

断層変位の影響を受ける埋設管の 地盤反力特性に関する遠心模型実験

樋口 俊一¹・鈴木 信久²

¹大林組技術研究所土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail: higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

²大阪大学大学院工学研究科パイプライン工学講座 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail: nob-suzuki@mapse.eng.osaka-u.ac.jp

本研究は、断層変位の影響を受ける埋設管の挙動を、地盤の強度や剛性が実物とほぼ同等となる遠心模型実験により検討したものである。

逆断層による断層変位により埋設管が強制変位を受ける場合の影響については、実験的な研究事例がいくつか報告されているが¹⁾、そのような場合の地盤と埋設管の相互作用については十分に解明されていない。そこで埋設管模型を模型地盤中に埋設して引上げる実験を実施し、その地盤反力特性を検討した。

実験の結果、(a)管径が大きいほど最大引上げ荷重値は大きい、最大荷重を示す変位 δ と埋設深度 H_p の比 (δ / H_p) が小さくなること、(b)埋設深度が大きいほど最大引上げ荷重値は大きく、 δ / H_p も大きいこと、(c)地盤反力係数は管径が小さいほど大きくなること、(d)地盤反力係数には極大値があること、等の特徴が明らかとなった。また、断層変位により埋設管が地盤に対して相対的に鉛直上方に変位する場合の最大地盤拘束力は高圧ガス導管液状化耐震設計指針の算定式で推定できることがわかった。

Key Words : *Fault rupture, reverse fault, pipeline, centrifuge, subgrade reaction*

1. はじめに

トルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震においては断層変位が地表付近に影響を及ぼし、ダムや橋梁などの線状構造物がその横断地点で大きな被害を受けると共に、埋設管の被害が報告された^{2), 3)}。断層変位による埋設管などの地中構造物への影響は、周辺地盤との相互作用もありより複雑になると考えられる。

逆断層による断層変位により埋設管が強制変位を受けると、下盤側(地盤が止まっている側)では埋設管が地盤に対して相対的に鉛直上方に変位するが、このような場合の地盤拘束力特性は十分に解明されていない。そこで剛な管を地盤中に埋設して引上げる実験を実施し、地盤反力特性を検討した。

2. 実験方法

(1) 試験装置

図-1に試験装置の概要を示す。試験は剛土槽(長さ1900mm、幅800mm)中に作製した密な乾燥砂地盤(珪

砂7号、相対密度90%)に埋設管模型(L=200mm)を埋設し、所定の遠心重力に載荷した後に電動載荷ジャッキで鉛直に引上げた。

図-2に試験体の詳細図を示した。試験体は両端に取り付けたワイヤーにより載荷治具を介して載荷ジャッキに接続した。このため、試験体端部は曲げモーメントが生じない境界条件(ピン)と考えられる(図-3)。また、ワイヤー及び埋設管端部と地盤との摩擦低減のため、ワイヤー接続部周辺には内部にグリースを充填したボイド管(厚紙製)を設置した。

試験体には引上げ時の曲げモーメント分布を計測するため、ひずみゲージを取り付けた。また、計測治具と載荷ジャッキの間に荷重計を設置して引上げ荷重を計測した。埋設管の引上げ変位は、載荷ジャッキの変位量で計測した。写真-1に実験セットアップ状況を示す。

(2) 試験ケース

試験では以下の2つの条件をパラメータとした。

試験体の外径D

埋設深度 H_p

表-1, 表-2に各パラメータに関する実験パターンとケースを整理して示す．実験パターン2では実物換算値が同一で遠心重力が異なる試験体による実験（Modeling of models）を実施し，縮尺の影響についても検討した．

3．実験結果

(1) 実験状況

図-4に実験で得られた試験体管の引上げ荷重-変位関係の一例を示す．両者とも試験体径よりも小さい引上げ変位で荷重の最大値を示し，その後値が漸減していく．これらのケースは試験体径に比べ埋設深度が大きい場合と小さい場合であるが，前者の場合は荷重-変位のピー

