

小口径管に作用する管軸直角方向の 地盤拘束力のモデル化

緒方 太郎¹・大室 秀樹²・楢田 泰子³・長谷川 延広⁴

¹学生会員 神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail: 212t114t@stu.kobe-u.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail: 175t753t@stu.kobe-u.ac.jp

³正会員 神戸大学准教授 大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

⁴正会員 JFEエンジニアリング株式会社 アクアパイプライン事業部

(〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2丁目1番地)

E-mail: hasegawa-nobuhiro@jfe-eng.co.jp

埋設管の耐震計算において管軸直角方向に地盤拘束力として作用させる地盤ばねの特性は重要である。しかし、各種ライフラインの耐震設計指針・基準では地盤ばねやその降伏値については管路の変位が水平方向の場合しか久しく検討されてこなかった。本研究では、同一地盤で同一埋設深さにある呼び径 50, 100, 150mm の埋設管を水平、上、下の 3 方向に移動させて、地盤拘束力変位関係を明らかにして、耐震計算に必要な地盤ばねの諸元をモデル化した。この実験結果より、管軸直角方向地盤ばねの異方性の有無についても実験で明らかにした。また、地盤ばねは完全弾塑性型として、埋設深さと口径より最大地盤拘束力とその変位を算出する方法を提案した。

Key Words : pipeline, ground reaction force, anisotropy, experiment

1. はじめに

上下水道、ガスなどのライフラインの埋設管の耐震計算では、応答変位法が久しく用いられ、地震時の波動や地盤変状の変位を管に伝達するために地盤ばね係数が設定されている^{1,2,3)}。管軸直角方向の地盤拘束力を表す地盤ばね係数は、管の移動方向前面の地盤を拘束することから、水道や下水道の耐震設計指針では管の投影面積あたりの地盤剛性の諸元を基にして算出される。1995 年の兵庫県南部地震を契機に各種の耐震設計指針にはレベル 2 地震動が設計外力に導入された。高圧ガス導管の指針(以下、ガス指針と呼ぶ)³⁾では地震作用による終局限界を対象とした設計法へ移行すべく、管軸方向、管軸直角方向の地盤ばね特性を調査する実規模実験が行われ⁴⁾、これらの実験から管軸直角方向には地盤拘束力の降伏を考慮した非線形地盤ばねが採用されている。一方、水道施設耐震工法指針⁵⁾では、軸方向のすべりはレベル 2 地震動に対して考慮されているが、管軸直角方向の地盤ば

ね特性に降伏状態は考慮されていない。また、いずれの指針においても、管軸直角方向の地盤ばね係数の異方性に関して議論・検討はされない。

米国のライフライン施設の耐震設計基準である American Lifeline Alliance (ALA) の水道埋設管路の基準⁶⁾では、断層を横断する管路の FEM 解析において水平方向、鉛直下向き、鉛直上向きの 3 方向について異なる地盤ばね係数を設定することが規定されている。本基準の管路下向きのばね設定は Meyerhof⁶⁾の実験結果を、水平方向、管路上方向のばねの設定は、Trautmann et al. が行った土槽中の 100A, 300A の埋設鋼管を水平引張、鉛直引き揚げした場合の荷重変位関係を基にしている^{7,8)}。前述した高圧ガス導管の指針策定にあたり、水平方向地盤拘束力実験で用いられた埋設管の鋼管の呼び径は 300A と 600A であった。また、安藤ら⁹⁾は 150A, 300A, 600A の鋼管に対して水平載荷実験を行っている。これら日米の実験から、以下のことが体系化されている：(1)地盤拘束力(投影面積あたりの地盤抵抗)は、管と

地盤との相対変位に応じて増加し、最大地盤拘束力を超えると降伏して一定値に収束する。(2)最大地盤拘束力やその時の変位(以下、降伏変位と呼ぶ)は埋設深さや地盤の締固め条件に依存する。(3)最大地盤拘束力は水平方向と鉛直上方向の移動方向で異なり、地盤拘束力には異方性がある。

一方で、道路橋示方書¹⁰⁾では水平方向の平板載荷試験から算出された地盤反力係数は、杭径の3/4乗に反比例することが知られている¹¹⁾。これらは吉中による300mmから1200mmまでの剛体円板を用いた実験に基づくもので、300mm以下では外挿していることになる。また、上述の水平方向地盤拘束実験においても対象口径は100mm以上である。水道管路の全布設延長(導・送・配水管)の78%は呼び径150mm以下の小口径管であることからすると、小口径管路に対する地盤拘束力を整理しておく余地はある。

本研究では、小口径埋設管の地震応答解析や耐震計算に必要な諸元を得るために、地盤拘束力変位関係を実験により明らかにする。著者ら¹²⁾は土槽に埋設した鋼管50Aの水平・鉛直上・鉛直下方向の三方向で管軸直角方向の引張実験を行い、地盤拘束力の異方性を明らかにしたが、実験装置、実験方法に改良の余地があり、さらに実験ケースが限定的であった。本研究では、口径や管種、埋設深さなどのパラメータにより新たに実験を行い、それらの地盤拘束力変位関係から埋設管路の耐震計算に用いる地盤ばねの諸元を提案する。

2. 実験方法

(1) 実験装置の概要

本研究では、土槽内に埋設された供試管を水平方向、鉛直上方向に引っ張ること及び鉛直下方向に押し込むこ

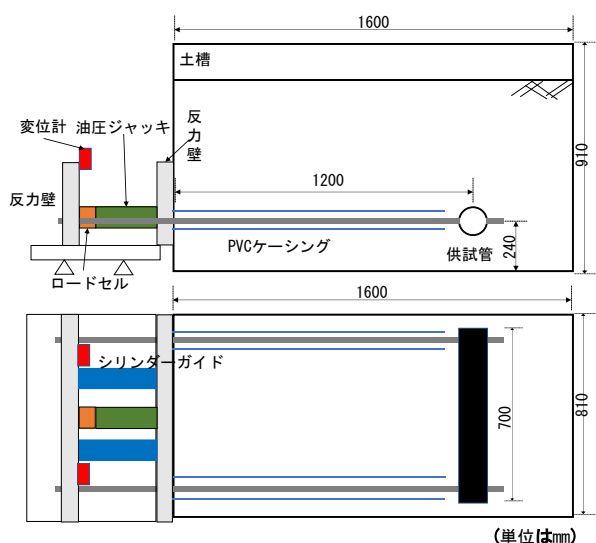


図-1 実験装置概要

とにより、供試管に作用する地盤拘束力変位関係を測定した。実験土槽および引張装置の概要を図-1に示す。図は、一例として、水平引張試験時の装置配置を示している。土槽内径の大きさは、長さ1600mm、高さ910mm、奥行き810mmで、土槽は全側面鋼板フレーム製である。

