

実大実験による埋設パイプラインの管軸直角水平方向 地盤ばね特性の研究

A real scale experimental study on soil spring characteristics in transverse horizontal direction for buried pipelines

島村一訓*、竹之内博行**、福澤小太郎***、三木千壽****

Kazunori SHIMAMURA, Hiroyuki TAKENOUCHI, Kotaro FUKUZAWA, Chitoshi MIKI

* 東京ガス(株)導管部 (〒105-8527 東京都港区海岸 1-5-20)

** (社) 日本建設機械化協会建設機械化研究所研究第二部 (〒417-0801 静岡県富士市大淵 3154)

*** 日本鋼管(株)エネルギー・エンジニアリング本部ガス技術部 (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2-1)

**** 工博、東京工業大学教授、工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

To investigate the soil spring characteristics in the transverse horizontal direction for buried pipelines by real scale experiments, the buried pipe of 300 mm and 600 mm in diameter and 1.8 m in depth to the crown of pipes was loaded. The obtained maximum load per unit area was eighteen to nineteen times as much as the overburden pressure at pipe centers in case of the 300 mm diameter pipe. It was thirteen to fourteen times as much as the overburden pressure at pipe centers in case of the 600 mm diameter pipe. The maximum load per unit area agreed well with that at previously reported model experiments. The critical displacement at which the load took the maximum was 2 % - 5 % of the depth of pipe centers. The pre-peak load-displacement relationship could be approximated by a hyperbola. Finite element analysis of the ground was applied to simulate the pre-peak load-displacement relationship.

Key Words: earthquake, pipeline, real scale experiment, soil spring

キーワード: 地震、パイプライン、実大実験、地盤ばね

1. まえがき

埋設パイプラインの設計では、耐震設計が重要な項目であり、一般に応答変位法により耐震計算がなされている¹⁾。応答変位法では、地震時の地盤変位を地盤ばねを介して静的に構造物に作用させ、構造物の変形を算定することにより耐震性が照査される。そのため、設計に用いる地盤ばねの特性が照査に大きな影響を与える。

耐震設計においては、管軸方向及び管軸直角水平方向の地盤ばねを導入する必要があり、管軸方向については、実大実験の結果を既に報告した²⁾。本研究は、一連の関連する実験の中で、管軸直角水平方向の地盤ばね特性に関する実大実験の結果を報告するものである。

地震時の地盤の水平変位に対するパイプラインの解析では、管軸直角水平方向の地盤ばね特性を線形ではなく、非線形として扱うことが以前から提案されてきた³⁾。1995年兵庫県南部地震以後は、レベル2地震動に対する耐震設計で設計地盤変位が大きくなることから、設計

指針レベルでも、地盤ばね特性を非線形なモデルで扱う方向に進みつつあると考えられる⁴⁾。従って、地盤ばね特性については、地盤と管との間の相対変位（以下では単に変位と呼ぶ）が小さい時に重要となる荷重-変位曲線、及び変位が大きい時に重要となる最大荷重が研究課題となる。

最初に最大荷重について既往の報告を見ると、Audibert^{5),6)}らは、地盤の水平変位により杭に作用する最大荷重等に関する研究のレビュー及び口径25mm～230mmの管を用いたモデル実験から、Hansen⁷⁾の杭に作用する最大荷重をパイプラインの設計に適用することを提案した。Trautmann⁸⁾らは、垂直なアンカー・プレートに引抜き抵抗・杭に作用する最大荷重等に関する研究のレビューや口径100mm（一部口径324mm）の管を用いたモデル実験からパイプラインに適用する最大荷重を求める簡易な図を提案した。また、安藤⁹⁾らは、口径150mm～600mmの管を用いた実験により、Trautmann⁸⁾らの提案に近い実験結果を得たことを報告した。一方、変

位が小さい時に重要となる荷重－変位曲線については、多少用いる係数は異なるものの、双曲線型のモデルで近似できることを上記の3者^{5),6),9)}とも報告した。しかしながら、これらの実験はいずれもモデル実験であり、実大規模の実験ではない。安藤ら⁹⁾の実験は実大規模に近いが、埋戻し土が1種類であることに加えて、管頂までの埋設深さが約1.2mであり、通常のパイプラインの埋設深さである1.5m～1.8mに比べるとやや浅い。

本研究では、口径300mm及び600mmの鋼管を管頂までの深さ1.8mに埋設して、準静的な強制変位を与える実験を行い、埋設パイプラインの管軸直角水平方向に作用する地盤ばね特性を検討した。実験には代表的な2種類の埋戻し土を用いた。また、有限要素法による地盤解析により、実験結果のシミュレーションを試みた。