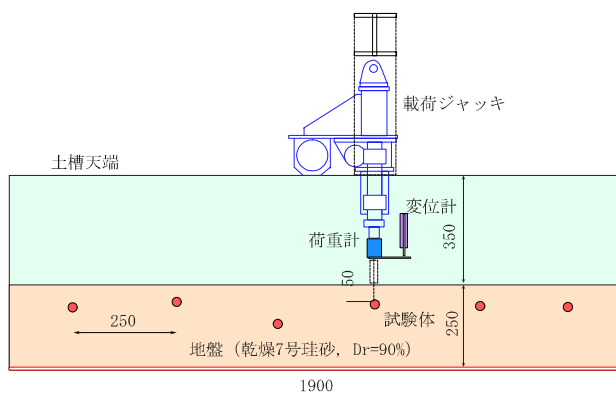


図-1 試験装置の概要

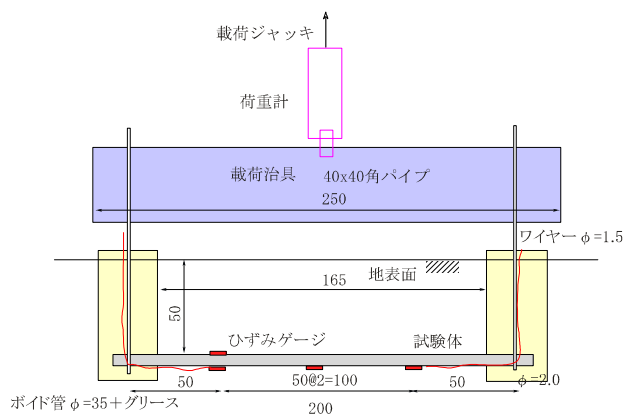


図-2 試験体詳細図

表-1 試験パターン1（試験体外径パラメータ）

ケース		1-1	1-2	1-3
材質		鋼棒	アルミパイプ ($t=1\text{mm}$)	銅パイプ ($t=1\text{mm}$)
試験体径 D(mm)	模型	6	15	10
	実物換算値	300	750	500

実験条件：遠心重力 50g，埋設深度 50mm（実物換算値 2.5m）

表-2 試験パターン2（埋設深さパラメータ）

ケース		2-1	2-2	1-3	2-3
材質		銅パイプ ($t=1\text{mm}$)	ステンレスパイプ ($t=0.5\text{mm}$)	2-1 と 同様	2-2 と 同様
試験体径 D(mm)	模型	10	20	10	20
	実物換算値	500			
遠心重力 (g)		50	25	50	25
埋設深度 H _p (mm)	模型	30	60	50	100
	実物換算値	1,500		2,500	