引張装置は、図-2に示すように油圧ジャッキが伸びて反力壁を押すことで鋼棒に引張力が作用して供試管が移動するものである。この反力壁、油圧ジャッキ、シリンダーガイドから構成される引張装置は可搬できるため、载荷方向に応じて引張装置を土槽に横置き固定、または上載させて実験装置を組み立てた。载荷方法は、人力による油圧ジャッキへの加圧である。

供試管の長さは700mmで、土槽境界部の影響が出ないように土槽内壁面から55mmずつクリアランスを確保した。供試管はいずれの载荷方向の試験においても、直径20mmの鋼棒を管に貫通させてボルトで固定した。さらに固定部で供試管が撓まないように長さ50mmの鋼製コアを供試管内に通した(図-3参照)。鋼製コアの外径はφ50の内径に沿うもので、φ100以上の供試管の場合は移動方向の管外側のボルトと鋼製コアで供試管を挟



図-2 引張装置

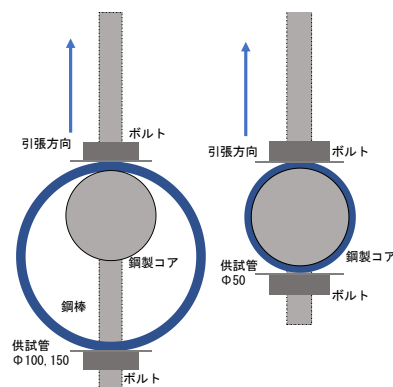


図-3 供試管の概要

むようにして固定される。地盤拘束力の荷重に鋼棒部分の地盤との摩擦の影響を減らすため、供試管の移動前方方向の鋼棒部分は70mm程度の可動域を残してPVC管でケーシングした。水平地盤変位を受ける埋設管は、地盤強度の降伏とともに水平方向とともに上方向に移動するが、本実験装置では鋼棒の剛性が十分あるため、供試管の水平方向引張時に供試管が移動や回転することは考えにくい。

水平方向引張試験においては移動方向前面の土槽壁面による拘束の影響を減らすため、供試管は移動方向側（図-1 左側）の土槽壁面から管中心まで1200mm離して設置した。深さ方向については土槽底面から240mmの位置に管中心を置き、土被り厚は供試管の外径に応じた試験ケースに合わせて変更した。

鉛直上方向引張試験では、土槽長手方向の中央に供試管を設置した。深さ方向の管中心は、水平引張試験と同様に、土槽底面から240mmの位置に設置し、土被り厚は供試管の外径に応じた試験ケースに合わせて変更した。

鉛直下方向押し込み試験に関しては、引張装置の外枠にフレームを組み、図-4に示すようにジャッキによる伸びを鋼棒の押し込み変位に換える機構にした。フレームの設置制約から土槽長手方向の管中心は壁面から600mmのところの位置に設置した。土槽底面の剛性による影響を減らすために、管底面を土槽底面から600mmの位置に設置した。また、鉛直下方向押し込み試験は、土被りによる影響がないと考えられるため、土被り厚は供試管の外径に合わせて1D（Dは管外径）で調整した。

供試管の変位計測は、油圧ジャッキの両側に設置したシリンダーガイドに沿って2つの巻込型変位計で行った。



図4 鉛直押し込み載荷時のフレームと土槽

供試管に作用する荷重は、反力壁と油圧ジャッキの間に設置したロードセルで計測した。

(2) 地盤材料の特性

本実験で使用した地盤材料は珪砂8号相当の砂で、細粒分が2%程度まれている。砂の物理特性の詳細は、表-1に示している。締固め試験の結果から実験には最適含水比の締固め度90%のドライ側として、含水比は10%で調整した。地盤は600mm程度の層厚に対して9層に分けてそれぞれの層で含水比の管理を行い、総重量と締固め後の体積から各層の締固め度を管理した。その結果、土槽全体の締固め度は91.2%となった。なお、相対密度と有効上載圧から推定したN値は6相当であった¹³⁾。

(3) 実験ケース

本研究では小口径管を対象とするために、口径50～150mmの鋼管（SP）ならび配水用ポリエチレン管（PE）を用いた。使用した供試管は、SP管の呼び径50A（外径60.5mm、以下、括弧内は外径）、呼び径100A（114.3mm）、呼び径150A（165.2mm）の3口径と、PE管の呼び径φ50（63mm）、呼び径φ100（125mm）、呼び径φ150（180mm）の3口径である。以下、呼び径をφでまとめて記載する。土被り厚は、各試験及び供試管の外径Dごとに設定した。

表-2、表-3、表-4は、それぞれ水平方向引張試験、鉛直上方向引張試験、鉛直下方向押し込み試験の実験ケースを示している。水平方向引張試験は、いずれも口径による土被りケースを3ケース以上設定した。水平方向引張試験では各管種で10ケースを実施した。また、φ50の10Dとφ100の6D、φ150の4Dのケースについては、上層から2D相当分の地盤重量に換算した土のう袋で載積した。鉛直上方向引張試験においては、各管種で9ケース実施した。鉛直下方向押し込み試験に関しては土被り厚はいずれの管径においても1Dのみの各管種3ケースを実施した。実験の再現性を確認するために、各ケー

表-1 地盤材料の物理特性

項目		
土粒子密度(g/cm ³)		2.67
最大乾燥密度(g/cm ³)		1.42
粒度分布	砂分(%)	98.01
	細粒分(%)	1.99
	均等係数 U _c	1.5
	曲率係数 U _{c'}	0.86
	平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.15
最大粒径 D ₁₀₀ (mm)		2
粘着力(N/mm ²)		0.011
内部摩擦角(°)		34

スにおいて2~4回程度試験を行った。本実験は2021年3月に神戸大学工学部構造実験室において実施した。

3. 水平方向引張試験結果

(1) 地盤拘束力-変位関係

図5~図7に水平方向引張試験の地盤拘束力-変位関係を口径別に示す。SP管の結果を青色、PE管の結果を橙色で示している。実験結果の整理にあたり、横軸の供試管の変位は変位計で計測した値であり、縦軸の地盤拘束力は、ロードセルで計測した荷重を供試管投影面積（供試管外径 D ×供試管長700mm）で除した値である。図中に示す H/D の H は地表面から管中心までの深さである。変位数mmごとに反力が若干除荷されているのは油圧ジャッキの特性によるものである。地盤拘束力変位曲線を観察し、地盤拘束力のピークを最大地盤拘束力 α_r を与える点として図中に丸印で示している。

最大地盤拘束力 α_r の評価として、本研究では以下に示す方法で恣意的に決定した。まず、地盤拘束力-変位関係において明瞭なピーク（変位の増加に対して地盤拘束力が低下する）がある場合は、そのピークの値を最大地盤拘束力とした。次に、地盤拘束力-変位関係が緩やかなバイリニアの形状を取る場合には、第二ステップと考えられる範囲の最初の変位時の地盤拘束力を最大地盤拘束力とした。ただし、本実験ではいずれの実験ケース

