

地盤沈下を受ける埋設管路の挙動に関する二、三の考察

CONSIDERATIONS ON BEHAVIOUR OF UNDERGROUND PIPELINES CAUSED BY GROUND SETTLEMENT

大石 博*

By Hiroshi OISHI

Recently underground pipelines have been constructed in the places where large ground settlement could occur. And many underground pipelines were destroyed by the ground settlement due to liquefaction and so on in the past earthquakes. In designing underground pipelines, ground settlement is considered to be one of the most important problems.

In view of these facts, ground settlement which has influence on underground pipelines was classified into 3 patterns. And for the most critical pattern both analytical and experimental investigations were executed. As the result were confirmed the effectiveness of not only the proposed basic countermeasure for the critical ground settlement pattern but the adaptation of the linear analytical solution to the nonlinear region of ground spring.

1. ま え が き

都市の近代化に伴い、各種管路が地中に埋設されることが、非常に多くなってきている。これらの建設の増大に伴い、相当な地盤沈下（不等沈下を含む）が予想される地域への埋設管路の建設が、避けることのできない状況にある。一方、1964年の新潟地震において、地盤の液状化により、埋設管路は、多くの被害を受けているが¹⁾、これらの被害原因の1つとして、地盤の液状化終了後に発生する地盤沈下によることが考えられる。また、1978年の伊豆大島近海地震・宮城県沖地震²⁾においては、路肩部分や造成宅地の盛土部分の地盤沈下により、埋設管路は、多くの被害を受けている。

そこで、埋設管路の地盤沈下問題を、解析的・実験的に検討し、その挙動を明らかにするとともに、適切な対策案を検討することは、工学上、きわめて重要なことである。

このような観点より、埋設管路に影響を与える地盤沈下形態を、3つのパターンに分類し、その中で、単位沈下量に対して最も発生断面力の大きいパターンに関し、基本的対策案を含めた解析的検討を実施した。また、解

析解および基本的対策案の有効性の検討のため、土槽を用いた地盤沈下実験を実施した。

本論文は、地盤沈下を受ける埋設管路の挙動に関する解析的・実験的検討結果と、大きな地盤沈下量の取扱い、すなわち、地盤ばねの非線形領域における線形解析解の適用性について、言及したものである。

2. 地盤沈下による埋設管路挙動の解析的検討

(1) 埋設管路に影響を与える地盤沈下形態とその解析解

埋設管路に影響を与える地盤沈下の原因³⁾として、

- 1) 盛土などによる上載荷重の増加あるいは、地下水位低下などによる粘性土層の圧密沈下。
- 2) 埋戻し土砂の安定までに発生する沈下。
- 3) 開削工事に伴う山留工の変形やシールド工事など他工事によって引き起こされる沈下。
- 4) 地震時に、砂地盤の液状化や道路の路肩部分・造成地の盛土部分の部分的破壊によって発生する急激な沈下。

などが考えられる。

これら原因は、種々考えられるが、これら埋設管路に影響を与える地盤沈下形態を、Fig.1に示すような3つの簡易なモデルに置換する。Fig.1に示す3つのタイプ

* 正会員 工修 日本鋼管(株)中央研究所主任部員
(〒210 川崎市川崎区南渡田町1-1)

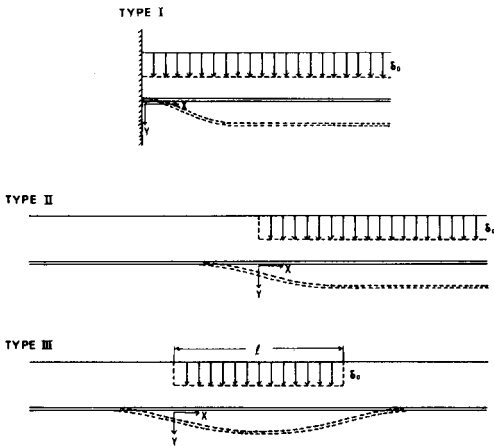


Fig. 1 Analytical Model.

に関して、管路は、地盤と弾性的なばねで結ばれているとし、その解析解を誘導する。

タイプ I・II・III の基本的なつり合い方程式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_y(y - y_c) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

である。ここで、 y ：管路の変位、 EI ：管路の断面剛性、 K_y ：管路に作用する地盤ばね定数、 y_c ：地盤の変位、である。

タイプ I・II・III に関する境界条件を用いて、式(1)を解くと、管路変位 y は、

タイプ I に関して、

$$y_I = \delta_0 \left\{ 1 - \sqrt{2} e^{-\beta x} \cdot \sin \left(\beta x + \frac{\pi}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots (2)$$

タイプ II に関して⁴⁾、

$$\left. \begin{aligned} y_{II1} &= \delta_0 \cdot e^{\beta x} \cdot \cos \beta x / 2 \quad (x < 0) \\ y_{II2} &= \delta_0 \cdot (1 - e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x / 2) \quad (x \geq 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