2. 地盤ばね特性の実験

2.1 実験条件

表－1に実験ケースの一覧を示す。埋め戻し土及び口径を変えて、4ケースの実験を実施した。管頂までの埋設深さはいずれも1.8mとした。

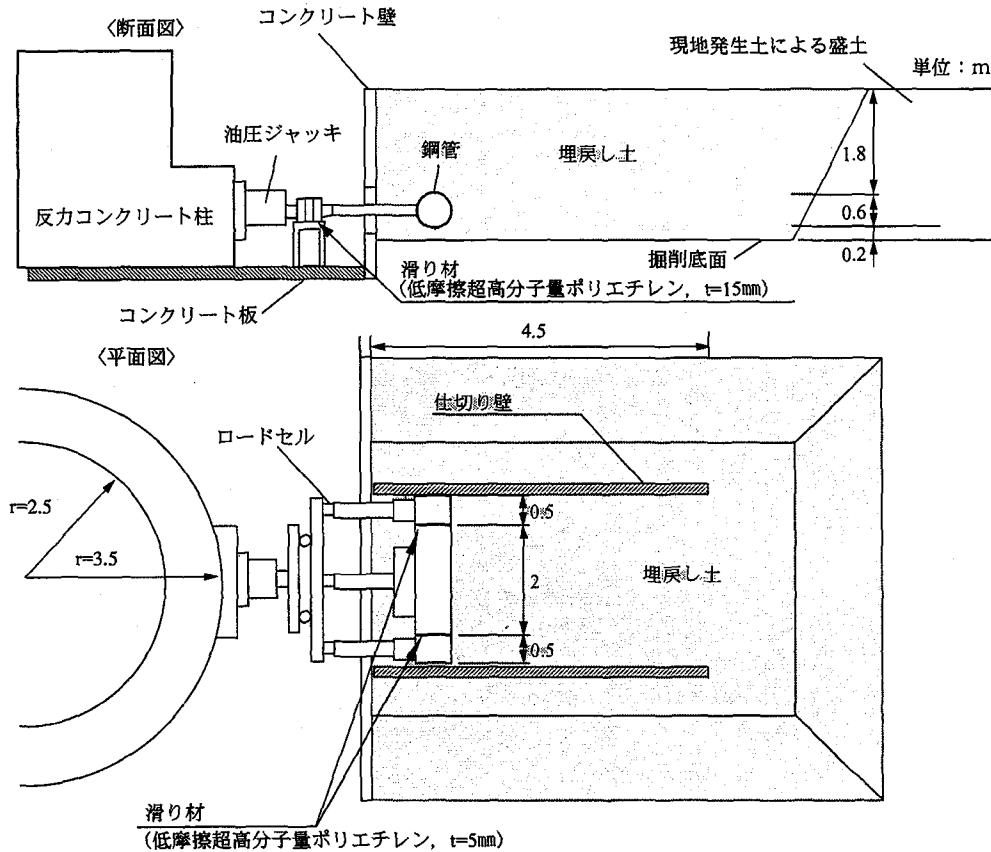
図－1に口径600mmの場合の実験装置概要図を示す。長さ20m、幅20m、高さ3.5mの現地発生土による盛土を掘削し、供試体を埋設して埋め戻した。また写真－1に載荷治具、写真－2に供試体の埋設状況を示す。実験

では供試体と鉄板による仕切り壁との間の摩擦力を把握するために、中央部の長さが2mの鋼管の両側に0.5mの鋼管を設置し、中央部の本管と両側の袖管を同時に押し込んだ。油圧ジャッキ（最大荷重2MN、ストローク200mm）と載荷治具との間には、荷重が偏らないように、鋼製の分配はりを設置した。仕切り壁には2枚のビニールシートの間にグリスを挟んだものを接着テープで貼付して、仕切り壁と埋戻し土との間の摩擦抵抗を小さくするようにした。また、分離している鋼管同志の接触抵抗及び鋼管の載荷治具とその受け架台との間の摩擦抵抗を極力小さくするために、中央部の長さ2mの本管の両端面と0.5mの袖管の中央本管側端面、及び受け架台の上面に摩擦抵抗の小さい滑り材を取り付けた。

表－2に実験に用いた静岡県産及び千葉県産の埋戻し土の土質試験結果を示す。三軸圧縮試験は非圧密非排水条件で行なったが、試験体の飽和度が60%程度なので、B値（等方圧の変化に対する間隙水圧係数）はほとんど

表－1 実験ケースの一覧

実験 ケース	埋戻し土	口径 (mm) (外径)	管頂深さ(m) (管中心深さ)
S300	静岡県産	300 (318.5)	1.80 (1.96)
S600	静岡県産	600 (609.6)	1.80 (2.10)
C300	千葉県産	300 (318.5)	1.80 (1.96)
C600	千葉県産	600 (609.6)	1.80 (2.10)



