方策の二種類がある。地盤改良工法は、建築、土木分野でよく使われているが、線状の地中管路の場合には工期と経済の面で問題となる。構造対策はさらに、地盤の液状化による構造物の強制的な変形に抵抗する拘束工法と、その強制的変形を吸収する管路自体の対策に区分できる。地盤改良工法では、谷口ら⁵⁾は、グラベルドレーンによる対策の有効性を大型振動台の実験で確認し、地中構造物の浮上量と置換形状の関係を調べている。北浦ら⁶⁾は、地中埋設管の液状化対策工法におけるグラベルドレーン工法の適用に関して、模型実験および透水シミュレーションを実施した。グラベルドレーンの間隙水排水促進効果により液状化をある程度抑制できることが明らかにしているが、一方では地盤沈下を増大させる働きがあることも指摘している。

管路拘束工法では、藤波ら⁷⁾は、管路を杭や砂袋で拘束する方法を提案している。関口・大石ら⁸⁾は、実験で埋設管路をアースアンカーにて固定する工法、管路におもりを適切な場所に設置する工法及びコン

クリートコーティングなどにより浮力とつり合うように管体を重量化する工法の有効性を検討し、いずれの場合も浮上防止効果は良好であるという結果を得ている。さらに、関口らは矢板と砕石ドーンを併用する工法は、液状化に伴う地盤沈下に対して埋設管路が耐震性を有することが保証されれば、極めて効果的な対策工法であることを明示した。永井・高田ら⁹⁾は、地盤の側方流動と共に、マンホールの浮上によるマンホールと管路との結合部破壊が多数発生していることに着目して、マンホールの底部に埋め戻し土の有効応力を受けるアミを取り付け、液状化時に埋め戻し土の向きの力をアミを通じてマンホールに作用させて、浮力と釣り合わせるメカニズムを考案して、非浮上マンホールを開発した。

管路自体対策では、高田ら¹⁰⁾は、マンホール取付部で管厚を増肉する方式の取付管を開発し、実験によって液状化による地盤沈下に対しては、従来型管路に対して約3倍の地盤沈下量まで耐えることを提示している。松田ら¹¹⁾は、差し込み継手管を開発し、その耐沈下、耐側方流動の性能について考察を行なった。

本研究では軟弱地盤の対策工法として用いられている噴射注入工法が、任意の形の固結体になりうるという特徴を利用して、液状化地盤中の管路を固定して、浮力・土の沈下および側方流動に対する地中管路の抵抗力を向上させることを目的としている。ところが、対策後、地中管路を固定するための固結体は架構物になるので、振動や波の伝播による動的ひずみが大きくなる可能性がある。そこで、実験と理論解析により検討した。

噴射注入工法は高圧水と高圧エアーを回転ノズルにより噴射し、同時にセメントなどの硬化材を高圧注入し、土粒子と硬化材を混合し、任意形状の固結体にするものである。CCP工法に関するこの十数年の技術発展によって、種々の注入圧力、硬化材の工法が工夫されている。図1は代表的な工法の一つのCCP工法のメカニズムを示し、図2はその工程手順を示している¹²⁾。さらに、図3は本研究で想定している対策の実施の概要図である。

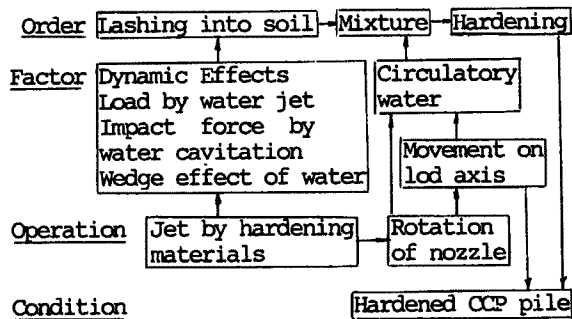


Fig. 1. Mechanism of CCP construction.

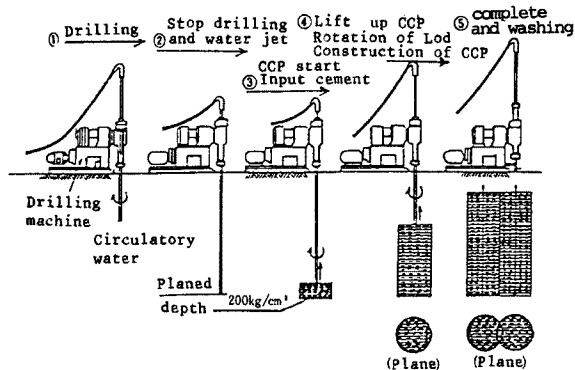


Fig. 2. Operation order of CCP construction.

2. 地中管路の液状化対策実験¹³⁾

2.1 実験条件

震動台上の大型せん断変形砂槽を利用して飽和砂層を形成し、地盤液状化時に模型管路のひずみ、土中の間隙水圧と加速度などを計測した。
(1) 相似率

動的模型実験の現状では地盤と管路について同時に相似率を満足できないので、地盤と地中

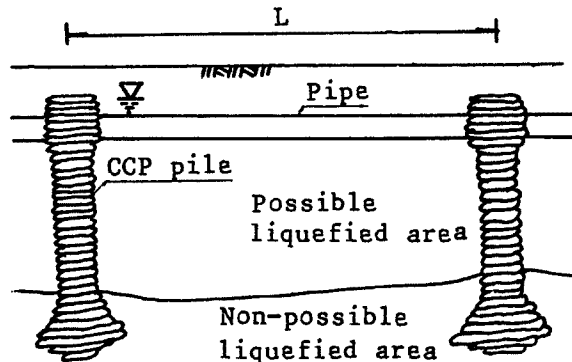


Fig. 3. Countermeasures by CCP for buried pipeline.

管路の相似率を別々に考えている。地盤については、地盤の非線形性を考慮し、実験地盤と実地盤で生じるせん断ひずみと基準ひずみの比は等しいとしている。すなわち、この相似率は完全液状化に至るまでの地盤に対して適用できるものである。完全液状化後に地盤が流動化し、粘性流体に近い特性を有する場合には別の相似率を検討する必要がある。また、構造物については、完全液状化後に地盤のせん断剛性が低下し、かつ構造物が地盤の拘束力に抵抗しながら移動し、力が釣合った状態を考えている。一方、完全液状化に至るまでの構造物の相似率は、別途検討する必要がある。

(a) 地盤の相似率

地盤は、土の非線形性を考慮して、地盤非線形性を Hardin-Drenevich モデルで表示し、実地盤と模型地盤で生じるせん断ひずみと規準ひずみの比を同じとすることで、地盤のせん断剛性が等しくなるとしている国生¹⁴⁾の提案した下記の式を用いている。

$$\begin{aligned} \omega_m / \omega_p &= \eta^{-1/4} \cdot \lambda^{-3/4} \\ \alpha_m / \alpha_p &= 1 \\ U_m / U_p &= \eta^{1/2} \lambda^{3/2} \dots \dots \dots (1) \\ \gamma_m / \gamma_p &= \eta^{1/2} \lambda^{1/2} \end{aligned}$$

ただし、 ω —振動数、 α —入力加速度、 U —水平変位、 γ —地盤ひずみ、 η —密度の縮尺比、 $\eta = \rho_m / \rho_p$ 、 λ —鉛直長さの縮尺、 $\lambda = H_m / H_p$ 、

添え字 m, p は、それぞれモデルと実物を表示している。

実験用土槽は、 $H_m = 1.0$ m、実地盤深さを 16 m と仮定すると $\eta = 1$ 、 $\lambda = 1 / 16$ となり、 $\omega_m / \omega_p = 8$ 、 $\alpha_m / \alpha_p = 1.0$ 、 $U_m / U_p = 1 / 64$ 、 $\gamma_m / \gamma_p = 1 / 4$ となる。