タイプ III に関して⁵⁾、

$$\left. \begin{aligned} y_{III1} &= \delta_0 \left\{ e^{\beta x} \cdot \cos \beta x - e^{\beta(x-l)} \cdot \cos \beta(x-l) \right\} \quad (x < 0) \\ y_{III2} &= \delta_0 \cdot \frac{\delta_0}{2} \left\{ e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x + e^{\beta(x-l)} \cdot \cos \beta(x-l) \right\} \quad (0 \leq x < l) \\ y_{III3} &= \frac{\delta_0}{2} \left\{ -e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x + e^{-\beta(x-l)} \cdot \cos \beta(x-l) \right\} \quad (x \geq l) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここで、 δ_0 ：地盤沈下量、 l ：地盤沈下幅、 $\beta^4 = K_y/4EI$ 、である。

式(2)、(3)、(4)より求められる各タイプの最大曲げモーメントは、

$$\left. \begin{aligned} M_{I \max} &= -2EI \delta_0 \cdot \beta^2 \quad : x = 0 \\ M_{II \max} &= EI \cdot \delta_0 \cdot \beta^2 \cdot e^{-\pi/4} / \sqrt{2} \quad : x = \pi/4\beta \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{III \max} &= 2EI \cdot \delta_0 \cdot \beta^2 \cdot e^{-\pi/4} / \sqrt{2} \\ &: x = \pi/4\beta \text{ かつ } l = \pi/2\beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となる。タイプ II は、タイプ III の地盤沈下幅 l が、無限大になった場合と考えられ、タイプ III において、 $l = \pi/2\beta$ のとき、 $M_{III \max} = 2M_{II \max}$ になる。タイプ I・II・III の最大曲げモーメントの比を取ると、

$$M_{I \max} : M_{II \max} : M_{III \max} = 6.2 : 1.0 : 2.0 \dots\dots\dots (6)$$

となり、タイプ I の地盤沈下形態は、同一沈下量に対して、タイプ II の 6.2 倍の断面力が発生することになる。つまり、タイプ I は、地盤沈下による埋設管路の挙動を考える場合、最も考慮すべき地盤沈下形態といえる。

(2) 地盤沈下形態の変化と埋設管路発生断面力

タイプ I の地盤沈下形態の場合に、他の 2 つのタイプより発生断面力が大きいのは、固定構造物とその周辺地盤との間に大きな相対変位が生じること、管路の一端が固定構造物に固定されているためである。

タイプ I に関する地盤沈下対策法として、種々な方法が考えられるが、ここでは、Fig. 2 に示すように、管路の下に沈下防止板を設け、固定構造物周辺の地盤沈下形状を変化させた場合、管路に発生する断面力がどのように変化するかについて、解析的に検討する。

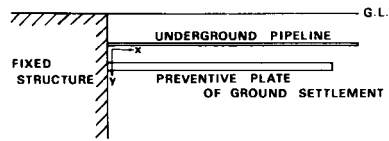


Fig. 2 Model of Preventive Plate of Ground Settlement.

解析解の誘導にあたって、地盤の沈下形状は、沈下防止板により、次式のように変化するとする。

$$y_c = \delta_0 \left\{ 1 - \sqrt{2} e^{-\beta' x} \cdot \sin \left(\beta' x + \frac{\pi}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots (7)$$

式(1)を、境界条件および式(7)を用いて解くと、

$$\left. \begin{aligned} y_I' &= \delta_0 \left\{ 1 - \frac{\sqrt{2} \beta^4}{\beta^4 - \beta'^4} \cdot e^{-\beta' x} \cdot \sin \left(\beta' x + \frac{\pi}{4} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{\sqrt{2} \beta'^4}{\beta^4 - \beta'^4} \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \left(\beta x + \frac{\pi}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots (8) \end{aligned} \right\}$$

となる。ここで、 $\beta'^4 = K'_y/4E'I'$ 、 K'_y ：沈下防止板に作用する地盤ばね定数、 $E'I'$ ：沈下防止板の断面剛性、である。

式(8)より、最大曲げモーメントを求めると、

$$M_{I' \max} = -2EI \cdot \delta_0 \cdot \beta^2 \cdot \left\{ \frac{1}{1 + (\beta/\beta')^2} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

となり、タイプ I の最大曲げモーメントとの関係は、

$$M_{I' \max} = \left[\frac{1}{1 + (\beta/\beta')^2} \right] \cdot M_{I \max} \dots\dots\dots (10)$$

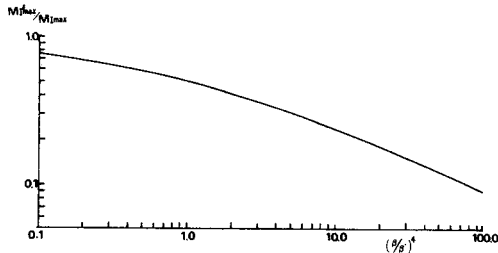


Fig. 3 Effectiveness of Preventive Plate of Ground Settlement.