図－1 実験装置概要図（口径600mm）

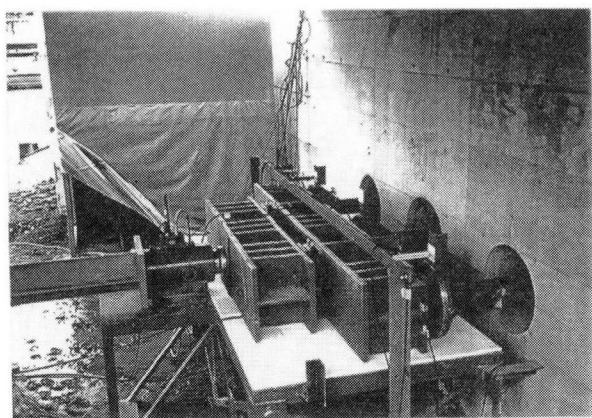


写真-1 載荷治具

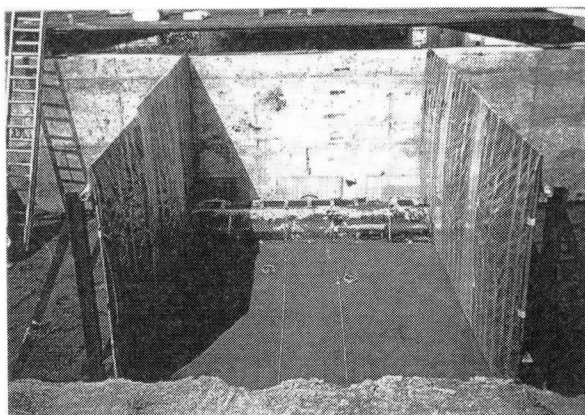


写真-2 供試体の埋設状況

表-2 埋戻し土の土質試験結果

		静岡県産	千葉県産
土粒子の密度 (g/cm^3)		2.72	2.72
粒 度	礫分 (%)	8	1
	砂分 (%)	73	95
	細粒分 (%)	19	4
	D_{50} (mm)	0.52	0.37
	均等係数 U_c	63.5	3.15
	曲率係数 U_c'	4.21	1.47
	最大粒径 (mm)	4.75	4.75
粒 形		角ばった	—
最大乾燥密度 (g/cm^3)		2.00	1.60
最適含水比 (%)		12.0	20.8
三軸 圧縮 試験	試験条件	非圧密非排水 (UU)	
	粘着力 (N/cm^2)	0.0	0.0
	内部摩擦角 (度)	47	46

表-3 埋戻し土の現場調査結果*)

		平均	最大	最小
粒 度	礫分 (%)	22	64	0
	砂分 (%)	74	99	34
	細粒分 (%)	4	13	1
最大乾燥密度 (g/cm^3)		1.84	2.09	1.61

*) 新潟、山形及び宮城の12工事現場調査結果

表-4 含水比、乾燥密度及び湿潤密度の平均値

実験 ケース	埋戻し土	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm^3)	湿潤密度 (g/cm^3)
S300	静岡県産	6.9	1.96	2.09
S600	静岡県産	7.9	2.00	2.16
C300	千葉県産	15.9	1.60	1.85
C600	千葉県産	17.0	1.59	1.86

ゼロであり¹⁰⁾、得られた強度定数は、圧密排水条件による強度定数と等価であるといみなせる。また、表-3に実際のパイプライン工事現場で用いられていた埋戻し土の現場調査結果を示す。実験に使用した埋戻し土は、実現場での埋戻し土をほぼ代表しているといえる。

埋戻し施工では、まず管下に埋戻し土を約20cm敷き

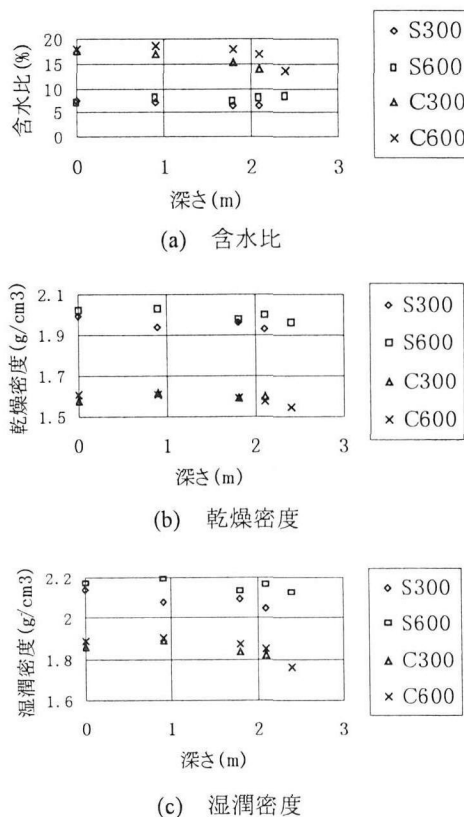


図-2 埋戻し土の含水比等

ならし、鋼管を設置して載荷治具に接続した。続いて、実現場での施工を参考にして、埋戻し土を約40cm敷きならし、プレートコンパクタで1回、及び80kgタンパで3回、転圧して30cmに締固めることを地表面まで繰り返した。次の実験では管下まで掘削し、転圧した後に埋め戻し施工をやり直した。

各実験での埋戻し土の含水比、乾燥密度及び湿潤密度を地表面からの深さをパラメータにして図-2に示す。多少のバラツキはあるが、実大規模の実験であることを考慮すると概ね良好な施工管理がなされたといえる。各実験での含水比等の平均値を表-4に示す。これらの値

は実験前の値であり、実験後には測定していない。

鋼管への載荷速度は、約 1mm/秒とした。なお、本研究で用いた埋戻し土を含めて、パイプライン工事現場で一般に用いられている埋戻し土は表-3から明らかなように砂質土である。Zhang ら¹¹⁾は、地震時に擁壁に作用する土圧の変化は、静的な要素試験によって求められた強度定数によって説明されることを示している。したがって、砂質土での管軸直角水平方向の地盤ばね特性の評価を地震時の擁壁土圧と同様な問題であると考えれば、載荷速度の影響はほとんどないと考えられる。

2.2 実験結果

図-3に載荷荷重と鋼管変位の関係を示す。最大荷重は、鋼管変位が 40mm~90mm の時に生じ、その後はゆるやかに低下する傾向を示した。単位長さ当たりの荷重が中央部の本管と袖管で等しいと仮定して袖管端面と仕切り壁との間の摩擦力を求めると、千葉県産の埋戻し土を用いた C300 及び C600 の実験では両側の端面併せた摩擦力がそれぞれ全荷重の約 4%及び約 1%であった。しかし、静岡県産の埋戻し土を用いた S300 及び S600 の実験では袖管の単位長さ当たりの荷重が中央部の本管