でも少なくとも50mmの変位を計測するまで実験を行っているが、その範囲の変位において荷重変位関係に完全な弾塑性特性が見られないことがあることに留意された。とくに、口径や土被りが大きくなれば最大地盤拘束力 α_r と判断した点以降も地盤拘束力は微増するため、判定者によって最大地盤拘束力が大きくなる場合があるが、その場合の最大地盤拘束力の誤差は数%といえる。

SP管とPE管を比較すると、同じ土被りで同じ口径の場合、地盤拘束力-変位曲線自体はほぼ同じ挙動を示しているが、ピークの値及びその時の変位は、PE管の方が若干大きい値となっている。載荷後にPE管の残留変

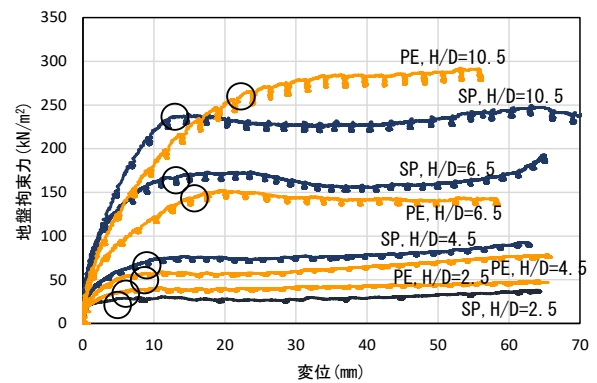


図-5 水平引張試験φ50の地盤拘束力と変位との関係

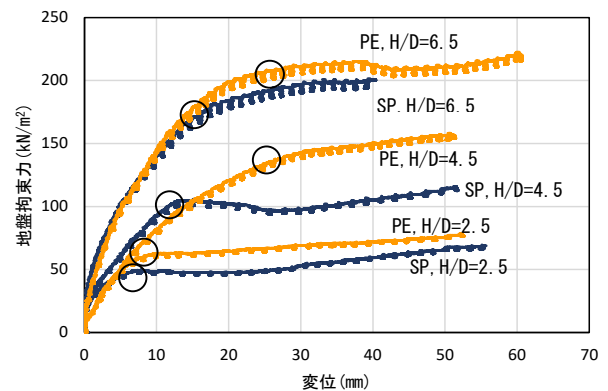


図-6 水平引張試験φ100の地盤拘束力と変位との関係

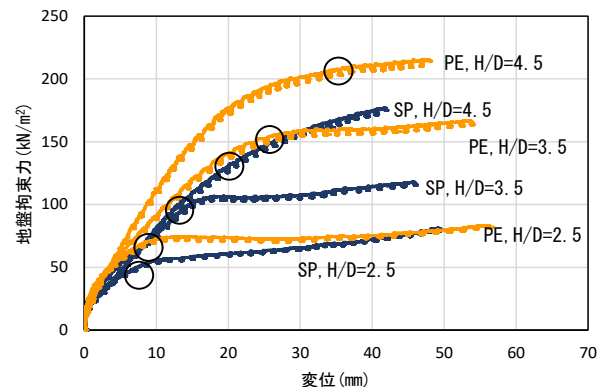


図-7 水平引張試験φ150の地盤拘束力と変位との関係

表-2 水平引張方向実験ケース

管種	SP			PE		
呼び径	φ50	φ100	φ150	φ50	φ100	φ150
土被り ケース	2D	2D	2D	2D	2D	2D
	4D	4D	3D	4D	4D	3D
	6D	6D*	4D*	6D	6D*	4D*
	10D*			10D*		

注: *は上層から2D相当分の地盤は、同重量に換算した土のう袋で載積した。

表-3 鉛直上方向引張実験ケース

管種	SP			PE		
呼び径	φ50	φ100	φ150	φ50	φ100	φ150
土被り ケース	2D	2D	2D	2D	2D	2D
	4D	3D	2.5D	4D	3.5D	
	6D	6D		6D		
	8D					

表-4 鉛直下方向押し込み実験ケース

管種	SP			PE		
呼び径	φ50	φ100	φ150	φ50	φ100	φ150
土被り ケース	1D	1D	1D	1D	1D	1D

形はわずか数 mm 程度ではあったが確認することができた。これらの変形から、PE 管の方が SP 管より剛性が低いため、地盤拘束力により管自体が扁平し、投影面積が大きくなったため地盤拘束力を大きく受けたことが考えられる。PE 管において地盤拘束力が大きくなる要因については今後詳細に検討する必要がある。地盤拘束力-変位関係は、変位が 5~20 mm 近くまで変位に比例して地盤拘束力が増加し、降伏のピークを過ぎれば地盤拘束力はほぼ一定の値に収束する。最大地盤拘束力及びその時の変位は、いずれも土被りが大きくなれば増加する傾向を示した。また、降伏に至るまでの初期勾配は、同じ土被り厚であっても小口径管ほど大きくなり、土被りが大きくなるほど、大きくなる傾向がみられた。

実験では土のうを載せない実験ケースでは供試管の移動前方方向の地盤表面には最大地盤拘束力に達する少し前から供試管の管軸方向と平行する方向に複数の直線的な亀裂が入ったことを確認している。亀裂は、元の管路位置から移動前方方向に水平に埋設深さ相当分の範囲で現れた。

(2) 地盤拘束力変位の無次元化

図-8に地盤拘束力変位関係を無次元化したものを示す。結果の一例として、SP管の口径 $\phi 50 \sim \phi 150$ 、土被り $2D$ と $4D$ をまとめて掲載している。地盤拘束力を上載圧 $\gamma_t H$ で除すことで拘束力の無次元量としたものを縦軸に、変位を管の外径 D で除して変位の無次元量としたものを横軸に示している。いずれのケースにおいても、無次元化した地盤拘束力の初期勾配は、一定となっているのが確認できる。また、口径の大きいケースでは降伏後に地盤拘束力が漸増する傾向が見られたが、無次元化すると同条件の $\phi 50$ のケースに包絡されるような傾向があることがわかる。

(3) 最大地盤拘束力の無次元化

図-8と同様に上載圧 $\gamma_t H$ で無次元化した無次元化最大地

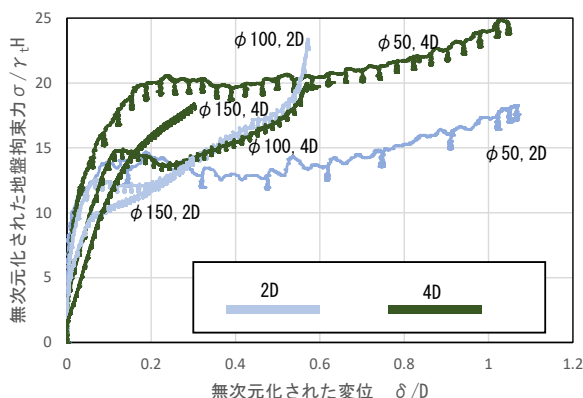


図-8 無次元化地盤拘束力変位の関係 (SP管土被り $2D$, $4D$)