となる。つまり、 β/β' の値を大きくしていくことにより、管路に発生する最大断面力は、小さくなる。沈下防止板の効果の定量的な評価のため、 β/β' と $M_{1\max}/M_{1\max}$ との関係を示す。つまり、沈下防止板は、タイプ I の地盤沈下形態に対する管路発生断面力の低減に関し、非常に有効な手段の一つであるといえる。

3. 地盤沈下による埋設管路挙動の実験的検討

(1) 実験概要

a) 実験装置の概要 Fig. 4 に、実験装置の全体図を示す。実験に使用した土槽の寸法は、2 m × 2 m × 1.5 m であり、土槽の外側に、2.5 m × 2.5 m × 0.7 m の水槽がある。土槽の底部には、75 mm 間隔に、 ϕ 13 mm の穴が、313 個あいており、水槽内の水が自由に、土槽内に入るようにしている。

b) 埋設管路および沈下防止板モデル 実験に用いた管路モデルは、 ϕ 20 mm のアクリル製の丸棒（長さ 1850 mm）であり、沈下防止板モデルは、幅 150 mm × 厚さ（20 mm または 40 mm）× 長さ（500 mm または 1000 mm）のアクリル板である。Fig. 4 に示すように、

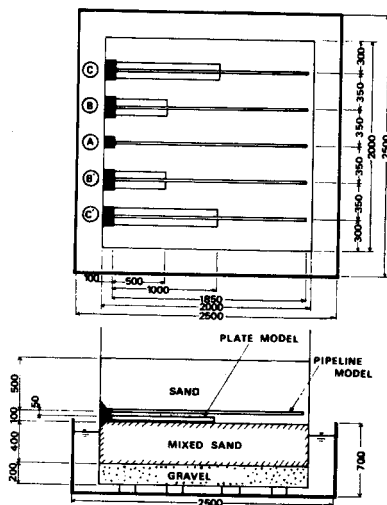


Fig. 4 General View of Experimental Apparatus.

管路モデルと沈下防止板モデルとの間隔は、50 mm であり、管路モデル、沈下防止板モデルとも、一端が治具で土槽の側板に固定されている。モデル A は、沈下防止板なし、モデル B は、150 mm × 20 mm × 500 mm の沈下防止板が、モデル C は、150 mm × 20 mm × 1000 mm の沈下防止板が、モデル B' は、150 mm × 40 mm × 500 mm の沈下防止板が、モデル C' は、150 mm × 40 mm × 1000 mm の沈下防止板が、設置されている。

c) 測定計器 測定に用いた計器配置を、Fig. 5 に示す。管路ひずみおよび管路・地盤沈下量に関して、測定を実施している。管路ひずみに関しては、各アクリル丸棒の 10 断面、各断面の天・地の 2 点の測定を、管路沈下量に関しては、3 地点、表層地盤の沈下量に関しては、24 地点の測定を行っている。

d) 実験地盤の構成と地盤の土質特性 土槽内の地盤構成は、Fig. 4 に示すように、底面より高さ 200 mm が、砕石 6 号、高さ 200 mm より 600 mm が、山砂（浅間山産）と硫安を 2 : 3 に混合した混合土⁶⁾、高さ 600 mm より 1200 mm が、山砂、である。混合土および山砂は、100 mm ごとに均等な締め固めを行っている。また、管路モデルは、500 mm の土かぶり有りを有しており、管路および沈下防止板モデルは、山砂層内に埋設されている。

本実験は、混合土内への水の浸透による硫安の溶解により、混合土の体積が減少し、山砂層が沈下することに依存している。Fig. 6 に、実験に用いた山砂の粒径加積曲線を示す。なお、山砂層は、乾燥密度 1.39 g/cm³、含水比 12.2% の状態にある。また、Fig. 7 に、山砂表層中央において実施した平板荷重試験の結果を示す。P ~ δ 曲線は、 $\delta = 1.0$ cm 付近より傾きに大きな変化が現われ、初期の傾きは、2.0 ~ 3.0 kg/cm³ (19.6 ~ 29.4 MN/m³) 程度であるが、 $\delta = 3.0$ cm 付近における接線勾配は、0.05 ~ 0.10 kg/cm³ (0.49 ~ 0.98 MN/m³) で

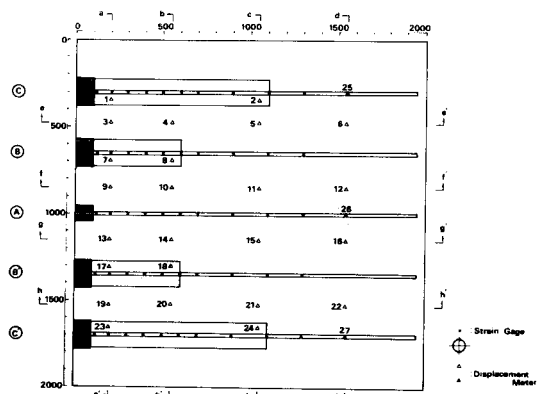


Fig. 5 Location of Instruments.