(b) 管路と固結体による構造物模型の相似率

液状化時に地盤の剛性は低下し、地盤の構造物に対する拘束作用も小さくなる。実際の地中管路の軸ひずみと曲げひずみの比率および管路と固結体の応答比率を反映するためには次の相似則が成立すると仮定する。

相似則一：実際と実験の管路自体の曲げ剛性と軸方向の剛性の比率を一定に保つ。

相似則二：実際と実験の管路曲げ剛性と固結体の曲げ剛性の比率を一定に保つ。

管路の軸方向剛性は $R_u = E * A / L^2$

管路の曲げ剛性は $R_i = E * I^4 / L^4$

ただし、 E は管路のヤング係数、 L は管路の長さ、 I は管路の二次断面モーメントである。

ゆえに相似則一によって

$$K_L = (K_I / K_A)^{0.5} \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 K_L —管路の長さの相似率、 K_I —管路の二次モーメントの相似率、 K_A —管路の断面積の相似率である。

式(2)によると $\phi 300$ mm の実際想定管路と $\phi 40$ mm の実験管路では長さの比は 6.82 である。

相似則二によって固結体の相似率と管路の相似率はすべて同じである。

(2) 実験装置

(a) 地盤

地盤材料は液状化しやすい砂の粒径加積曲線¹⁵⁾に収まるように調整した砂を用いた。

(b) せん断変形砂槽

砂槽の壁の影響を減少し、実地盤のせん断振動現象を再現するために、実験用砂槽は軽量の FRP (Fiber Reinforced Plastic) 製のフレーム 10 層からなっている (図 4)。各層間はボールベアリングで支持されており、任意の水平方向に 1 cm 動くことができる。せん断変形砂槽の寸法は、幅×長さ×高さ、75 cm×240 cm×100 cm である。

(3) 入力波

地盤の相似率によって決めた実地震の卓越周期 0.625 HZ に相当する 5 Hz の正弦波を入力としている。

(4) 構造物

模型管路は $\phi 40$ mm の塩化ビニル管を使用し、固結体は plaster で造ったものである。それらの諸元は表 1 に示している。後述の Case-2 に用いるマンホールは比重 0.5, 幅×長さ×高さが 32.5 cm×32.5 cm×42 cm のものである。

2. 2 実験内容および結果

(1) Model-1 (直管路)¹³⁾

図 5 に直管路の液状化実験の概要と計測内容を示している。対策がない場合には管路の一端を土槽壁に固定し、一端は自由である。対策がある場合には、その自由端が破線で表すように固結体によって固定されている。図 6, 図 7 にはそれぞれ対策がある場合とない場合の地盤の加速度と過剰間隙水圧、管体のひずみと自由端の変位の時刻応答を示している。地盤の加速度と間隙水圧は液状化現象特有の特徴を持っている。対策がない場合に自由端部は約 2.3

cm 浮上したのに対し、対策がある場合に自由端が殆ど浮上しない。管体のひずみは、図 6 によると、対策がない場合には管体端部の最大値が約 2000μ であった。その内、動的ひずみは小さく、総ひずみの $1/15$ ぐらいしかない。また、管頂と管底のひずみの絶対値はほぼ等しく、管軸方向のひずみが殆ど発生していないことが分かる。図 7 によると、対策がある場合の管体端部の最大値は約 800μ であって、対策がない場合の $1/2.5$ 程度

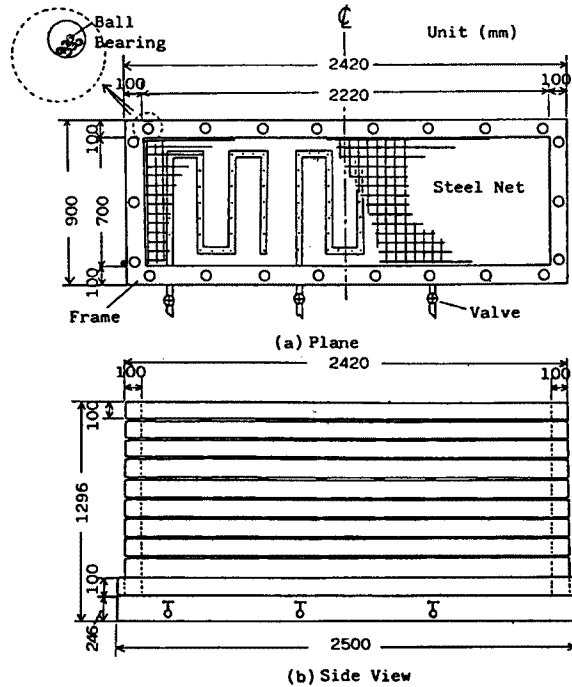


Fig. 4. Shear-Deformation-Soil-Box.

Table 1. Dimensions of pipeline and CCP pile

Item	Dimension of pipe	Dimension of CCP pile	
	$\phi 48$ (Nominal $\phi 40$)	$\phi 60$ (Model-1)	$\phi 42$ (Model-2)
Diameter (mm)	$\phi 48$ (Nominal $\phi 40$)	$\phi 60$ (Model-1)	$\phi 42$ (Model-2)
Thickness (mm)	4	—	
Unit Weight (gf/cm ³)	1.38	1.90	
Young's Modulus (Kgf/cm ²)	30,000	12,300	

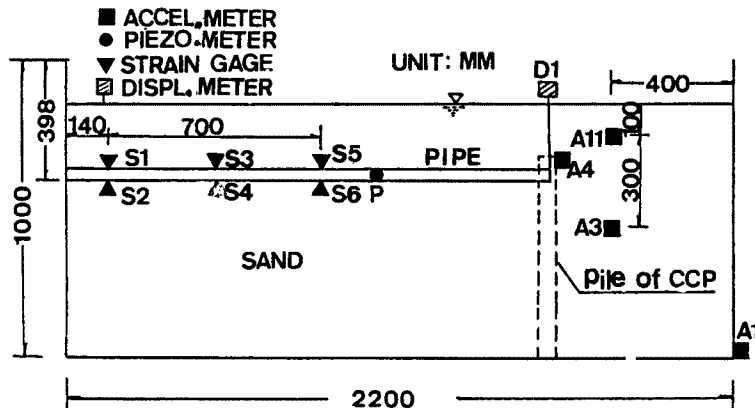


Fig. 5. Model-1 experiment and measures.