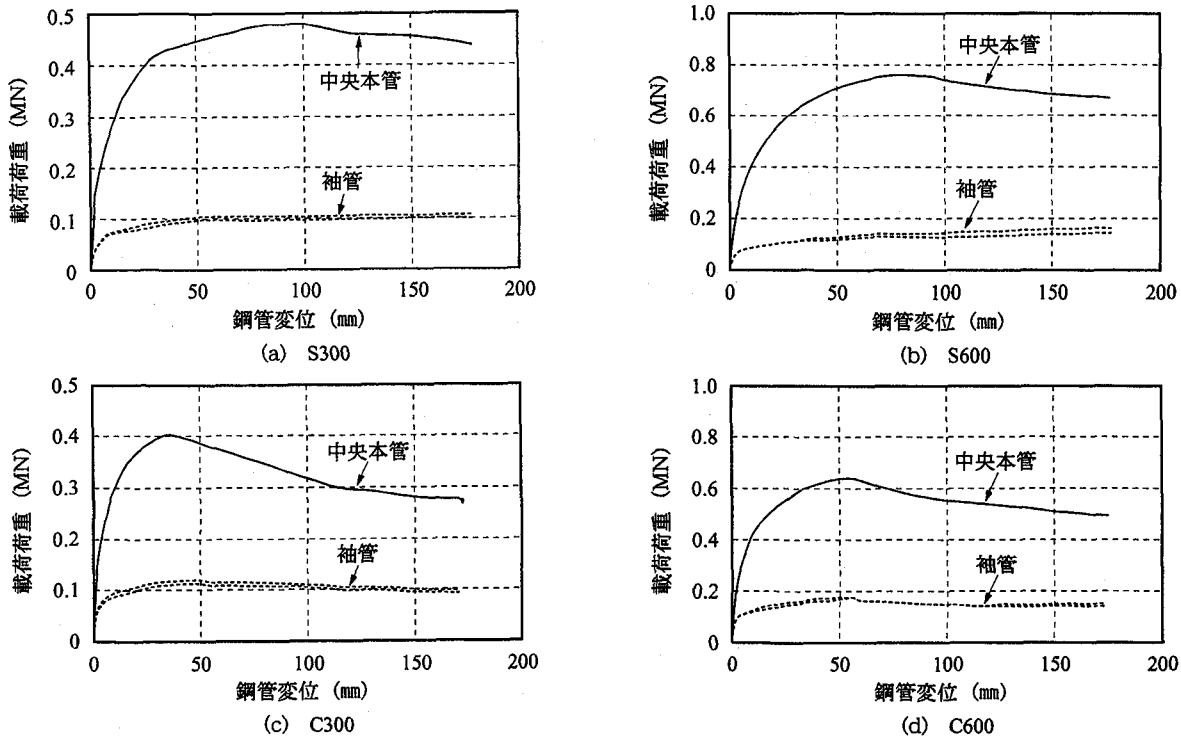


図-3 載荷荷重と鋼管変位の関係

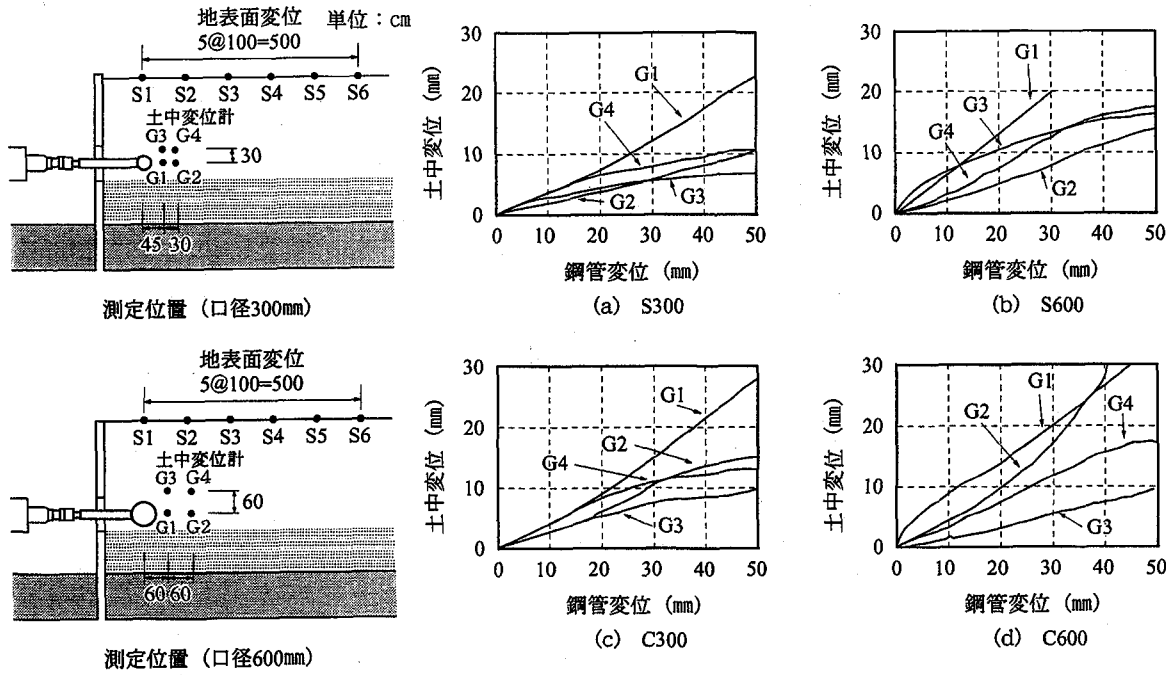


図-4 土中の水平変位

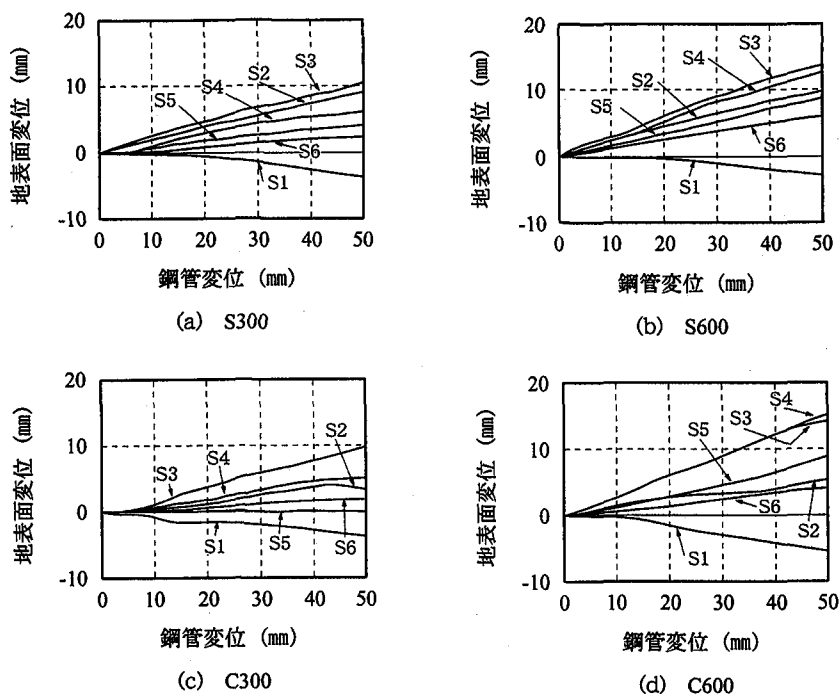


図-5 地表面の水平変位

よりも小さい結果となった。そのため、4 ケースとも以後の荷重に関する考察では中央部の本管で測定した荷重を対象とした。

図-4 に鋼管変位が小さい時の土中の水平変位の測定結果を測定位置とともに示す。小型・完全防水型の変位計（容量 30mm）の頭部に直径 40mm のプレートを取り付け、このプレートが土とともに動くことによって土中の変位を測定した。変位計の固定側は水平に設置した約 5m のアルミパイプを介して土が動かないと考えられる領域に固定した。従って、鋼管変位が大きく、鋼管前方の土塊が受動破壊している状況では、崩壊領域をアルミパイプが横切っているために精度の良い測定は難しくなるが、最大荷重前の鋼管変位が小さい場合には土中の変位を捉えていると考えられる。図を見ると、いずれの実験でも鋼管に最も近い G1 の変位が最も大きく、口径 300mm で鋼管変位の 50%～60%程度、口径 600mm で鋼管変位の 70%程度の変位であった。その他の 3 点では鋼管変位の 20%～40%程度であった。