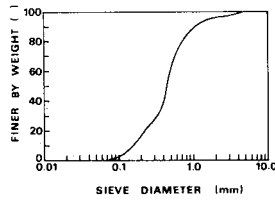


Fig. 6 Grain Size Accumulation Curve of Soil.

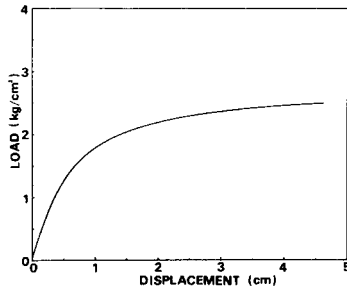


Fig. 7 Result of Plate Bearing Test of Surface Layers.

ある。

e) 実験工程 本実験は、1982年12月13日より、1983年1月22日に実施した。12月24日午前中に、実験準備をすべて終了し、同日14時より、すべての計測器を用いた予備測定に入った。なお、管路のひずみ測定は、12月16日16時より実施している。また、1月10日10時より水槽内への注水を開始し、本実験に入った。なお、計測器の初期値は、1月10日10時の本実験開始時、および、実験準備時、予備測定時に、計5回、取っている。

(2) 実験結果および考察

a) 地盤および管路の沈下 Fig. 8に、Fig. 5の $f-f'$ 断面における地盤沈下の経時変化を示す。地盤の沈下量は、時間の経過とともに増大しており、特に、初期注水時および水槽内の水の交換時(3日目)に、その変化は大きい。

Fig. 9に、管路モデルに直交する $b-b'$ 断面の沈下分布図、Fig. 10に、 $d-d'$ 断面の沈下分布図を示す。 $b-b'$ 断面においては、沈下防止板の剛性の差異により、管路モデル $B \cdot C$ の近傍の方が、管路モデル $B' \cdot C'$ の近傍より大きな沈下量を示しており、管路モデル A の近傍は、より大きな沈下量を示している。 $d-d'$ 断面においては、ほぼ一定の沈下量を示しており、管路の沈下量は、その周辺地盤の沈下量と、ほぼ同一である。

本実験においては、土槽内に、一様な沈下を発生させようとしたが、全体として、 $d-d'$ 断面側において、より大きい沈下が発生している。

b) 管路ひずみ Fig. 11に、管路モデル A の本実

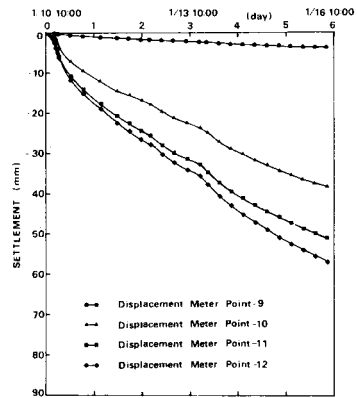


Fig. 8 Time Curve of Ground Settlement (Section $f-f'$).

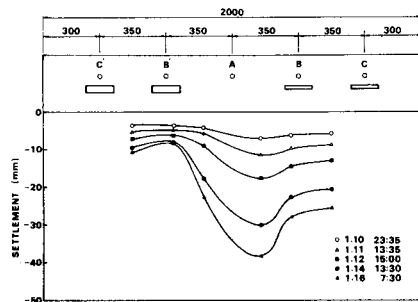


Fig. 9 Change of Distribution of Ground Settlement (Section $b-b'$).

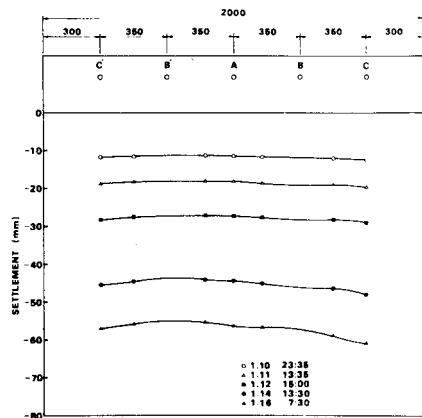


Fig. 10 Change of Distribution of Ground Settlement (Section $d-d'$).

験におけるひずみ分布の経時変化を示す。なお、図中の実線は、管路モデルの上側のひずみを、破線は、管路モデルの下側のひずみを、示す。沈下量が一樣である場合、曲げモーメントによるひずみは、はじめ、固定端より、 $\pi/4\beta$ の位置に、次に $5\pi/4\beta$ の位置に、0を示す。実験結果においては、固定端より25 cm周辺の点において、ひずみ値は、0を示しているの、沈下量が一樣で

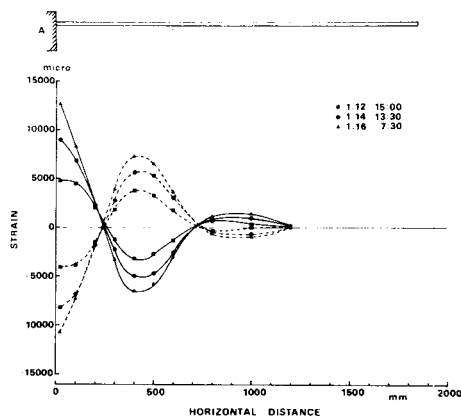


Fig. 11 Change of Distribution of Pipe Strain (Pipe Model A).