盤拘束力 $\sigma_{cr}/\gamma_t H$ と口径に対する管中心までの埋設深さ比 H/D との関係を図-9に示す。比較のために、ガス指針³⁾に記載されている東京ガス、ガスパイプライン保安局、Trautmann et al.の同様の実験についても図中に示している。なお、ガス導管の実験は呼び径300A~600Aの口径を対象に、非常に密に締固められた条件(地盤の内部摩擦角 $\phi=45^\circ$ 程度)で行われている。

無次元化最大地盤拘束力は、土被り比の増加に伴って増加する傾向を示した。その傾向は管種において特徴的な違いは見られず、 $\phi 50$ の小口径は実験ケースが多いために比例的な傾向は明瞭であった。本実験結果を高圧ガス指針と比較すると、 $\phi 100$ 及び $\phi 150$ に関しては同程度になり、 $\phi 50$ に関しては、高圧ガス指針よりやや大きい値となっているのを確認できた。無次元化最大地盤拘束力は、 $H/D=6.0$ 程度を超えるまでは比例的に増加し、その後は一定の値($\phi 50$ の場合は30程度)に漸近し、Trautmann et al.⁷⁾の実験結果とも整合的であった。

(4) 降伏変位の無次元化

最大地盤拘束力時の変位を降伏変位 δ_v と呼び、それを管中心までの埋設深さ H で除して無次元化降伏変位 δ_v/H と H/D との関係を口径別に図-10に示す。前述と同じく、ガス指針³⁾に記載されている同様の実験の値についても重ねて示している。無次元化降伏変位は、いずれの口径及び土被りにおいても、管中心までの埋設深さ H の3~5%程度となった。図-10より、この地盤においては最大地盤拘束力時の降伏変位は管中心までの埋設深さ H の3.5%であると推定した。Trautmann et al.⁷⁾のモデルにおいても同様の方法で決定しており、非常に密に締固められた条件では3%であると提案している。

(5) 正規化された地盤拘束力変位関係

地盤拘束力-変位関係を、最大地盤拘束力と降伏変位でそれぞれ除すことで、地盤拘束力と変位をそれぞれ0から1に正規化して実験結果を整理した。図-11は各実験

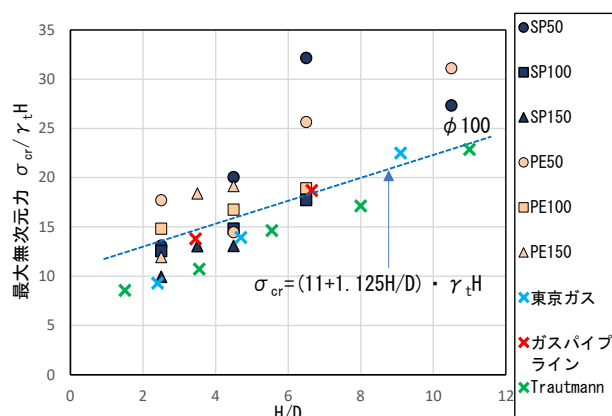


図-9 水平方向の無次元化最大地盤拘束力と H/D との関係

ケースの正規化された地盤変位を0.1間隔で、区間平均変位と区間平均地盤拘束力を算出してプロットしたものである。これらの点は概ね双曲線モデルに近似できる。各実験ケースの区間平均値から残差二乗和が最小となるようにして式(1)の双曲線を推定した。また、各パラメータごとの式(1)との分散を表-5に示す。

$$y = x / (0.21 + 0.79x) \quad (1)$$

ここで、 y ：正規化された地盤拘束力(= σ / α_r)

x ：正規化された地盤変位(= δ / δ_0)

σ ：地盤拘束力 (kN/m²)

α_r ：最大地盤拘束力 (kN/m²)

δ ：地盤変位 (mm)

δ_0 ：地盤降伏変位 (mm)

表-5 より口径は $\phi 100$ と本実験ケースでは中位の口径でばらつきが小さく、土被りが厚いほど推定した双曲線に近づくことがわかった。土被りが浅いほど、早くに地盤亀裂が入りやすく、地盤亀裂と最大地盤拘束力との発生時の差がでやすいことが原因と考えられる。

ガス指針³⁾と同様に設計実務上の利便性を考慮し、上記の双曲線と等価なバイリニア用いた直線により地盤拘

束力と変位との関係を近似することとする。双曲線モデルにおける最大地盤拘束力までのエネルギー量が等価になるように、完全弾塑性型の地盤拘束力-変位関係を求めたところ、図中の破線に示すように降伏変位の0.52倍で最大地盤拘束力に達するモデルとなった。そのため、降伏変位は以下の式で算出できる。

$$\delta_{cr} = 0.035H \cdot 0.52 \quad (2)$$

ここで、 δ_{cr} ：バイリニア近似の際の降伏変位 (mm)

H ：管中心までの埋設深さ (mm)

0.035：埋設深さに対する降伏変位の比率 (図-10の H の3.5%)

0.52：双曲線型を完全弾塑性型に近似するための係数

(6) 口径による地盤ばね係数への影響

図-9より最大地盤拘束力は $\phi 50$ の口径が小さくなるほど大きくなりやすい傾向があった。このことから、降伏変位に対する最大地盤拘束力の比から地盤ばね係数を算出し、同じ H/D をもつ実験ケースで口径 $\phi 100$ と基準としたときの地盤ばね係数の比を口径比のべき乗で評価することを試みた。式(3)は口径による影響を表す実験式である。同じ H/D をもつ口径ペアのサンプルで回帰分析を行い、べき乗の値は $-2/9$ となった。

$$\frac{k_h}{k_{h0}} = \left(\frac{D}{D_0} \right)^{-\frac{2}{9}} \quad (3)$$

ここで、 k_h ：水平方向地盤ばね係数 (kN/m³)

k_{h0} ： $\phi 100$ の水平方向地盤ばね係数 (kN/m³)

D_0 ： $\phi 100$ の外径 (mm)

具体的には、 $\phi 100$ の地盤ばね係数に比べて $\phi 50$ の地盤ばね係数は1.15倍程度、 $\phi 150$ 地盤ばね係数は0.92倍程度となる。小口径の方が地盤ばね係数は明らかに大きくなるが、本実験範囲では吉中¹¹⁾の補正係数ほどべき乗の値は小さくならなかった。