図-5 に鋼管変位が小さい時の地表面の水平変位の測定結果を示す。測定位置は図-4 に示してある。S1～S6 に巻き込み型変位計を設置し、土が動かないと考えられる領域に固定したステンレスワイヤの引き出し・引き込み量から地表面変位を測定した。鋼管変位が大きくなると、地表面にはクラックや隆起が生じるので精度の良い測定は難しくなるが、鋼管変位が小さい場合には地表面変位を捉えていると考えられる。図を見ると、導管直上の S1 はいずれの実験でも逆方向に鋼管変位の 10%程度動いている。また、口径 300mm では S3 の変位が大きく、鋼管変位 50mm までの範囲で見ると鋼管変位の 20%

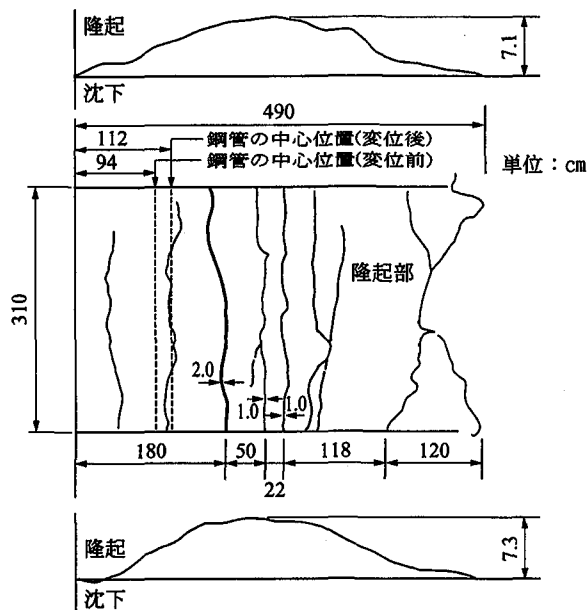


図-6 実験終了後の地表面 (C600)

程度、口径 600mm では S3 及び S4 の変位が大きく、鋼管変位の 30%弱の変位であった。

図-6 に C600（千葉県産の埋戻し土、口径 600mm）での実験終了後の地表面スケッチを示す。クラックは供試体とほぼ平行に生じており、管軸に沿って一様な土圧が作用している 2 次元平面ひずみ状態が保たれていたことがうかがわれる。図-7 に同じ実験での実験終了後の地盤の断面スケッチを示す。地中の水平線は、埋戻し時に 30cm 毎に敷設した石灰の線で、実験終了後に見ると