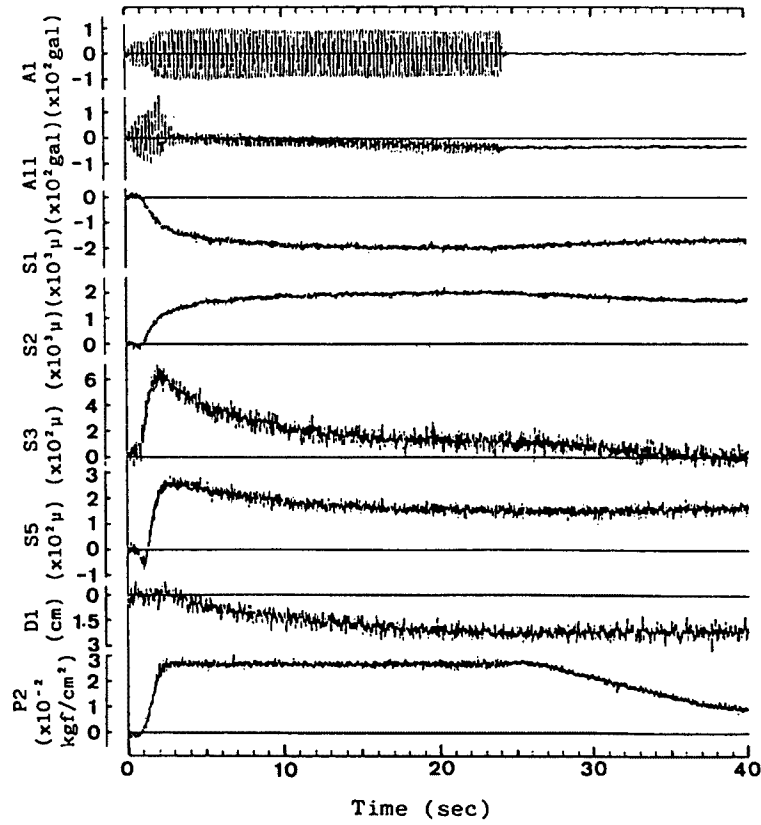


Fig. 6. Time histories of response.
(model-1, no-countermeasure)

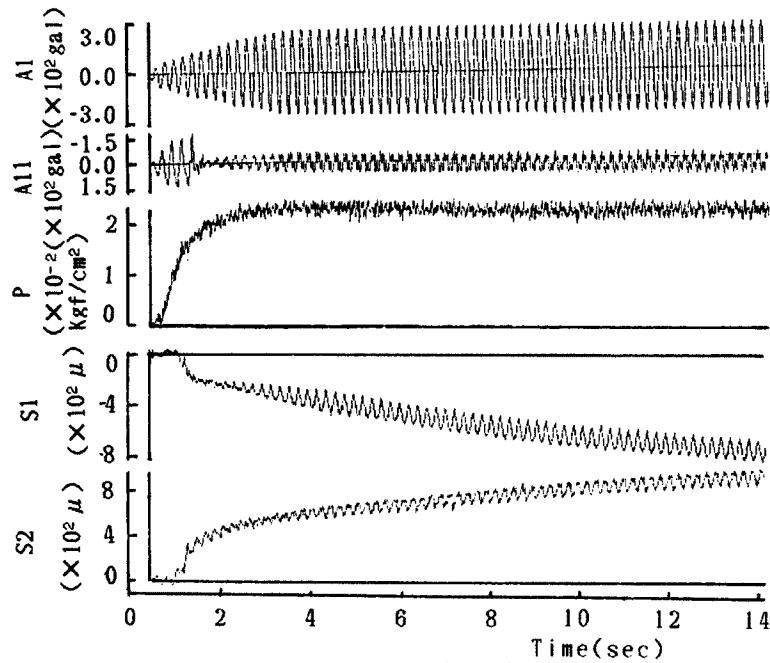


Fig. 7. Time histories of response.
(model-1, countermeasure)

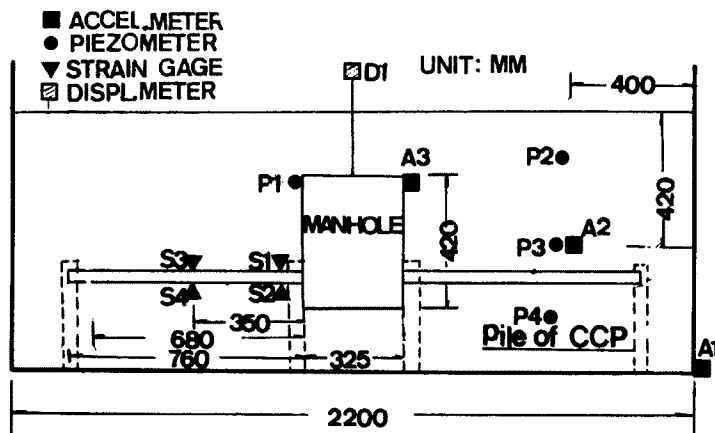
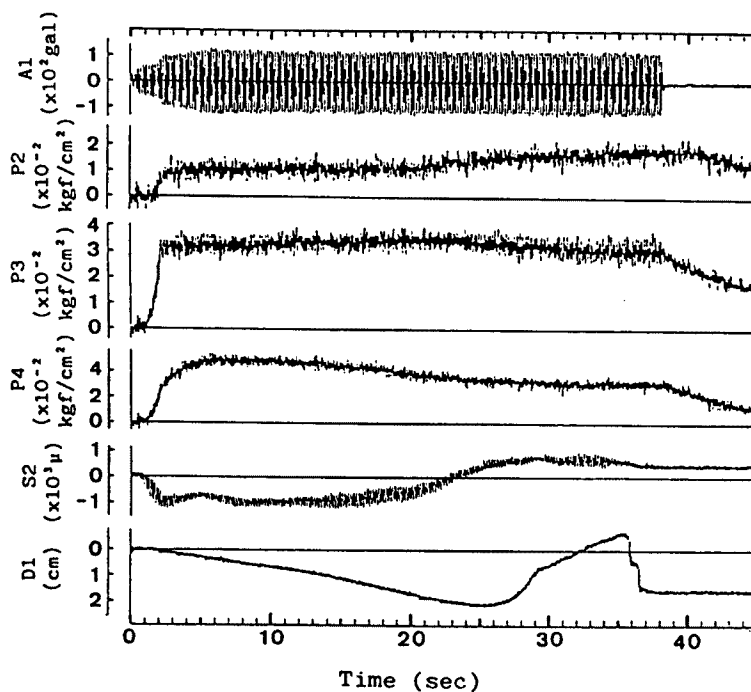


Fig. 8. Model-2 Experiment and measures.

Fig. 9. Time histories of response.
(model-2, no-countermeasure)

となる。その内の動的ひずみは静的ひずみの $1/9$ ぐらいで、入力加速度は、対策が無い場合の約 2.5 倍であっても、動的ひずみはほぼ同程度であることが知られる。

(2) Model-2 (マンホール—管路系)¹³⁾

図 8 に管路を取り付けたマンホールの液状化浮上実験の概要と計測内容を示している。対策がない場合には、管路の他端は自由条件となっており、直接に砂地盤の中に置かれている。対策は破線で表示した 4 本の固結体で管路を固定したものである。図 9、図 10 にはそれぞれ対策のない場合と対策のある場合の実験結果の時刻歴を示している。図 9 の対策のない場合には、マンホールは約 25 sec までほぼ等速度で傾斜せずに浮上し、その後、地表面上に突出して転倒した。管体のひずみはマンホール近傍で約 1200μ 発生した。その内の動的成分は約 200μ で、静的ひずみの $1/5$ である。図 10 の対策がある場合には、

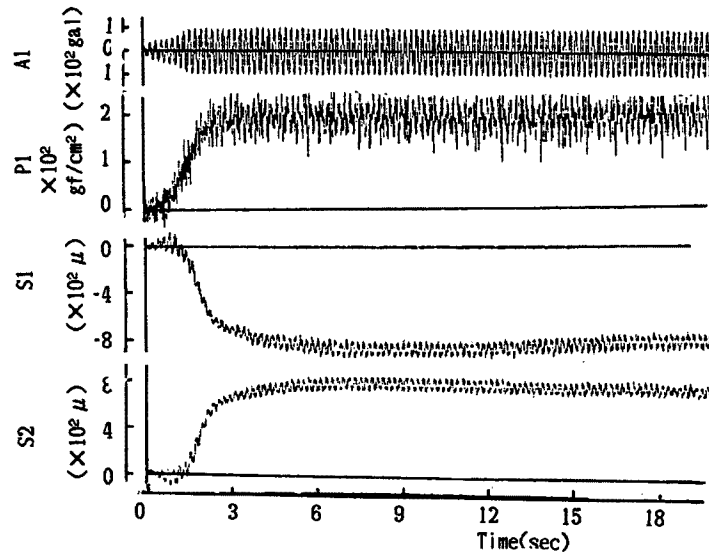


Fig. 10. Time histories of response. (model-2, countermeasure)