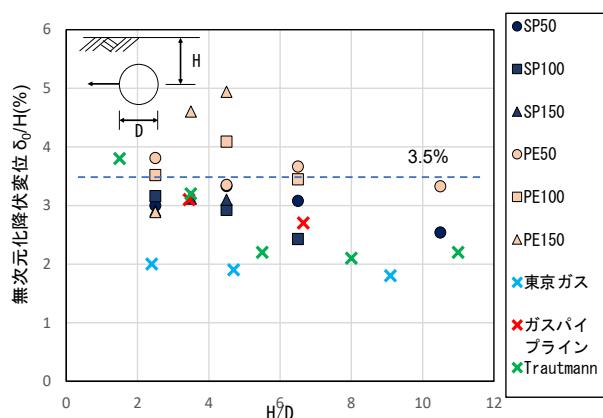


図-10 無次元化降伏変位 δ_0/H と H/D との関係

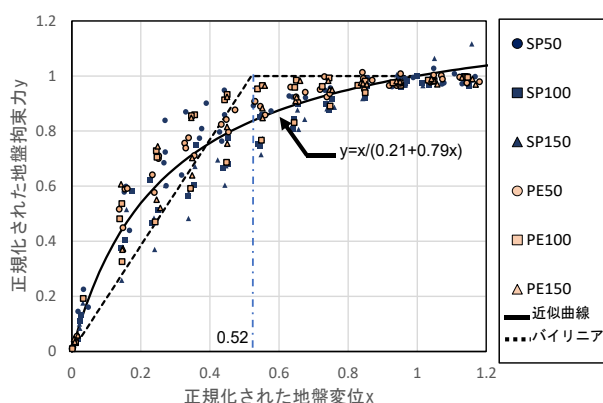


図-11 正規化された地盤拘束力変位関係

表-5 各種パラメータの分散

大分類	小分類	分散
口径	$\phi 50$	0.67
	$\phi 100$	0.66
	$\phi 150$	0.82
土被り比 (H/D)	2.5	1.03
	4.5	0.78
	6.5	0.75
管種	SP	0.84
	PE	0.58

(7) 地盤ばね係数の提案

本研究では、正規化した地盤拘束力-変位関係の双曲線モデルに最も近い $\phi 100$ を基準として地盤ばね係数の算出方法を提案する。まず、想定される管路の口径、埋設深さ、管路上部の地盤の単位体積重量が与えられた場合に、図-9を用いて、土被りから $\phi 100$ の最大地盤拘束力 σ_{cr} を算出する。

$$\sigma_{cr} = (11 + 1.125 H / D) \cdot \gamma_t H \quad (4)$$

次に、式(2)を用いて降伏変位 δ_r を算出し、 $\phi 100$ の地盤ばね係数 $k_0 (= \sigma_{cr} / \delta_r)$ を求める。さらに、式(3)を用いて当該口径の水平方向地盤ばね係数 k_h を算出する。

地盤ばね係数の補正によって降伏変位や最大地盤拘束力が変化することになるが、本研究では降伏変位はそのまま変更せず、最大地盤拘束力を補正倍変更することとする。

4. 鉛直上方向引張試験結果

鉛直上方向の引張試験についても、分析方法や地盤ばね係数導出までの過程は水平方向引張試験の要領で行った。個々の説明の詳細については水平方向引張試験を参照にされたい。

(1) 地盤拘束力-変位関係

図-12～図-14に鉛直上方向引張試験の地盤拘束力-変位関係を口径別にそれぞれ示す。鋼管の結果を青色、PE管の結果を橙色で示している。水平引張試験と同様の方法で、最大地盤拘束力を決定した。鉛直上方向の場合には、すべて地盤拘束力がピークになる点を最大地盤拘束力とした。最大地盤拘束力の位置を図中に丸印で示す。

SP管とPE管を比較すると、同じ土被りで同じ口径の場合、地盤拘束力-変位曲線はほぼ同じ挙動を示しているが、 $\phi 50$ のPEにおいては、最大地盤拘束力時の変位がSPよりも大きかった。これは、PE管が撓んでいたためと考えられる。地盤拘束力と変位との関係は、変位が5～10 mmまでの範囲では、変位に比例して地盤拘束力が増加し、降伏のピークを過ぎれば地盤拘束力はほぼ一定の値に収束する。最大地盤拘束力及びその時の変位は、水平方向引張試験の時と同様に、いずれも土被りが大きくなれば増加する傾向を示した。また、降伏に至るまでの初期勾配は、同じ土被り厚であっても小口径管ほど大きくなり、土被りが大きくなるほど、大きくなる傾向がみられた。水平方向引張試験と比較して、最大地盤拘束力やその時の変位は小さくなった。初期勾配に関しては水平引張試験よりも3倍程度大きくなった。

実験では、管路直上と管路位置から水平方向に埋設深

さ相当分の範囲で亀裂が複数入った、亀裂のパターンは様々であるが、比較的管路直上と管路から斜め上方向に走る亀裂によって土塊ブロックが二つできることが多かった。また、亀裂は引張载荷すぐに地表に確認することができた。

(2) 地盤拘束力変位関係の無次元化

地盤拘束力-変位関係の両軸を無次元化したものを図-15に示す。結果の一例として、SP管 $\phi 50 \sim \phi 150$ の土被り $2D$ と $4D$ をまとめて掲載している。水平方向引張試験時と同様に整理してまとめている。いずれのケースにおいても、無次元化した地盤拘束力の初期勾配は、一定となっているのが確認できた。また、土被りが厚くなれば無