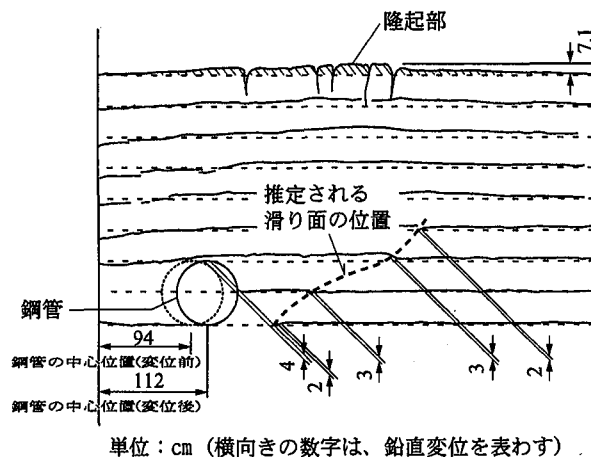


図-7 実験終了後の地盤断面 (C600)

途中に段差が生じている。この段差の位置で受働崩壊の滑りが生じたと考えられる。滑り面は導管前方から上方に向かって伸びており、既往の報告^{5),6),9)}と同様にこの領域に楔型の受働崩壊領域が形成されたことがわかる。

2.3 最大荷重及び荷重-変位曲線に関する考察

図-8に正規化した荷重-変位曲線を示す。埋設パイプラインの応答変位法による耐震設計では、パイプラインは通常は要素でモデル化されるので、設計には平均的な土圧（以下では、単位面積当たりの荷重と呼ぶ）が必要になる。また、この単位面積当たりの荷重を垂直土圧で正規化することにより、既往のモデル実験の結果との比較が可能になる。そこで、中央部の本管に作用する荷重 F を管の水平方向の投影面積（ $=DL$ 、 D ：管の外径、 L ：管長）で除して単位面積当たりの荷重を求め、さらに管中心での垂直土圧（ $=\gamma H$ 、 γ ：土の単位体積重量、 H ：管中心の深さ）で正規化した値を図-8の縦軸に示した。また、設計では地盤と管の相互作用は地盤ばねでモデル化され、両者の相対変位は管変位の影響が及ばない点の地盤変位と管変位の差としているので、今回の実験では鋼管変位そのものが相対変位を表わすと考えて良い。そこで、鋼管変位 δ を管の外径 D で正規化した値を図-8の横軸に示した。なお、実験終了後に供試体には目に見える変形は認められなかったので、鋼管の偏平化による相対変位の誤差は無視できる大きさであったと考えられる。図-8より、「S」で示す静岡県産の埋戻し土と「C」で示す千葉県産の埋戻し土では、同口径で比較した場合、正規化した最大荷重に大きな差はないことがわかる。これは、両者の内部摩擦角がほぼ等しいことが要因として考えられる。また、荷重が最大になる時の変位は、同口径では千葉県産に比較して静岡県産の埋戻し土で大きい傾向を示す。荷重-変位曲線の形状は耐震設計では地盤ばね係数に関係するが、Thomas¹²⁾の提案のように、地盤ばね係数を最大荷重の70%の大きさの荷重点と原点を結ぶ直線の勾配と定義すれば、埋戻し

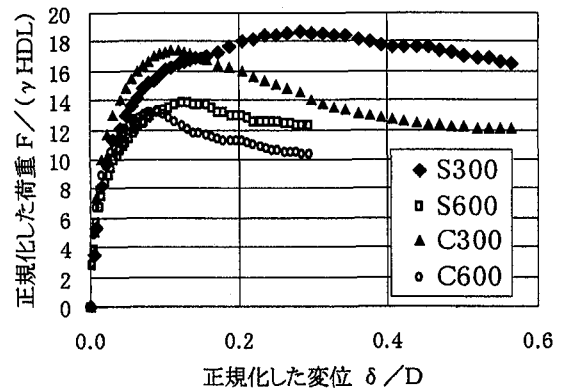


図-8 垂直土圧で正規化した荷重-変位曲線

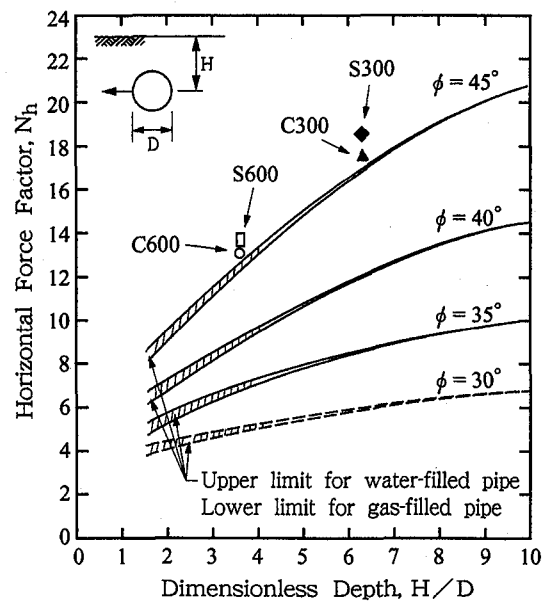
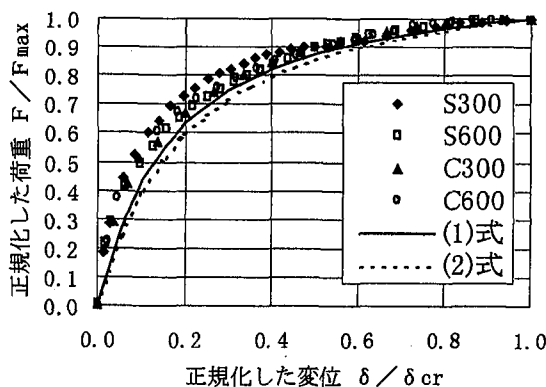


図-9 パイプライン設計のための水平荷重ファクタ N_h と無次元深さ H/D のプロット (文献8) に加筆)