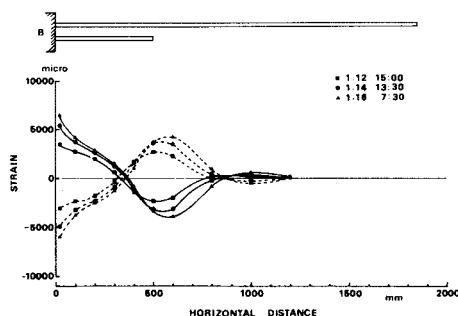


Fig. 12 Change of Distribution of Pipe Strain (Pipe Model B).

あれば、固定端より 125 cm 周辺において、ひずみ値は、0 を示すはずである。しかし、実験結果においては、固定端より 70 cm 周辺において、ひずみ値が、0 を示している。また、1 月 12 日 15 時のひずみ分布に関しては、固定端近傍と固定端より 10 cm 地点におけるひずみ値が、ほぼ同じ値を示している。これらの現象は、管路モデル A の周辺地盤が、一様に沈下せず、管路モデル B・B' の沈下防止板モデルの影響で、固定端より 50 cm 周辺に不連続な沈下が地盤中に発生しているためだと思われる。

Fig. 12 に、管路モデル B のひずみ分布の経時変化を示す。実験結果において、固定端近傍のほかに、固定端より 60 cm 周辺に、大きなひずみ値が、現われている。これは、沈下防止板モデルが、固定端より 50 cm と短く、沈下防止板の端点における沈下量が、周辺の地盤沈下量と一致せず、固定端より 50 cm 周辺において、不連続な沈下が、地盤中に発生しているためだと思われる。

Fig. 13 に、管路モデル B' のひずみ分布の経時変化を示す。本モデルにおいては、固定端近傍よりも、固定端より 50 cm と 80 cm 周辺に、大きなひずみ値が、現わ

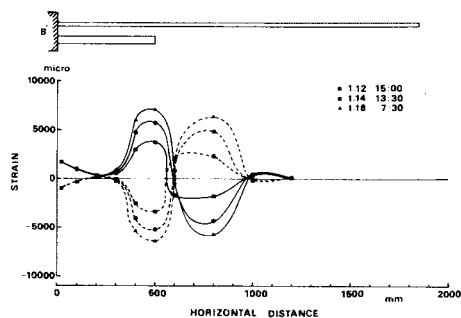


Fig. 13 Change of Distribution of Pipe Strain (Pipe Model B').

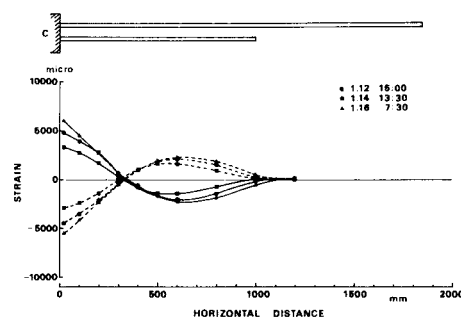


Fig. 14 Change of Distribution of Pipe Strain (Pipe Model C).

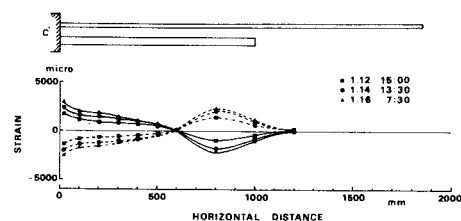


Fig. 15 Change of Distribution of Pipe Strain (Pipe Model C').

れている。これは、管路モデル B の場合と同様、沈下防止板モデルが、固定端より 50 cm と短く、かつ、沈下防止板モデル自体の曲げ剛性が、管路モデル B の場合の 8 倍と大きいため、より大きい不連続な沈下が、地盤中に発生しているためだと思われる。

Fig. 14 に、管路モデル C のひずみ分布の経時変化を示す。本モデルの沈下防止板は、固定端よりの長さが、管路モデル B の場合の 2 倍の 100 cm であるため、沈下防止板の端点の沈下量は、周辺地盤の沈下量と、解析的には、ほぼ一致する。そのため、実験結果は、式 (8) を用い計算される解析値に近いひずみ分布を示している。本モデルの固定端の解析的な曲げひずみ値は、管路モデル A の 0.47 倍になる (Fig. 3 の $(\beta/\beta')^4 = 1.70$ にあたる)。実験結果による両者の比は、0.48 であり、ほぼ

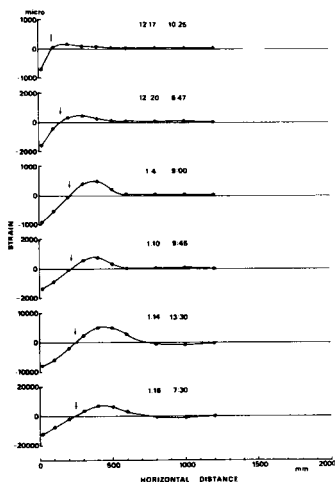


Fig. 16 Change of Distribution of Bending Strain (Pipe Model A).