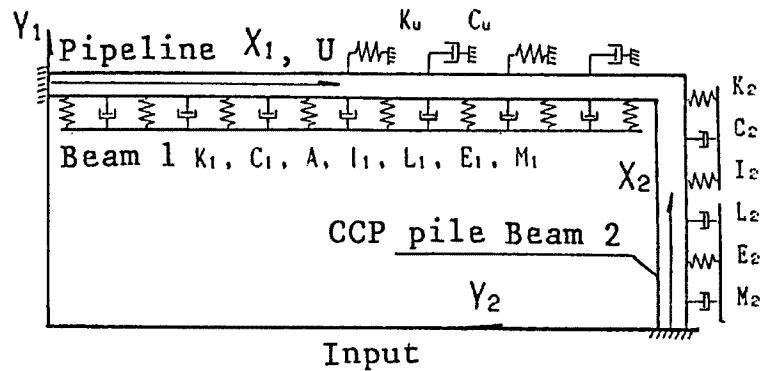


Fig. 11. Model of analysis.

予想されるようにマンホールは浮上せずに、管体のひずみは約 600μ で、対策がない場合の $1/2$ ぐらいとなった。その内の動的成分は 100μ で、静的成分との比率は約 $1/5$ である。動的ひずみは対策がない場合よりも小さくなることが知られた。

3. 対策実験モデルの液状化挙動解析

3.1 解析モデルと運動方程式

図 11 に実験に対応した解析モデルを示している。はり 1 (管路) の軸方向及び曲げ方向の振動を考慮し、土の軸方向バネ常数 K_u 、減衰常数 C_u 、横方向のバネ常数 K_1 、減数常数 C_1 とする。はり 2 (固結体) では曲げ振動だけを考慮している。土のバネ常数 K_2 、減衰常数 C_2 とする。ただし、軸方向と曲げ振動の相互影響、管路と固結体の内部減衰を無視する。さらに、液状化時には地盤が一様に流動状態になると考えられ、深さ方向における地盤変位の差は小さいと見なして一様な運動を仮定している。

(1) 境界条件:

	軸方向		曲げ方向	
はり1:	$X_1=0$	$U_1=0$	$Y_1=0,$	$\frac{\partial Y_1}{\partial X_1}=0$
	$X_1=L_1$	$U_1=U_0,$	$Y_1=0,$	$\frac{\partial Y_1}{\partial X_1}=\phi$
はり2:	$X_2=0$		$Y_2=0,$	$\frac{\partial Y_2}{\partial X_2}=0$
	$X_2=L_2$		$Y_2=-U_0,$	$\frac{\partial Y_2}{\partial X_2}=\phi$

また $X_1=L_1, X_2=L_2$ では

$$E_1 I_1 \frac{\partial U_1}{\partial X_1} = -E_2 I_2 \frac{\partial^3 Y_2}{\partial X_2^3} \dots\dots\dots (3)$$

$$E_1 I_1 \frac{\partial^2 Y_1}{\partial X_1^2} = -E_2 I_2 \frac{\partial^2 Y_2}{\partial X_2^2} \dots\dots\dots (4)$$

(2) 曲げ振動の基本方程式 (図 11 を参照のこと)

$$EI \frac{\partial^4 Y}{\partial X^4} + M \frac{\partial^2 Y}{\partial t^2} + C \frac{\partial Y}{\partial t} + KY = F(t) \dots\dots\dots (5)$$

ただし、式の諸元は図 11 に示してあるが、簡便のため、添字を省略した。

誘導の簡単のために、式 (5) の解を次の形に仮定する。

$$Y = Z(X, t) \exp(\alpha, t)$$

式 (5) は次式に変形される。

$$EI \frac{\partial^4 Z}{\partial X^4} + M \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} + (2\alpha M + C) \frac{\partial Z}{\partial t} + (\alpha^2 M + C\alpha + K)Z = F(t) \exp(-\alpha t) \dots\dots\dots (6)$$

ここで $2\alpha M + C = 0$ とすると式 (6) は式 (7) となる。

$$EI \frac{\partial^4 Z}{\partial X^4} + M \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} + \left(K - \frac{C^2}{4M}\right)Z = F(t) \exp(C/2M \cdot t) \dots\dots\dots (7)$$

(3) 軸方向振動の基本方程式

$$-EA \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} + M \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} + C \frac{\partial U}{\partial t} + K_u U = F_u(t) \dots\dots\dots (8)$$

ただし、式 (8) の諸元は、図 11 に示してある。添字は省略してある。

式 (5) と同じように $U = V(X, t) \exp(\beta t)$ とすると式 (8) は、次のようになる。

$$-EA \frac{\partial^2 V}{\partial X^2} + M \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} + (2\beta + C) \frac{\partial V}{\partial t} + (M\beta^2 + C\beta + K_u)V = F_u \exp(-\beta t) \dots\dots\dots (9)$$

さらに、 $2\beta M + C = 0$ とすると (9) 式は、次式の形になる。

$$-EA \frac{\partial^2 V}{\partial U^2} + M \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} + \left(K_u - \frac{C^2}{4M} \right) V = F_u(t) \exp(C/2M \cdot t) \dots\dots\dots (10)$$

(4) 変数分離手法

式(7)の補足方程式は次のようである

$$EI \frac{\partial^4 Z}{\partial X^4} + M \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} + \left(K - \frac{C^2}{4M} \right) Z = 0 \dots\dots\dots (11)$$

今、 $Z(X, t) = \phi(X) Z_0(t)$ として、式(11)に代入して、さらに、 $\frac{d^4 \phi}{dX^4}$ を $\phi_{xxxx}(X)$ 、 $\frac{d^2 Z_0(t)}{dt^2}$ を $\ddot{Z}_0(t)$ とすると、次式が得られる

$$\frac{\phi_{xxxx}(X)}{\phi(X)} + \frac{M \ddot{Z}_0}{EI Z_0} + \frac{1}{EI} \left(K - \frac{C^2}{4M} \right) = 0 \dots\dots\dots (12)$$

$\frac{\phi_{xxxx}(X)}{\phi(X)} = a^4 = \lambda$ 、 $\frac{M \ddot{Z}_0}{EI Z_0} = - \left\{ \lambda + \frac{1}{EI} \left(K - \frac{C^2}{4M} \right) \right\}$ として、変数分離を行い、

$$\phi_{xxxx}(X) - \lambda \phi(X) = 0 \dots\dots\dots (13)$$

$$\ddot{Z}_0(t) + \omega^2 Z_0(t) = 0 \dots\dots\dots (14)$$

$$\omega^2 = \frac{EI}{M} \left\{ \lambda + \frac{1}{EI} \left(K - \frac{C^2}{4M} \right) \right\} \dots\dots\dots (15)$$

式(13)の解は式(16)である

$$\phi(X) = A_1 \sin(aX) + A_2 \cos(aX) + A_3 \sinh(aX) + A_4 \cosh(aX) \dots\dots\dots (16)$$

同様に式(10)の補足方程式は

$$-EA \frac{\partial^2 V}{\partial X^2} + M \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} + \left(K_u - \frac{C^2}{4M} \right) V = 0 \dots\dots\dots (17)$$