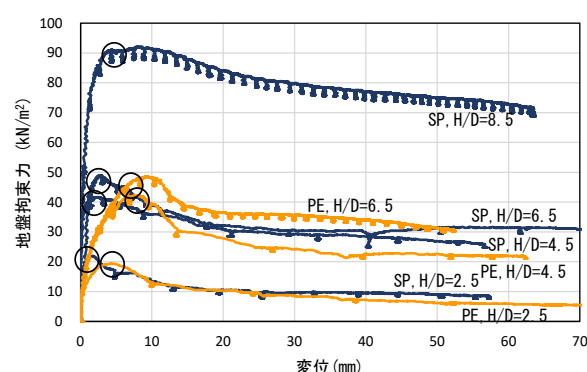


図-12 鉛直上引張試験 $\phi 50$ の地盤拘束力と変位との関係

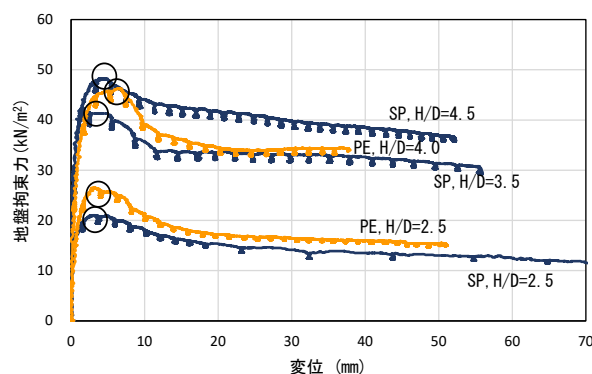


図-13 鉛直上引張試験 $\phi 100$ の地盤拘束力と変位との関係

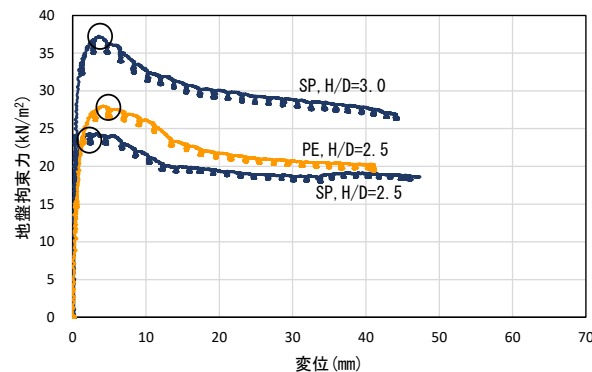


図-14 鉛直上引張試験 $\phi 150$ の地盤拘束力と変位との関係

次元化した地盤拘束力のピークの値は大きくなるのが確認できた。

(3) 最大地盤拘束力の無次元化

水平方向引張試験と同様に、最大地盤拘束力を上載圧で無次元化して整理したものを図-16に示す。比較のために、Trautmann et al.⁸⁾の同様の実験で得られた値についても図中に示している。なお、Trautmann et al.の実験は口径100Aの鋼管を対象に、中程度に締固められた条件（ $\phi=36^\circ$ 程度）で行われている。水平方向引張試験と同じく、埋設深さが大きくなるにつれて最大地盤拘束力は増加する傾向が示された。しかし、Trautmann et al.の実験よりも最大地盤拘束力は2倍位程度大きくなった。本実験では試験速度制御できないため、鉛直上方向の実験の引張速度が速いことが最大地盤拘束力を大きく算出させた要因の一つと考えられる。

(4) 降伏変位の無次元化

最大地盤拘束力を与える時の変位を降伏変位として、水平引張試験と同様に埋設深さで無次元化して、 H/D との関係を示したものを図-17に示す。また、比較のためにTrautmann et al.⁸⁾の同様の実験結果も合わせて示している。

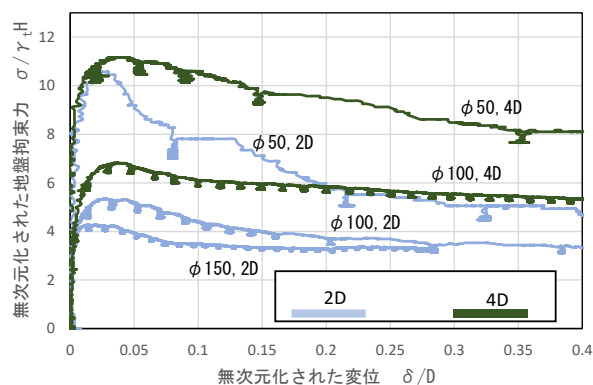


図-15 無次元化地盤拘束力変位の関係（SP管土被り2D, 4D）

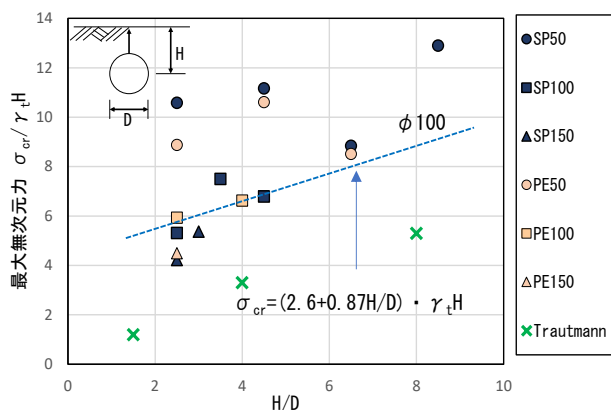


図-16 鉛直上方向の無次元化された最大地盤拘束力

PEのφ50以外は、管中心までの埋設深さの0.7~1.4%程度の値となった。PEのφ50は、他の条件よりも大幅に大きい値が出ていることから、たわみの影響があったと推測される。Trautmann et al.と同様に、PEのφ50を除いた実験結果から平均値をとり、本実験の地盤においては、最大地盤拘束力時の変位は、管中心までの埋設深さの1%であるとした。

(5) 正規化された地盤拘束力変位関係

水平方向引張試験と同様に、地盤拘束力と変位との関係を、最大地盤拘束力と降伏変位でそれぞれ除すことで正規化して実験結果を整理した。図-18は各実験ケースの正規化された地盤変位を0.1間隔で、区間平均変位と区間平均地盤拘束力を算出してプロットしたものである。これらの点は概ね双曲線モデルに近似できる。各実験ケースの区間平均値から残差二乗和が最小となるようにして式(5)の双曲線を推定した。また、各パラメータごとの式(5)との分散を表-6に示す。

$$y = x / (0.13 + 0.87x) \quad (5)$$

ここで、 y ：正規化された地盤拘束力(= σ / σ_{cr})

x ：正規化された地盤変位(= δ / δ_{cr})

なお、式(5)の他のパラメータは式(1)と同じ。

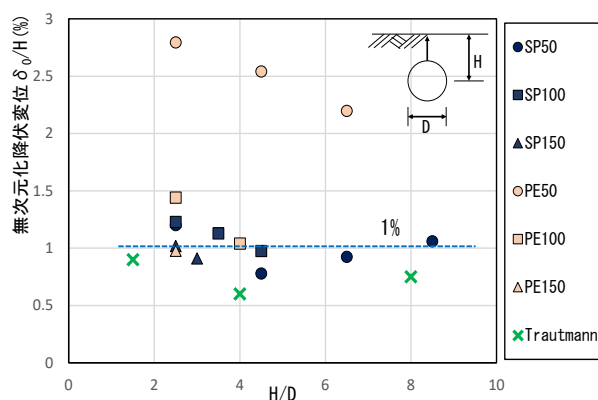


図-17 最大地盤拘束力を与える地盤変位の無次元化

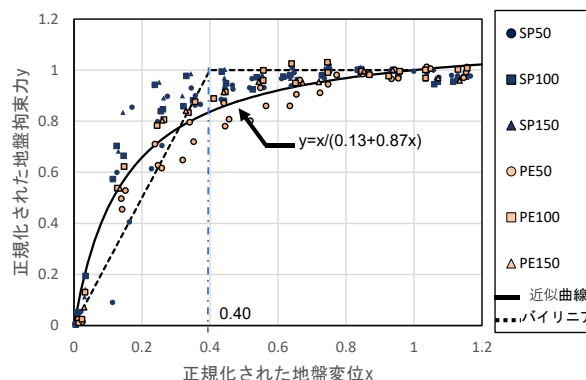


図-18 鉛直上方向の正規化された地盤拘束力変位関係

鉛直上方向でも、各パラメータの分散の相対的な関係は同じであった。土被りが厚いほど、双曲線モデルに近い荷重-変位関係になる。土被りが浅ければ早くに地盤亀裂が入りやすく、地盤亀裂と最大地盤拘束力との発生時の差がしやすいことが原因と考えられる。