土による違いはほとんどない。また、口径の影響については、管に作用する単位面積当たりの最大荷重が、口径300mmで管中心までの垂直土圧の18~19倍、口径600mmで管中心までの垂直土圧の13~14倍であり、口径の小さい方が単位面積当たりの荷重は大きい。垂直土圧で正規化した最大荷重は、 H/D （管中心の深さ/管の外径）と比例関係にあることが既往の研究^{5),6),8),9)}より知られている。今回の実験では、管中心の深さは2種類の口径でほとんど変わらないため、 H/D の大きい口径300mmの方が単位面積当たりの荷重が大きくなったと考えられる。また、最大荷重到達後に荷重は緩やかに低下することがわかる。

図-9にTrautmannら⁸⁾の提案する最大荷重の簡易図に今回の実験で得られた最大荷重をプロットして示す。図-9の縦軸の N_h は、著者らの定義と等しく、 $N_h = F / (\gamma HDL)$ である。横軸は、管中心の深さ H を管の外径 D で正規化している。S300及びS600の実験で用いた静岡県産の埋戻し土の内部摩擦角は47°、C300及び



図一 1 0 最大荷重で正規化した荷重-変位曲線

C600 の実験で用いた千葉県産の埋戻し土の内部摩擦角は 46° であった。今回の実験結果は、Trautmann らがモデル実験から提案した内部摩擦角 45° のラインの少し上にプロットされており、内部摩擦角の違いを考慮すると、Trautmann らの提案と著者らの結果はほぼ一致することがわかる。

また、荷重が最大となる時の変位は、管中心の深さ H の $2\% \sim 5\%$ であり、バラツキはあるが Trautmann ら⁹⁾の提案する $0.03H$ に概ね一致する値となった。

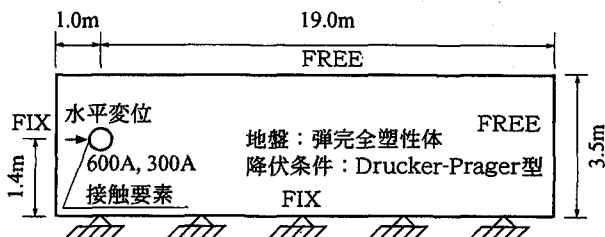
図一 1 0 に中央部の本管に作用する荷重 F を最大荷重 F_{max} で正規化した値を縦軸に、また変位 δ を荷重が最大になる時の変位 δ_{cr} で正規化した値を横軸にプロットして示す。Audibert ら^{5,6)}は、最大荷重までの荷重-変位曲線について双曲線型の(1)式を、また Trautmann ら⁹⁾は、同じく双曲線型の(2)式を提案している。(1)式及び(2)式に大差はなく、著者らの結果も概ね一致する傾向を示した。

$$F/F_{max} = \frac{\delta/\delta_{cr}}{0.145 + 0.855 \cdot \delta/\delta_{cr}} \quad (1)$$

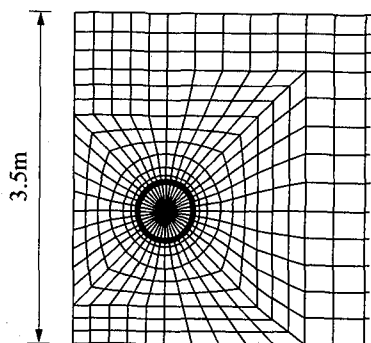
$$F/F_{max} = \frac{\delta/\delta_{cr}}{0.17 + 0.83 \cdot \delta/\delta_{cr}} \quad (2)$$

3. 有限要素解析

千葉県産埋戻し土を用いた C300 及び C600 の実験条件をモデル化した地盤の有限要素解析を実施し、実験で得られた荷重-変位曲線と比較した。解析には、汎用構造解析プログラム「ADINA」を用い、2次元平面ひずみ条件で行なった。解析モデルを図一 1 1 に示す。また、C600 の解析での管周辺のメッシュ分割図を図一 1 2 に示す。実験は、長さ 20m、幅 20m、高さ 3.5m の現地発生土による盛土を掘削し、供試体を埋設して実施したので、管の前方(図一 1 1 の右側の領域)では盛土の範囲の 20m までを解析領域とし、境界条件を FREE に設定した。ただし、現地発生土による盛土部分の地盤材料特



図一 1 1 有限要素法解析での解析モデル



図一 1 2 管周辺の分割メッシュ (口径 600mm)

性には、埋戻し土と同じ値を設定した。また、盛土下の地盤は標準貫入試験による N 値が地表面近くから 50 に近く、硬いので、高さ方向の解析領域は盛土高さの 3.5m とした。

地盤と管の接触面には剥離及び剥離しない部分での管周辺の摩擦抵抗を考慮する接触要素を用いた。この要素では、周辺地盤と管の間に引張力が生じる領域では周辺地盤と管は剥離する。また、周辺地盤と管の間に圧縮力が生じる領域では、法線方向の圧縮力及び周辺地盤と管の間に $\tan \delta$ を摩擦係数とするクーロン摩擦力が作用する。 δ の値は、管軸方向の地盤ばね特性に関する実験結果⁷⁾から 29° とした。

実験では管の断面変形や発生ひずみは測定していなかったが、実験後に目に見える変形は認められなかったので管は剛体としてモデル化した。

地盤材料は、弾完全塑性体と仮定し、(3)式に示す Drucker-Prager 型の降伏関数を用いた。

$$f = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa \quad (3)$$

ここに、 f : 降伏関数、 I_1 : 応力の第 1 不変量、 J_2 : 偏差応力で表わした応力の第 2 不変量であり、 α 及び κ はパラメータで、

$$\alpha = \sin \phi / \sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi}$$

$$\kappa = 3c \cdot \cos \phi / \sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi} \quad (4)$$