曲げの場合と同じように $V(X, t) = \phi(X) Z_1(t)$ として、式(17)に代入して、

さらに $\frac{d^2 \phi}{dX^2}$ を $\phi_{xx}(X)$ 、 $\frac{d^2 Z_1(t)}{dt^2}$ を $\ddot{Z}_1(t)$ とし、整理すれば

$$-\frac{\phi_{xx}(X)}{\phi(X)} + \frac{M \ddot{Z}_1}{EA Z_1} + \frac{1}{EI} \left(K_u - \frac{C^2}{4M} \right) = 0 \dots\dots\dots (18)$$

$\frac{\phi_{xx}(X)}{\phi(X)} = -\eta = -b^2$ 、 $\frac{M \ddot{Z}_1}{EA Z_1} = - \left\{ \eta + \frac{1}{EI} \left(K_u - \frac{C^2}{4M} \right) \right\}$ とすると

$$\phi_{xx}(X) + \eta \phi(X) = 0 \dots\dots\dots (19)$$

$$\ddot{Z}_1(t) + \omega^2 Z_1(t) = 0 \dots\dots\dots (20)$$

$$\omega^2 = \frac{EA}{M} \left\{ \eta + \frac{1}{EI} \left(K_u - \frac{C^2}{4M} \right) \right\} \dots\dots\dots (21)$$

式(19)の解は次式がえられる

$$\phi(X) = B_1 \sin(bX) + B_2 \cos(bX) \dots\dots\dots (22)$$

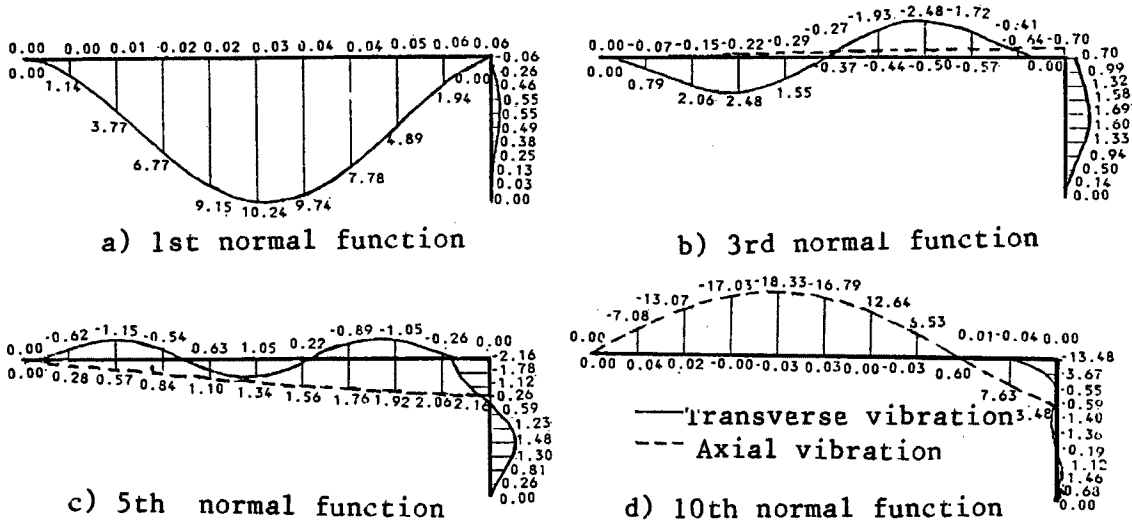


Fig. 12. Model-1 normal function.

(5) 基準振動形

(a) はり1の曲げ振動

式 (15), (16) から

$$\phi(X_1) = A_1 \sin(aX_1) + A_2 \cos(aX_1) + A_3 \sinh(aX_1) + A_4 \cosh(aX_1) \dots (23)$$

$$\omega_1^2 = \frac{E_1 I_1}{M_1} \left\{ a^4 + \frac{1}{E_1 I_1} \left(K_1 - \frac{C_1^2}{4M_1} \right) \right\} \dots (24)$$

(b) はり1の軸振動

式 (21), (22) から

$$\phi(X_1) = B_1 \sin(bX_1) + B_2 \cos(bX_1) \dots (25)$$

$$\omega_u^2 = \frac{E_1 A}{M_1} \left\{ b^2 + \frac{1}{E_1 A} \left(K_u - \frac{C_u^2}{4M_1} \right) \right\} \dots (26)$$

(c) はり2の曲げ振動

式 (15), (16) から

$$\phi(X_2) = C_1 \sin(dX_2) + C_2 \cos(dX_2) + C_3 \sinh(dX_2) + C_4 \cosh(dX_2) \dots (27)$$

$$\omega_2^2 = \frac{E_2 I_2}{M_2} \left\{ d^4 + \frac{1}{E_2 I_2} \left(K_2 - \frac{C_2^2}{4M_2} \right) \right\} \dots (28)$$

境界条件と $\omega_1 = \omega_2 = \omega_u$ を式 (23), (24), (25), (26), (27), (28) に代入すると、未知数 $a, b, d, A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2, C_1, C_2, C_3, C_4$ は決定されて、基準振動形は容易に計算できる。図12は代表的な1次、3次、5次、10次の振動形を示している。1次振動形は、はり1の1次曲げ振動が主な成分を占めている。3次振動形は、はり2の1次曲げ振動とはり1の2次曲げ振動が主な成分を占め、はり1の軸方向成分は小さい。5次振動形は、はり1の軸方向の1次、曲げ方向の3次、はり2の2次振動成分は、大体同じ程度である。10次振動形では、はり1の軸方向応答成分がとくに卓越することが分かる。

(6) 全体系の解

全体系の基準振動系を $\phi_n(X)$ と記すと

$$\ddot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \dots\dots\dots (29)$$

ただし、 $M_n = \int_0^L \phi_n^2(X) M(X) dX$

$$P_n(t) = \int_0^L \phi_n(X) P(X, t) \exp(C/2M(X) \cdot t) dX$$

L は、全体系で表示してある。

$$P(X, t) = \begin{cases} q & \text{: はり1の曲げ方向} \\ (-M_1 U_0 - K_n Y^*) & \text{: はり1の軸方向} \\ (-M_2 U_0 - K_2 Y^*) & \text{: はり2の曲げ方向} \end{cases}$$

$$\phi_n(X) = \begin{cases} \phi_n(X_1) & \text{: はり1の曲げ方向} \\ \phi_n(X_1) & \text{: はり1の軸方向} \\ \phi_n(X_2) & \text{: はり2の曲げ方向} \end{cases}$$

$$M(X) = \begin{cases} M_1 & \text{: } X=X_1 \\ M_2 & \text{: } X=X_2 \end{cases}$$

ω_n は、式 (24), (26), (28) で決定される。

また、 q は浮力、 $q = \gamma_0 - \gamma_p$ 、 γ_0 は土の比重、 γ_p は管路のみかけ比重、 Y^* は土と振動台の変位の差である。

表1の管路と固結体の諸元を用いて数値計算を実行した。計算モデルの固有振動数は入力振動数よりずっと大きいので、系の応答は質量と減衰係数の影響をあまり受けないと思われるため、各次振動形の減衰係数はすべて $\xi_n = 0.1$ を用いた。なお、付加質量は文献14) によって考慮した。

入力加速度は実験時に記録した振動台の加速度データを使用した。

地盤バネ常数は実験結果と計算結果を対照して決定した。図13には $k = 0.0003 \text{ kgf/cm}^2$ 時の実験結果と計算結果の比較を示している。図から知られるようにひずみの動的成分は実験と計算の両者は、良い一致を示しているが、静的成分にはかなりの差がある。計算モデルでは固結体は下部で完全固定となっているが、実験の時には固結体を固定している鋼製のはりの変位によって管体のひずみが大きく発生したと思われる。動的ひずみが計算と実験によって等しくなる地盤のバネ常数は普通地盤の約 1 / 500 程度であり、文献13) の実験結果とほぼ同じ範囲にあると考えてよい。