上記の双曲線と等価なバイリニア用いた直線により地盤拘束力と変位との関係を近似することとする。完全弾塑性型の地盤拘束力-変位関係を求めたところ、図中の破線に示すように降伏変位の0.40倍で最大地盤拘束力に達するモデルとなった。そのため、降伏変位は以下の式で算出できる。

$$\delta_{cr} = 0.01H \cdot 0.40 \quad (6)$$

ここで、 δ_{cr} ：バイリニア近似の際の降伏変位 (mm)

H ：管中心までの埋設深さ (mm)

0.01：埋設深さに対する降伏変位の比率（図-17の H の1.0%）

0.40：双曲線型を完全弾塑性型に近似するための係数

(6) 口径による地盤ばね係数への影響

水平方向引張試験と同様に、口径 $\phi 100$ を基準として口径による地盤ばね係数への影響を評価する。降伏変位に対する最大地盤拘束力の比から地盤ばね係数を算出し、同じ H/D をもつ実験ケースで口径 $\phi 100$ と基準としたときの地盤ばね係数の比を口径比のべき乗で評価することを試みた。式(7)は口径による影響を表す実験式である。同じ H/D をもつ口径ペアのサンプルで回帰分析を行い、べき乗の値は $-1/2$ となった。

$$\frac{k_v}{k_{v0}} = \left(\frac{D}{D_0} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (7)$$

ここで、 k_v ：求める鉛直方向地盤ばね係数 (kN/m³)

K_0 ： $\phi 100$ の地盤ばね係数 (kN/m³)

D_0 ： $\phi 100$ の外径 (mm)

表-6 各種パラメータの分散

大分類	小分類	分散
口径	$\phi 50$	0.41
	$\phi 100$	0.38
	$\phi 150$	0.53
土被り比 (H/D)	2.5	0.50
	4.5	0.21
管種	SP	0.52
	PE	0.29

水平方向引張試験よりも鉛直上方向引張試験の方が口径による影響を受けやすい結果となった。口径 $\phi 100$ の地盤ばね係数に比べて $\phi 50$ の地盤ばね係数は1.37倍程度、 $\phi 150$ 地盤ばね係数は0.83倍程度となる。

(7) 地盤ばね係数の提案

本研究では、正規化した地盤拘束力-変位関係の双曲線モデルに最も近い $\phi 100$ を基準として地盤ばね係数の算出方法を提案する。まず、想定される管路の口径、埋設深さ、管路上部の地盤の単位体積重量が与えられた場合に、図-16を用いて、管中心までの埋設深さ H から $\phi 100$ の最大地盤拘束力 σ_{cr} を算出する。

$$\sigma_{cr} = (2.6 + 0.87H/D) \cdot \gamma_t H \quad (8)$$

次に、式(6)を用いて降伏変位 δ_{cr} を算出し、 $\phi 100$ の地盤ばね係数 k_0 ($=\sigma_{cr}/\delta_{cr}$)を求める。さらに、式(7)を用いて当該口径の鉛直方向地盤ばね係数 k_v を算出する。水平方向と同様に、本研究では降伏変位はそのまま変更せず、最大地盤拘束力を補正倍変更することとする。

5. 鉛直下方向押し込み試験

鉛直下方向押し込み試験は、土被り $1D$ の場合のみ実施したため、すべての実験結果をまとめて、地盤拘束力と変位の関係を図-18に示す。また、最大地盤拘束力の点を図中に丸印で示す。実験ケースを問わず、土槽底板から供試管底部までは 600 mm、水平方向にも管中心から土槽まで短手側には 600 mmの距離がある。SP管の場合、载荷とともに地盤拘束力は変位に対して比例的に増加する傾向が見られ、ある変位に達した段階で地盤拘束力は降伏することがわかる。最大地盤拘束力は $\phi 50$ の場合が最も大きく、 $\phi 100$ の場合が最も小さくなった。ただし、初期勾配では口径が大きくなるにつれて勾配が緩やかになっている。実験では、供試管の押し込みと

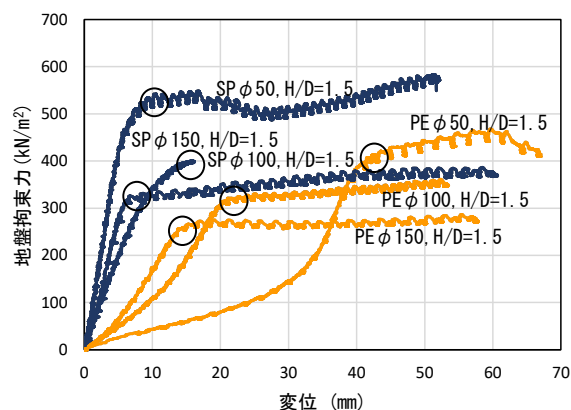


図-19 鉛直下方向の地盤拘束力-変位関係

表-7 鉛直下方向の呼び径別の地盤ばね係数 (SP 管)

口径径	φ 50	φ 100	φ 150
地盤ばね係数 ($\times 10^4 \text{ kN/m}^2$)	9.0	6.8	4.3

もに、管下部にある地盤が水平方向に移動するため、供試管から土槽までの距離が短い側の表層地盤が隆起するとともに、供試管も土槽までの距離が長い側に水平移動する傾向が見られた。地盤拘束力の降伏は供試管の押し込みによる地盤の圧縮破壊によるものと考えられる。

PE 管の地盤拘束力-変位関係は最大地盤拘束力まで直線的に増加せず、初期勾配は緩やかでその後勾配は大きくなる。管材の弾性変形と地盤拘束力の両方が作用しているが、剛性の低い管材の変形が先行し、その後地盤拘束力を受けたと考えられる。但し、管材の変形が先行する初期勾配を除いた箇所では、SP 管と同程度の勾配であることが確認できた。

このため、本研究では SP 管の実験結果のみを採用して地盤ばね係数を検討する。また、供試管設置位置が土槽壁面に近いことを考慮して、最大地盤拘束力は参考値として考える。SP 管の地盤ばね係数(=最大地盤拘束力/その時の変位)を表-7 に示す。地盤ばね係数は、小口径になるほど大きくなった。