解析結果に一致しており、沈下防止板の有効性を示している。

Fig. 15 に、管路モデル C' のひずみ分布の経時変化を示す。沈下防止板モデルの長さが、管路モデル B' の場合の 2 倍の 100 cm であるが、曲げ剛性は、管路モデル C の場合の 8 倍と大きいため、沈下防止板モデルの端点において、若干の不連続な沈下が、地盤中に発生していることが、解析的に考えられる。固定端より 80 cm 周辺の位置に、若干大きなひずみ値が現われているのは、そのためだと思われる。本モデルの固定端の解析的な曲げひずみ値は、管路モデル A の 0.24 倍になる (Fig. 3 の $(\beta/\beta')^2=13.6$ にあたる)。実験結果による両者の比は、0.23 であり、ほぼ解析結果に一致しており、この結果も、沈下防止板の有効性を示している。

Fig. 11~15 における実験結果より、沈下防止板が、その有効性を十分に発揮するには、その長さは $3\pi/4\beta'$ 程度 (沈下防止板の端点の沈下量が、周辺地盤の沈下量に等しくなる沈下防止板の長さ) 必要である、といえる。なお、沈下防止板の適切な曲げ剛性は、必要なモーメント低減率 (Fig. 3) を考慮し、決定すべきである。

c) 地盤ばねの非線形性 Fig. 16 に、実験準備時、予備測定時および本実験時における管路モデル A の曲げひずみ分布を示す。ここで注目したいのは、時間の経過に伴って、曲げひずみが、はじめて 0 になる固定端よりの距離が、順次長くなっている点である。地盤が一樣に沈下する場合は、曲げひずみがはじめて 0 になる点は、解析解より、固定端より $\pi/4\beta$ の位置である。そこで、Fig. 16 より求まる曲げひずみが 0 になる固定端よりの距離と、 $\pi/4\beta$ より、地盤ばね定数を逆算すると、

12月17日 10時25分の場合 $k=2.74 \text{ kg/cm}^3$

(26.9 MN/m^3)

12月20日 6時47分の場合 $k=0.35 \text{ kg/cm}^3$
(3.43 MN/m^3)

1月4日 9時0分の場合 $k=0.092 \text{ kg/cm}^3$
(0.90 MN/m^3)

1月10日 9時45分の場合 $k=0.077 \text{ kg/cm}^3$
(0.76 MN/m^3)

1月14日 13時30分の場合 $k=0.050 \text{ kg/cm}^3$
(0.49 MN/m^3)

1月16日 7時30分の場合 $k=0.050 \text{ kg/cm}^3$
(0.49 MN/m^3)

となり、地盤沈下の進行に伴って、地盤ばね定数は、小さくなり、ばねが軟化していることがわかる。

12月24日14時に変位計を設置してから、1月10日10時に本実験を開始するまでに、地盤は、約14mm自然沈下している。また、12月24日14時以前に発生している自然沈下量を考慮すると、本実験開始後における地盤ばねの状態は、Fig. 7の平板荷重試験結果における変位2cmより大きい変位の状態に対応していると考えられる。

4. 解析解の有効性とその適用性

(1) 実験結果による解析解の有効性の検討

2.において示したタイプIの解析解と、その基本的対策案に関する解析解の有効性を、3.に示した実験結果を用いて論じる。解析解の有効性のために用いた実験結果は、予備測定時の1月4日9時0分と、本実験時の1月16日7時30分の管路モデルA・C・C'のデータである。

Fig. 17に、1月4日9時0分の実測値と解析解とを比較した図を、Fig. 18に、1月16日7時30分の実測値と解析解とを比較した図を示す。なお、解析解に用いた地盤ばね定数は、3.(2),c)において示した値であり、沈下量は、Fig. 5のpoint-12の変位量を用いて

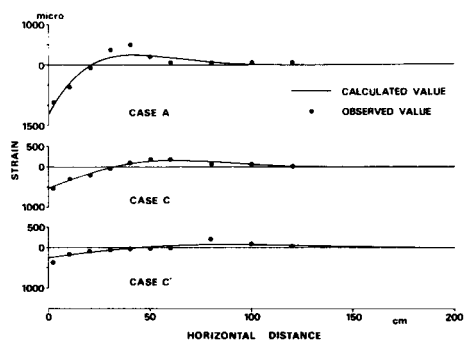


Fig. 17 Comparison between Observed Value and Calculated Value (Data of 4th January).