4. 実際想定管路の計算

相似率によれば、実際想定管路の口径を $\phi 300 \text{ mm}$ の PVC 管とすれば、片持ち長さは 1090 cm に相当する。表2は想定管路の諸元を示している。

4.1 浮力による静的ひずみ

式 (29) を用いて、実際想定管路の浮力による静的ひずみを計算した。表3は地盤のバネ常数の変化による静的ひずみの変化を示している。バネ常数を、 0.00003 kgf/cm^2 から 0.01 kgf/cm^2 までの範囲で変化した結果であるが、ひずみも大きく変化しており、文献15) と同様の結果である。計算に用いた固結体の直径は 35 cm で長さは 600 cm である。実験から得たバネ常数 0.0003 kgf/cm^2 を使う場合、最大ひずみは 2750μ となる。

固結体のサイズはその引張許容応力 [q] によって決定される。表4は管路が浮力を受ける場合に、固結体に作用する引張力を設計荷重とし、実際の [q] の変化によって、決定した固結体の直径を示してあ

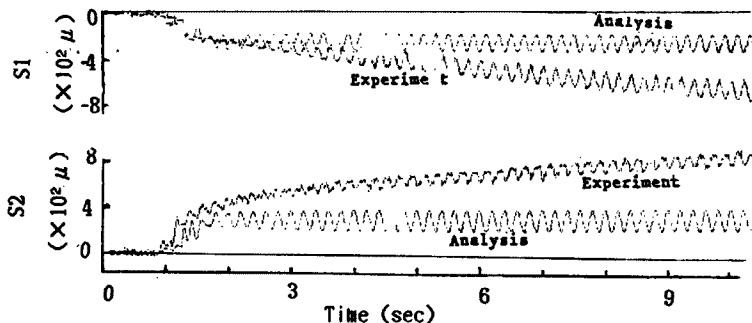


Fig. 13. Comparison of experimental strains with analytical ones. (model-1)

る。表4には、さらに、浮力作用下で固結体直径が変化した場合の管体ひずみを示している。表から分かるように、固結体直径の変化によってひずみはあまり変化しない。なお、表4では、管路と固結体の相対曲げ剛性比 ν を使用している。

図14は、計算した固結体の間隔 L の変化による管路の最大変位と最大ひずみを示している。図から知られるように、 $L > 25$ mになると管路の変位は一定値となる。これは、計算では線形バネを仮定しており、地盤の反力(バネ常数 \times 管路変位)と管路に作用する浮力がバランスした結果である。この影響を受けて、管路ひずみは $L > 15$ mになると一定値をとり、 $L > 20$ mになると減少の傾向にある。さらに、図(a)によれば管路の変位が管路直径の $1/2$ になる時の L は12.5 mである。

Table 2. Dimension of actual pipeline

Item	Dimension of pipe
Diameter (mm)	$\phi 318$ (Nominal $\phi 300$)
Thickness (mm)	32
Unit Weight (gf/cm ³)	1.38
Young's Modulus (kgf/cm ²)	30000

Table 3. Relation between spring constant and maximum static strains by bouyancy

Spring constant (kgf/cm ³)	0.00003	0.0003	0.003	0.01
Maximum static strain (μ)	3700	2750	1239	493

4.2 動的ひずみ

(1) 波の伝播を考慮した動的方程式の誘導

図15は波の伝播に伴い、管路長手直交方向の曲げ振動計算モデルを示している。 $U-V$ は基準座標系、 $X-Y$ は相対座標系である。波の伝播による地盤の変位を $V_0(U, t)$ 、A点での変位を $V_0[U(A), t]$ で表現すると、部材の任意点の変位は

Table 4. Diameter of CCP pile and stress changed by tensile allowable stress [q] of CCP

Tensile allowable stress [q] of CCP (kg/cm ²)	1.5	2.0	2.5	3.0
Diameter of CCP pile (cm)	35	30	28	25
ν	0.10	0.15	0.25	0.35
Static strains (μ)	2750	2853	2931	3039
Dynamic strains (μ)	175	238	—	252

Note: $\nu = \frac{E_1 I_1}{L_1^4} / \frac{E_2 I_2}{L_2^4}$

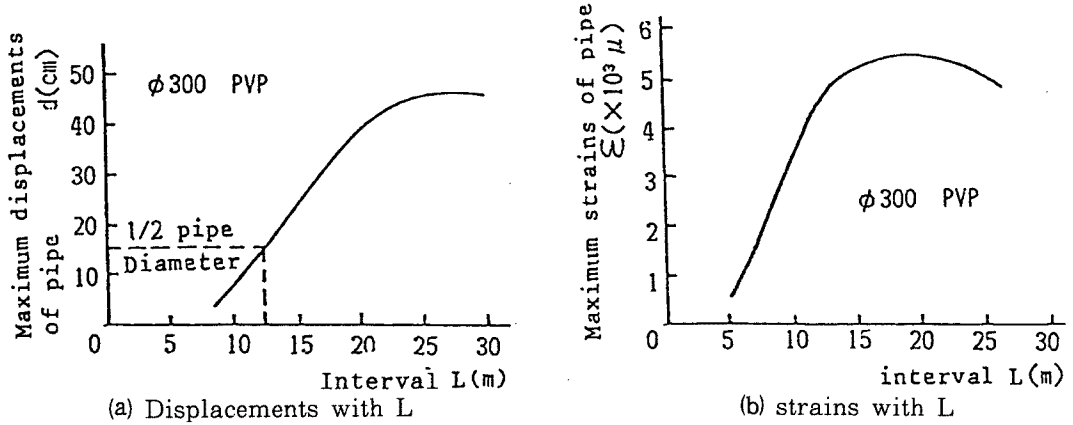


Fig. 14. Displacements and strains of pipeline related with interval L of CCP pile by uplift.

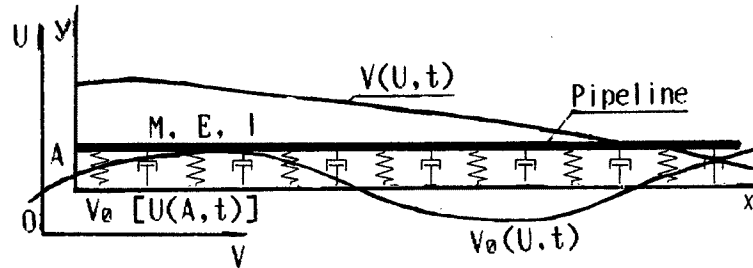


Fig. 15. Analytical model of buried pipeline by SV-wave propagation.

$$V(U, t) = V_0[U(A), t] + Y(X, t) \dots\dots\dots (30)$$

上式から

$$\frac{\partial^4 V}{\partial X^4} = \frac{\partial^4 Y(X, t)}{\partial X^4} \dots\dots\dots (31)$$

$$\frac{\partial^2 V}{\partial t^2} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{V_0[U(A), t]\} + \frac{\partial^2 Y(X, t)}{\partial t^2} \dots\dots\dots (32)$$

地盤からの作用力は、

$$Q = K[V(U, t) - V_0(U, t)] = K\{V_0[U(A), t] + Y(X, t) - V_0(U, t)\} \dots\dots\dots (33)$$