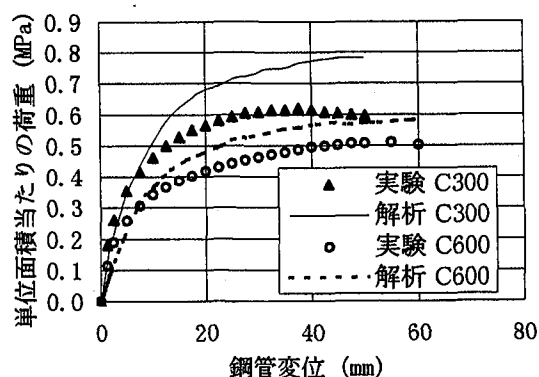


図-1 3 解析と実験の荷重-変位曲線の比較

より求めた。ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角、 C : 土の粘着力である。 ϕ 及び C には表-2 に示す非圧密非排水条件の三軸圧縮試験より求めた値を用いたが、2.1 節で記述したように、これらの強度定数は圧密排水条件による強度定数と等価であるとなさせる。変形係数 E についても同様であり、三軸圧縮試験結果を参考に、 $E=4100 \text{ N/cm}^2$ とした。またポアソン比 ν は、 $\nu=0.35$ とした。解析では Tension cut-off を考慮した。

図-1 3 に管の単位投影面積当たりの荷重と鋼管変位の関係を解析と実験で比較して示す。鋼管変位が小さい時には解析値は実験値よりもやや小さい。鋼管変位が大きくなると解析値が実験値を上廻り、最大荷重では、解析値は実験値よりも 15%~25% 大きい。最大荷重までの荷重-変位関係の傾向は一致しており、解析値は双曲線型の荷重-変位関係を概ね表現している。また、解析は、千葉県産埋戻し土を対象にしたが、静岡県産埋戻し土の強度定数もほとんど同じなので、静岡県産埋戻し土を対象にしても解析結果はほとんど変わらないと考えられる。

4. 結論

実大規模の埋設パイプライン(口径300mm及び600mm、管頂までの埋設深さ 1.8m) で管軸直角水平方向の地盤ばね特性を実験的に検討して、次の主要な結論を得た。

- (1) 管に作用する単位面積当たりの最大荷重は、口径300mm で管中心までの垂直土圧の 18~19 倍、口径600mm で管中心までの垂直土圧の 13~14 倍であり、この結果は、地盤の内部摩擦角を考慮すれば既往のモデル実験での結果とほぼ一致する。
- (2) 荷重が最大となる変位は、管中心の埋設深さの 2%~5% である。また、荷重を最大荷重で、変位を最大荷重を与える変位で正規化した荷重-変位曲線は双曲線により近似できる。これらの結果も既往のモデル実験での結果とほぼ一致する。
- (3) Drucker-Prager 型の降伏関数を用いる地盤の有限要素解析では、最大荷重が実験値よりも 15%~25% 大きくな

るが、最大荷重までの荷重-変位関係は概ね表現することができる。

本研究は、石油公団の委託を受けて (財) エンジニアリング振興協会が実施したものであり、この度、石油公団の許可を受けて発表できることとなった。

参考文献

- 1) 川島一彦、杉田秀樹、中島燈：地下構造物における耐震設計の考え方、基礎工、pp.43-48、1993 年 12 月。
- 2) 島村一訓、竹之内博行、三木千壽、福澤小太郎：実大実験による埋設パイプラインの軸方向動的地盤ばね特性の研究、土木学会論文集 No.612/I-46、pp.55-66、1999 年 1 月。
- 3) Nymann, K.J.: Soil response against oblique motion, J. of Transportation Engineering, ASCE, Vol.110, No.2, pp.190-202, 1984.3.
- 4) 例えば、日本ガス協会、高圧ガス導管耐震設計指針、2000 年 3 月。
- 5) Audibert, J. M.E. and Nyman, K.J.: Coefficients of subgrade reaction for the design of buried piping, Proc. 2nd ASCE Specialty Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, pp.109-141, 1975.
- 6) Audibert, J. M.E. and Nyman, K.J.: Soil restraint against horizontal motion of pipes, J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No. GT10, pp.1119-1142, 1977.10.
- 7) Hansen, J.B.: The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, Bulletin 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, pp.1-9, 1961.
- 8) Trautmann, C.H. and O'Rourke, T.D.: Lateral force-displacement response of buried pipe, J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.9, pp.1077-1092, 1985.10.
- 9) 安藤広和、小林実央、小口憲武：地震時地盤の側方変位により埋設管に作用する拘束力の検討、第 23 回地震工学研究発表会、pp.409-412、1995 年。
- 10) Yoshimi, Y., Tanaka, K. and Tokimatsu, K.: Liquefaction resistance of a partially saturated sand, Soils & Foundations, Vol.29, No.3, pp.157-162, 1989.9.
- 11) Zhang, J-M, Shamoto, Y. and Tokimatsu, K.: Seismic earth pressure theory for retaining walls under any lateral displacement, Soils & Foundations, Vol.38, No.2, pp.143-163, 1998.6.
- 12) Thomas, H.P.: Discussion on Soil restraint against horizontal motion of pipes, J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104, No. GT9, pp.1214-1216, 1978.9.

(2001 年 9 月 14 日受付)