6. 地盤ばね係数の検証

本実験で提案したそれぞれの引張方向ごとの地盤ばね係数の算出方法を基に地盤ばね係数、最大地盤拘束力、降伏変位を求め、Trautmann et al.^{7), 8)}が提案する地盤ばねと合わせて、図-20 及び表-8 に示し、妥当性について検討する。結果の一例として、口径φ100 で土被り 470 mm ($H/D=5.5$)、地盤の単位体積重量 $\gamma=13.8 \text{ kN/m}^3$ の結果を示している。本実験の水平方向、鉛直上方向の地盤ばね係数はともに Trautmann et al.と同程度の値となることが確認できた。しかし、鉛直上方向の最大地盤拘束力及び降伏変位は、Trautmann et al.よりも 1.8 倍程度大きくなった。これは 4. でも述べた通り、試験速度が起因していると考えられる。

また、モデル化した地盤ばね係数の算出方法より求めた地盤ばね係数は、口径φ100 の場合、鉛直上方向の地盤ばね係数は水平方向の地盤ばね係数の 2 倍程度、鉛直下方向の地盤ばね係数は、水平方向の 5~6 倍程度になることがわかった。したがって、本研究においても地盤ばねの異方性について確認することができた。

今後は、鉛直下方向の実験については改良する必要がある、その降伏変位についても確認する必要がある。

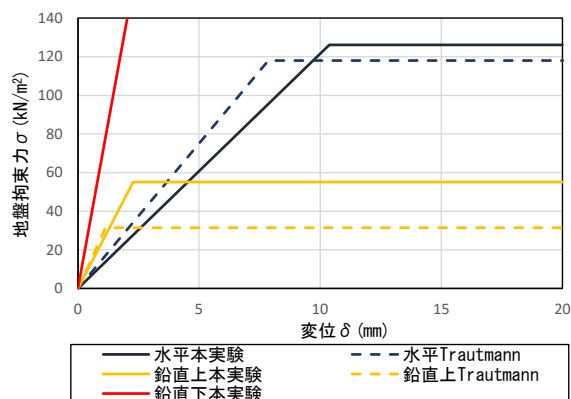


図-20 地盤ばねの算出と比較(φ 100, $H/D=5.0$)

表-8 地盤ばねの比較

方向	試験	最大地盤拘束力 σ_r (kN/m^2)	降伏変位 δ_r (mm)	地盤ばね係数 k ($\times 10^4 \text{ kN/m}^2$)
水平	本実験	126.2	10.4	1.2
	Trautmann	118.0	7.9	1.5
鉛直上	本実験	55.1	2.3	2.4
	Trautmann	31.5	1.1	2.8
鉛直下	本実験	322.8	4.7	6.8

7. まとめ

本研究では、φ 50~φ 150 の小口径の埋設管路に作用する地盤拘束力-変位関係を明らかにして耐震設計等に用いるように地盤ばねをモデル化するため、同一地盤で同一埋設深さに管を埋設し、水平方向、鉛直上向き、鉛直下向きの 3 方向に移動させて、地盤拘束力を計測する実験を行った。本研究の結果は、以下の通りにまとめられる。

- ・ 本研究で得られた水平方向、鉛直上向き、鉛直下向きの 3 方向の地盤拘束力-変位関係は、最大地盤拘束力と降伏変位に基づいて双曲線モデルを介して、完全弾塑性型でモデル化できることがわかった。
- ・ 本実験では最大地盤拘束力に達する前に地盤表面に亀裂が発生していることから、管路の移動にともなって地盤が徐々に破壊が進展した後に、地盤拘束力が降伏することがわかった。
- ・ 水平方向引張試験の最大地盤拘束力や降伏変位は、既往実験の結果とも整合的であった。口径による地盤ばね係数への影響は、口径が一段階大きくなると 1 割程度大きくなった。
- ・ 鉛直上方向の引張試験では、引張速度が速いために既往実験よりも最大拘束力が大きくなる傾向が見ら

れた。また、小口径になるほど地盤ばね係数が大きくなる傾向が強く、口径が一段階大きくなると3割程度大きくなった。

- ・ 同一地盤、同一口径で実験をした結果、地盤拘束力には異方性があることを確認した。最大地盤拘束力は、鉛直上方向引張試験の場合が最も小さくなった。また、モデル化した地盤ばね係数について、口径φ100の場合、鉛直上方向の地盤ばね係数は水平方向の地盤ばね係数の2倍程度、鉛直下方向の地盤ばね係数は、水平方向の5~6倍程度になることがわかった。

参考文献

- 1) (社)日本水道協会：水道施設耐震設計工法指針・解説，2009年度版，2009.
- 2) 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例 管路施設編，2015.
- 3) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2013
- 4) 石油開発環境安全センター：ガスパイプライン保安対策に関する調査報告書，平成8年度，1999.
- 5) American Lifeline Alliance: Seismic Guidelines for Water Pipelines, 2005.
- 6) Meyerhof, G. G.: No Access Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions On The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Géotechnique*, Vol. 5, 3, pp. 227-242, 1995
- 7) Trautmann, C., O'Rourke, T.: Lateral Force-Displacement Response of Buried Pipe, *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, 9, pp.1077-1092, 1985
- 8) Trautmann, C., O'Rourke, T., Kulhawy, F.: Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe, *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, 9, pp.1061-1076, 1985
- 9) 安藤広和，小林実央，小口憲夫：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，*地震工学研究発表会概要（第23巻）土木学会*，pp.409-412，1995.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017
- 11) 吉中竜之進：地盤反力係数と，その載荷幅に関する補正，*土木研究所資料*，第299号，1967.
- 12) 緒方太郎，鎌田泰子，長谷川延広：管路に作用する地盤反力の異方性評価実験，第11回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム，土木学会，2021
- 13) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，2013

MODELING OF THE GROUND REACTION FORCE ACTING ON SMALL-DIAMETER PIPES

Taro OGATA, Hideki OMURO, Yasuko KUWATA and Nobuhiro HASEGAWA

The characteristics of the ground spring that acts as a ground reaction force in the direction perpendicular to the pipe axis are important in the seismic calculation of buried pipes. However, in the seismic design guidelines and standards of various lifelines, the ground spring and its yield value have been examined so far only when the pipeline moves in the horizontal direction. In this study, buried pipes with diameters of 50, 100, and 150 mm on the same ground and at the same burial depth are pulled or pushed in three directions: horizontal, up, and down, in order to clarify the ground reaction force and displacement relationship. We modeled parameters of the ground springs. From the results of this experiment, the presence of anisotropy in the ground spring in the direction perpendicular to the pipe axis was also clarified. We also proposed a method for calculating the maximum ground reaction force and its displacement from the burial depth and diameter as a completely elasto-plastic ground spring.