ゆえに、

$$EI \frac{\partial^4 Y(X, t)}{\partial X^4} + M \frac{\partial^2 Y(X, t)}{\partial t^2} + K \cdot Y(X, t) = P_1 + P_2 \dots\dots\dots (34)$$

ただし、Eは管路のヤング係数、Iは管路の二次断面モーメント、Mは管路の分布質量、Kは地盤バネ常数で、

$$P_1 = -M \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{V_0[U(A), t]\} \quad (\text{振動による外力})$$

$$P_2 = K \{-V_0[U(A), t] + V_0(U, t)\} \quad (\text{波の伝播による外力})$$

$V_0(U, t)$ が単一の周波数の場合には,

$$V_0(U, t) = V_d \sin \omega \left(t - \frac{X}{C} \right)$$

C は波速である。

図11の計算モデルに対して、式(29)の外力項に波の伝播による外力 P_2 を代入し、波の伝播の垂直成分による管路の応答が計算できる。

管路長手方向について、 P 波伝播の場合の運動方程式も同様に誘導できるが、紙面の都合上省略する。

(2) 計算条件

相似率によれば、入力の変動数 0.625 Hz の正弦波の場合、加速度が 250 gal、地盤変位 V_d は 16.2 cm となる。

波速 C は、ガス指針によって、安全側に見積り、液状化前には $C = 320 \text{ m/sec}$ 、液状化中には $C = 800 \text{ m/sec}$ を採用する。実地盤では非液状化地盤ほど波速は大きいと考えられるが、ここで、採用した波速は非液状化地盤ほど波動伝播に伴う地盤ひずみを大きく算定するために用いた等価な波速である。

地盤のバネ常数は、文献15)を参照して、非液状化地盤では 0.043 kgf/cm^2 として、液状化地盤では、 0.0003 kgf/cm^2 を用いた。

(3) P波入射による実際想定管路ひずみ

(a) 液状化前

図16には、液状化前の波動伝播の水平成分による管路の最大ひずみを示している。総ひずみの内、波の伝播によるひずみが大部分を占め、振動によるひずみは、いずれの場合にも 100μ 以下で、総ひずみの $1/30$ 程度である。総ひずみは液状化中の浮力による 2750μ のひずみより小さい。総ひずみと相対剛性率の変化傾向を把握するために、図17には、さらに波の伝播によるひずみの軸成分と曲げ成分を表示した。相対剛性率 ν が大きいほど、曲げ成分は大きくなる。これは、 ν が大きいと、管路の回転への拘束が小さくなるため、固定端のひずみが大きくなったものである。軸成分は $\nu < 0.25$ の場合には、 ν が大きいほど小さくなる。これは、 ν が大きいと、管路の軸方向の変形拘束が小さくなって、軸変形が容易となるためである。逆に、 $\nu > 0.25$ 場合に軸変形が大きくなるのは、管路軸変位は固結体端部の回転の影響を受けたためと推測される。

(b) 完全液状化地盤

図18には、液状化地盤中の波動伝播の水平成分による管路の最大ひずみを示している。総ひずみの内、振動によるひずみが主な部分を占め、波の伝播によるひずみはいずれの場合にも 10μ 以下で、総ひずみの $1/35$ ぐらいである。図18の総ひずみおよび図19に示す軸と曲げ成分は、液状化前と異なり、 ν が大きくなるにつれて増大する。

なお、表4中には液状化中の管路の動的ひずみと浮力によるひずみを比較した。実験の場合と同様に、動的ひずみは総ひずみの $1/15$ 程度であり、無視できる範囲にある。

(4) SV波入射による実際想定管路ひずみ

P 波入射による管路の計算から知られるように、液状化中では、波の伝播および振動による管路のひずみは小さいので、 SV 波入射による計算は、液状化前の波動伝播についてのみ行う。図20には相対剛性率 ν と応答ひずみの関係を示している。 ν の変化によって大差はないが、軸成分は曲げ成分の $1/15$ 以下で、総ひずみは液状化による浮力作用ひずみよりかなり小さい。

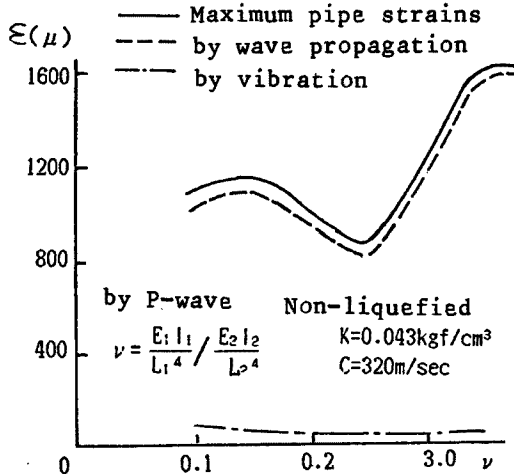


Fig. 17. Bending and axial strains by P-wave propagation.

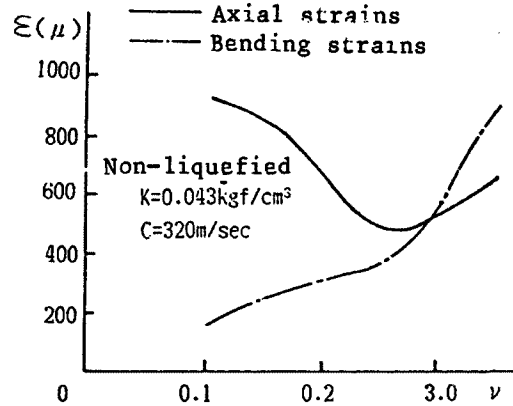


Fig. 16. Strains of Pipeline by P-wave propagation in non-liquefied ground.

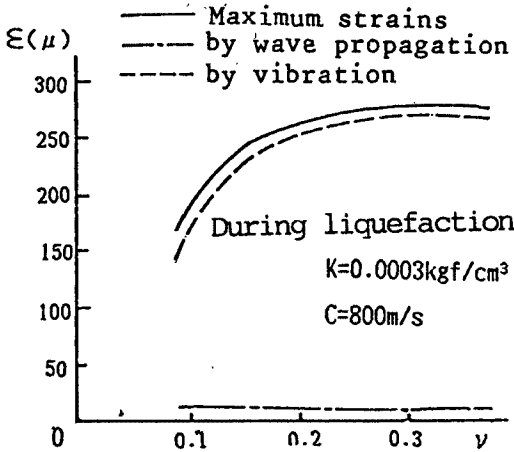


Fig. 18. Strains of pipeline by P-wave propagation in liquefied ground

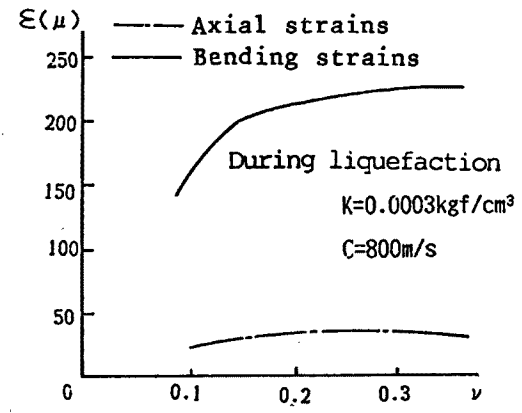


Fig. 19. Bending and axial strains of pipeline by vibration in liquefied ground.