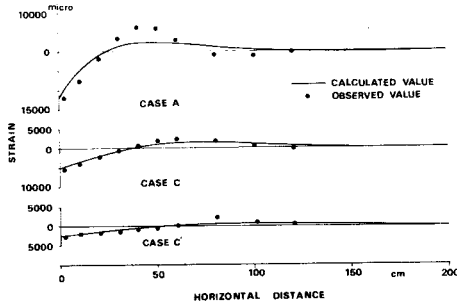


Fig. 18 Comparison between Observed Value and Calculated Value (Data of 16th January).

いる。また、管路モデル C は、 $(\beta/\beta')^4=1.70$ であり、管路モデル C' は、 $(\beta/\beta')^4=13.6$ である。

Fig. 17, 18 に示すように、予備測定時および本実験時の実測ひずみと、2. に示した解析解によるひずみとは、全体的によく一致している。管路モデル A に関して、固定端より 30~50 cm の位置の実測値が、解析ひずみより大きな値を示しているが、これは、管路モデル B・B' の沈下防止板モデルの影響によるものであろうし、管路モデル C' に関して、固定端より 80 cm の位置の実測ひずみが、解析ひずみより大きな値を示しているが、これは、沈下防止板モデルの剛性により、地盤中に、若干の不連続な沈下が発生しているためである。

解析解の算定において用いた地盤ばね定数は、実測された曲げひずみが、0 になる点より求めた値を用いている。地盤ばねは、Fig. 7 に示す平板載荷試験結果より明らかにように、非線形性を示す。しかし、本解析結果のように、等価な地盤ばね定数が算定されれば、Fig. 17, 18 に示すように、線形な解析解においても、地盤沈下による埋設管路の挙動を、十分に表現することができる。つまり、2. において示したタイプ I およびその基本的対策に関する解析解は、地盤沈下時の埋設管路挙動を示す有効な解であるといえる。

(2) 等価地盤ばね定数

地盤ばねの非線形性を、Fig. 19 に示すようなパイリ

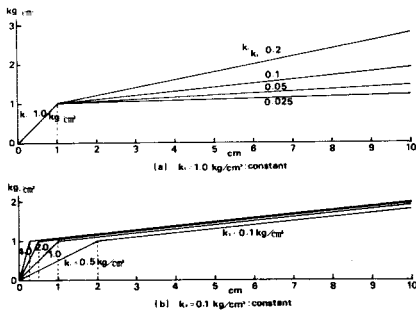


Fig. 19 Model of Nonlinear Spring.

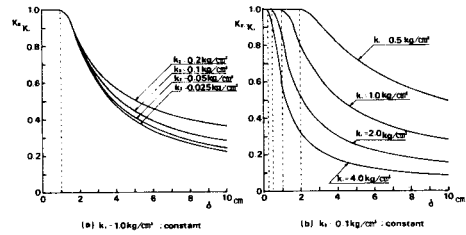


Fig. 20 Equivalent Spring Constant.

ニア型で表現し、パイリニア型の地盤ばねを有するはりの有限要素法による解と、2. において示したタイプ I の解析解とを比較する。

Fig. 19 に示す地盤ばねを有するはりの有限要素法による各沈下量における最大曲げモーメント M_{Fmax} と、同一沈下量における解析解による最大曲げモーメント $M_{I max}$ (式 (5)) とが等しくなるように、解析解の地盤ばね定数を決定し、これを、等価地盤ばね定数 k_e とする。

等価地盤ばね定数 k_e は、

$$M_{Fmax} = M_{I max} = -2EI \cdot \delta \cdot \beta^2 \dots\dots\dots(11)$$

$$K_y = k_e \cdot D \dots\dots\dots(12)$$

$$k_e = \frac{M_{Fmax}^2}{EI \cdot D \cdot \delta^2} \dots\dots\dots(13)$$

となる。ここで、 D : 管径、 δ : 任意の地盤沈下量、である。

Fig. 20 (a) に、地盤ばねの第 1 勾配 k_1 が、1.0 kg/cm³ (9.8 MN/m³)、第 2 勾配 k_2 が、0.025~0.2 kg/cm² (0.245~1.96 MN/m²) と可変する場合の等価地盤ばね定数を示す。第 1 勾配に対する等価地盤ばね定数の比 k_e/k_1 は、地盤沈下量 5 cm のとき、0.39~0.51、地盤沈下量 10 cm のとき、0.22~0.36 となり、地盤沈下量の増大とともに、第 2 勾配の影響が大きく現われている。Fig. 20 (b) に、地盤ばねの第 1 勾配 k_1 が、0.5~4.0 kg/cm³ (4.90~39.2 MN/m³) と可変で、第 2 勾配 k_2 が、0.1 kg/cm³ (0.98 MN/m³) の場合の等価地盤ばね定数を示す。第 1 勾配が大きいほど、地盤沈下量の増大による k_e/k_1 の減少割合は、大きい。また、 k_e/k_1 の減少割合は、地盤沈下量の増大に伴い、順次小さくなり、一定値へ漸近していくが、その傾向は、第 1 勾配が大きいほど、早く現われる。Fig. 20 は、管路 600 A (外径 609.2 mm, 肉厚 9.5 mm) を対象に作成した等価地盤ばね定数であるが、対象管路を、150 A (外径 165.2 mm, 肉厚 5.0 mm) に変化させた場合も、その値は、ほとんど変化しない。