5. ERAUL-T⁽¹⁶⁾ による実際想定管路の地震応答解析

ERAUL-T は、弾性地盤上のはり理論を基に修正伝達マトリックス法を用いた T 字管路用 2 次元非線形地震応答解析プログラムである。本プログラムを用いて CCP を用いた地中管路系の応答を解析する。

計算モデルでは実際想定管路の固結体の間隔は、図 14 の結果を用いて、安全側に 10 m とする。

入力地震波動として正弦波を用い、地中管路と地盤との相対変位が最大となるように⁽¹⁷⁾振幅が 1.9 cm、波長を 160 m とした。地盤のバネ常数は $K = 0.043 \text{ kgf/cm}^2$ である。

図 21 は P 波入射時の管路ひずみを示している。図から分かるように、管路の軸ひずみは対策の有無に拘わらずに、波動伝播の節部で 660μ の最大値となる。一方、曲げひずみは対策がない時には発生しないが、対策後には波腹部で最大 130μ となる。総ひずみの最大値はほとんど増加しない。

図 22 は SV 波入射時の管路ひずみを示している。軸ひずみはほとんど発生しない。曲げひずみは対策後増加するが、いずれの場合にも 70μ 以下で浮力によるひずみよりずっと小さい。

6. 結 論

地中管路の液状化対策工法の一つとして噴射注入工法 (CCP 法) を提案して、液状化による浮力、沈下、側方流動の影響を軽減する手法について検討した。大型振動台を利用して、対策の有無による管路挙動を計測した。さらに、弾性地盤上のはりの振動理論と ERAUL-T プログラムによって、実験モデルと実際想定管路の地震応答を計算した。実験と理論計算によって以下の事項が明らかとなった:

(1) CCP 工法による固結体の拘束によって、液状化地盤中の管路とマンホールの浮上が防止された。同時に、浮力による管体のひずみも大きく減少し、実験条件下では、対策がない場合の 1 / 2-1 / 3 となった。

(2) 振動による管体のひずみは、いずれの場合でも、液状化中の浮力によるひずみよりかなり小さく、無視できる程度である。対策後も、動的応答による管路ひずみ増大の恐れはない。

(3) 理論計算によって、液状化地盤中での波動伝播によっては、管路ひずみが、ほとんど発生しないことが明らかとなった。

(4) 非液状化地盤では、波の水平伝播成分による管体ひずみは大きくなるが、液状化中の浮力によるひずみと比較すればかなり小さい。

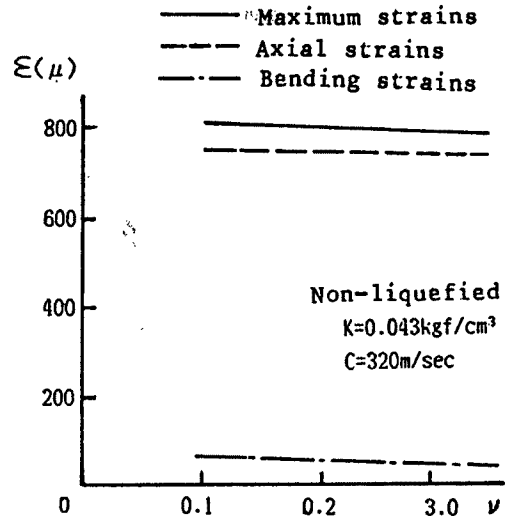


Fig. 20. Strains of pipeline by SV-wave propagation in non-liquefied ground.

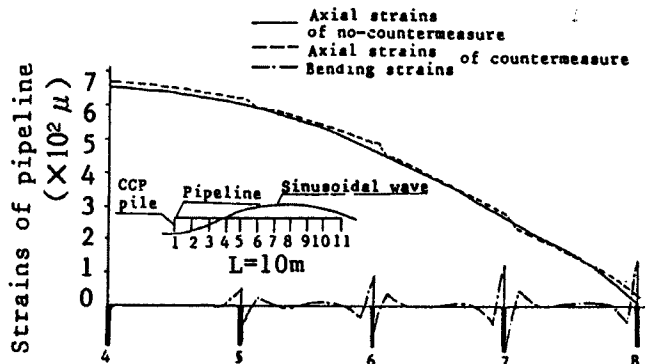


Fig. 21. Strains of pipeline by P-wave by ERAUL-T program.

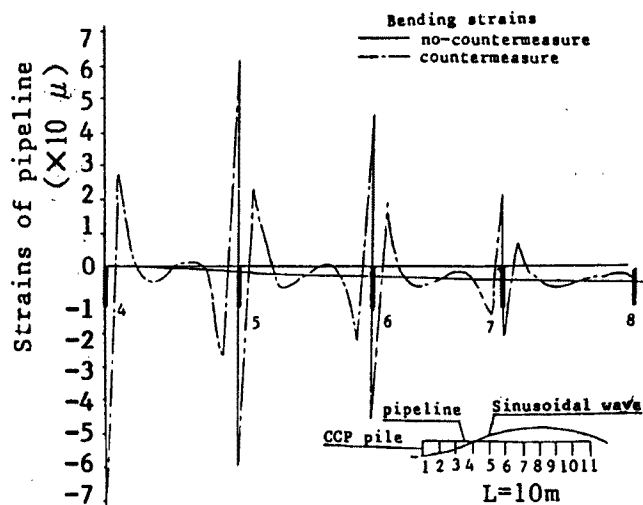


Fig. 22. Strains of pipeline by SV-wave by ERAUL-T program.

参考文献

- 1) 高田至郎・田辺揮司良：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，第26号，1984，pp.93-112.
- 2) 土木学会日本海中部地震震害調査委員会：1983年日本海中部地震震害調査報告，土木学会，1986.
- 3) 1968年十勝沖地震調査委員会：1968年十勝沖地震調査報告，1969.
- 4) 末松直幹・吉見吉昭・佐々木康：地盤の液状化，液状化被害を軽減するための対策，土と基礎，1982
- 5) 谷口栄上・佐々木康・小笠原久：碎石ドレーンによる液状化対策に関する大型振動台実験，第16回土質工学研究発表会，1981，pp.633-636.
- 6) 北浦 勝・宮島昌克・北島 孝：グラベルドレーンを用いた地中埋設管の液状化対策工法に関する基礎的研究，第19回地震工学研究発表会，1987，pp.533-536.
- 7) 藤波富次・小山俊博：地中送電設備の液状化対策について，電力土木，No.164，1980，pp.69-81.
- 8) 関口広二・大石 博：埋設管路の液状化対策工法に関する実験的考察，土木学会論文集，第382号/Ⅲ-7，1987.
- 9) 永井淳一・高田至郎・山條和明：液状化時非浮上マンホールの開発，土木学会第41回年次学術講演会，1986，pp.1039-1040.
- 10) 高田至郎・田辺揮司良・狭間裕二・入岡博明：マンホール際管路の沈下挙動実験と対策管路の開発，土木学会論文集，第374号/I-6，1986.
- 11) 松田 淳・倉谷光一：地下管路に関する一考察，土木学会第41回年次学術講演会，1986，pp.1047-1048.
- 12) 坂田正彦・今泉長和：CCP工法の概要と施工例，基礎工，1984.11.
- 13) Takada, S., K. Tanabe, K. Yamajyo, and S. Katagiri: Liquefaction analysis for buried pipelines, structures and stochastic methods, Developments in Geotechnical Eng. Vol. 2, pp.853-863, 1987.
- 14) 巻幡敏秋・有馬健次：円柱構造物の水中振動に伴う付加水質量について，土木学会論文報告集，第291号，1979.
- 15) 田辺揮司良：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.
- 16) Takada S., K. Tanabe and N. Horinouchi: Seismic response analyses of buried pipelines with many branch pipes, ASME, Lifeline Earthquake Engineering, 1988.
- 17) 高田至郎・椿本敏弘・堀康次郎：継手管路T字部の地震応答シミュレーション，第17回地震工学研究発表会，1983，pp.315-318.