Fig. 21 に、600 A に対するパイリニア型の地盤ばねを有するはりの有限要素法による曲げモーメント図と、等価地盤ばね定数を用いた解析解の曲げモーメント図を示

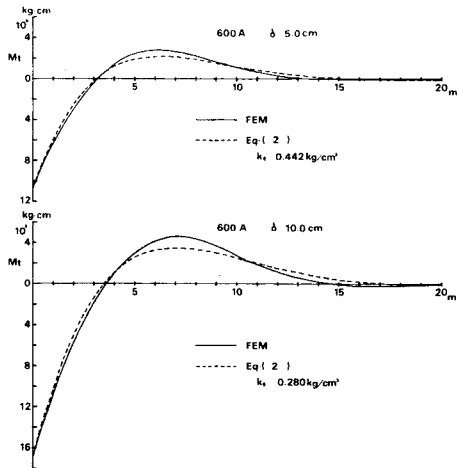


Fig. 21 Comparison between FEM Solution and Analytical Solution.

す。なお、パイリニア型の地盤ばねとして $k_1 = 1.0 \text{ kg/cm}^3$ (7.8 MN/m^3), $k_2 = 0.1 \text{ kg/cm}^3$ (0.98 MN/m^3) を用いているので、地盤等価ばね定数としては、Fig. 20 (a) より、地盤沈下量 5 cm のとき、 $k_e = 0.442 \text{ kg/cm}^3$ (4.33 MN/m^3), 地盤沈下量 10 cm のとき、 $k_e = 0.280 \text{ kg/cm}^3$ (2.75 MN/m^3) を用いている。Fig. 21 において明確なように、固定端より 7 m 付近において、若干の差異はあるが、モーメント分布図は、概略的によく一致している。なお、150 A に対するモーメント分布図も、Fig. 21 と同様の傾向を示す。

つまり、管径 600 mm 程度以下の埋設管路の地盤沈下解析においては、非線形ばねを有する有限要素法解析を実施しなくとも、Fig. 20 に示す等価地盤ばね定数を用いた線形解析解の適用によって、十分その挙動を表現することができると思われる。

5. 結 論

地盤沈下による埋設管路挙動と、その基本的対策案に関して、解析的・実験的に種々の考察を加え、以下に示

すような結論を得た。

(1) 埋設管路に影響を与える地盤沈下形態を 3 つに分類し、それらの解析解を誘導した。解析解によるとタイプ I (固定構造物に接続している埋設管路に対する地盤沈下) が、他の 2 つのタイプに比べ、単位沈下量に対する発生断面力が最も大きく、地盤沈下に対する埋設管路挙動を考える場合、最も考慮すべき地盤沈下形態といえる。

(2) 沈下防止板は、タイプ I の地盤沈下対策として有効であることが、解析的のみならず実験的にも確かめられたが、沈下防止板を設ける場合、その長さは、 $3\pi/4\beta'$ 以上必要である。

(3) タイプ I の解析解およびその基本的対策案に関する解析解は、実験結果ともよく一致し、地盤沈下時の埋設管路挙動を示す有効な解である。

(4) 中・小口径の埋設管路の地盤沈下解析においては、非線形ばねを有する有限要素法解析を実施しなくとも、等価地盤ばね定数を用いた線形解析解の適用で、十分その挙動を表現できる。

参 考 文 献

- 堀内孝英：地中埋設管の最適設計法に関する研究 学位論文，pp.63~129，昭和 55 年 5 月。
- 片山恒夫・増井由春・磯山龍二・甚内郁朗：1978 年宮城県沖地震による都市供給施設の被害と復旧～都市ガス施設～，生産研究，31 巻 2 号，1979 年 2 月。
- 青鹿勝之・高野護国：不等沈下地盤中のパイプライン解析，日本鋼管技報，No.57，pp.61~73，1972 年 9 月。
- 高田至郎・山部泰男：沈下土槽による埋設管路の大変形挙動実験とその解析，土木学会論文報告集，第 323 号，pp.55~66，1982 年 7 月。
- 関口宏二・大石 博：地盤の部分的変形による埋設管路断面力の簡易計算法，第 38 回土木学会年次学術講演会，pp.221~222，1983 年 9 月。
- 菊地征也・安延信一・伊藤陽三：地中管路の強制沈下実験について，第 36 回土木学会年次学術講演会，pp.466~467，1981 年 10 月。

(1984. 6. 6・受付)