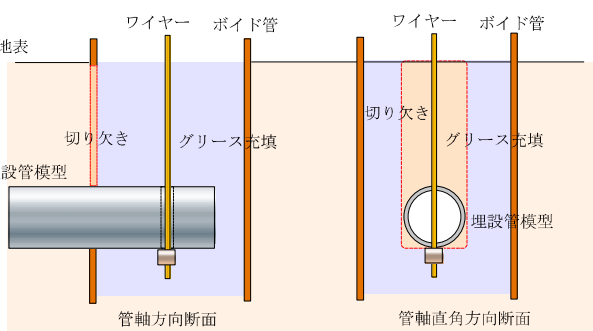


図-3 試験体端部接続部詳細図

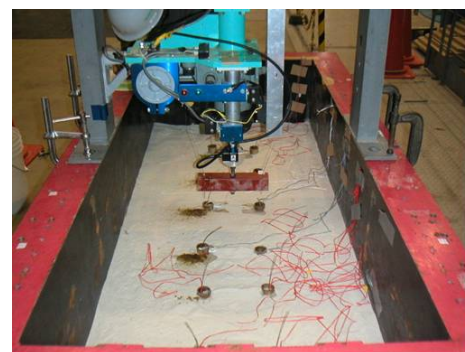


写真-1 実験セットアップ

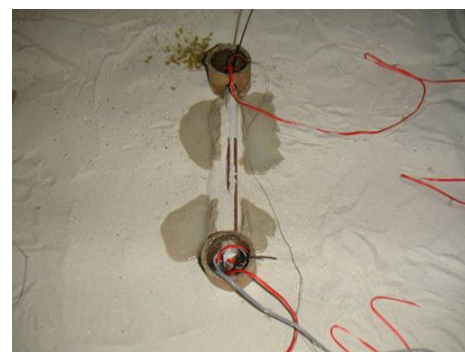


写真-2 引上げ後の試験体及び
表層地盤の状況

ク以降に比較的なだらかに荷重が減少するのに対し、後者では急激に減少する特長が見られる。

写真-2は引上げ後の試験体及び表層地盤の状況である。試験体の両側地盤が盛り上がり、周辺地盤にまで引上げの影響が及んでいる。

(2) データ整理方法

実験で得られた試験体の引上げ荷重、変位、ひずみより試験体に作用する地盤反力、試験体の撓みおよび地盤ばね定数を以下の手順で求めた。

a) 荷重—変位曲線の修正

実験より得られた荷重 - 変位関係は、模型地盤の締固めの不均一性などにより、特に埋設深さの浅いケースにおいて載荷初期にばらつきが大きかったため、初期勾配と初期変位を修正した。具体的には荷重 - 変位曲線の荷重の立ち上がり変位（荷重ゼロ点）を目視によりずらし、最大荷重の80%程度の荷重値と結んだ。このときひずみ - 変位関係についても同様の処理を実施した。

b) 曲げモーメント分布の算定

試験体下面の単軸ゲージに計測値より曲げモーメントを算定した。このとき軸力の影響が混入している可能性を考慮し、上下両面でひずみを計測した断面での軸ひずみを用いて、試験体の軸ひずみが一樣であると仮定して各断面の曲げひずみを補正した。

c) 荷重分布の推定

任意の変位における荷重分布を、その時点での曲げモーメント分布を2次関数で近似し、その2回微分により算定した。

d) 引上げ荷重の算定

引上げ荷重は荷重分布を管軸方向に積分して算定した。ここで、試験ケースにより遠心重力（縮尺）が異なるため、実物換算値では最大引上げ荷重をパイプの長さ（実物換算値）で除した単位奥行きあたりの荷重 P_1 で比較した。なお、算定した引上げ荷重と計測した引上げ荷重の整合性については付録に示した。

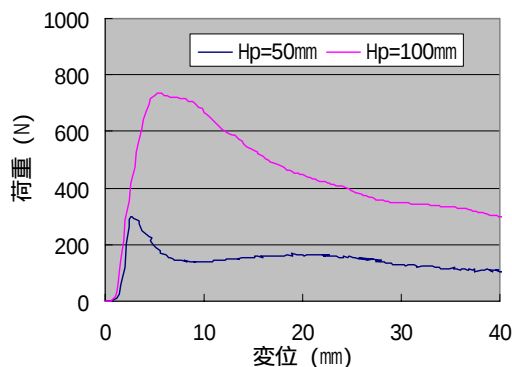


図-4 引上げ荷重-変位の関係
(φ200パイプ, D=20mm, t=0.5mm)

e) 地盤反力係数

地盤反力係数は曲げモーメント分布から算出した荷重分布を試験体の見附幅と引上げ変位で除して算定した。このとき試験体の撓みを補正して地盤反力係数を算定した。試験体各部で地盤反力定数が異なることから、これらの平均値で定義した。

ここで、地盤反力係数に及ぼす試験体の曲げ剛性の影響は以下のように考察した。図-5に地盤反力係数に及ぼす試験体の曲げ剛性の影響を模式的に示す。相対的に曲げ剛性の小さい試験体では撓みが大きくなる影響で、地盤反力係数のばらつきが大きくなることが理解できる。

f) データ整理時点の選定

上記b)～e)について、

(i) 最大引上げ荷重時 (k_{pmax})

(ii) 最大地盤反力係数出現時 (k_{max})

について整理することとした。これは、以下のような状態が想定されたからである。

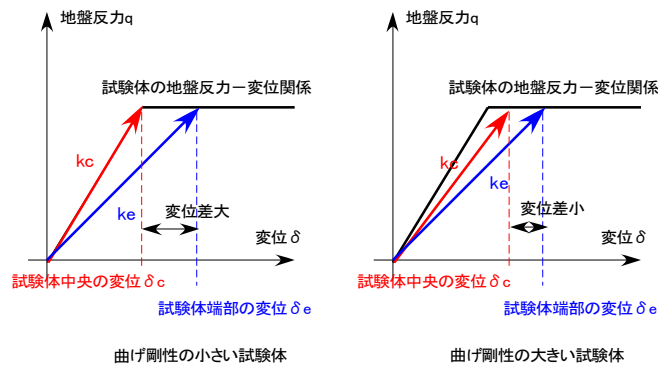


図-5 地盤反力係数に及ぼす試験体の曲げ剛性の影響

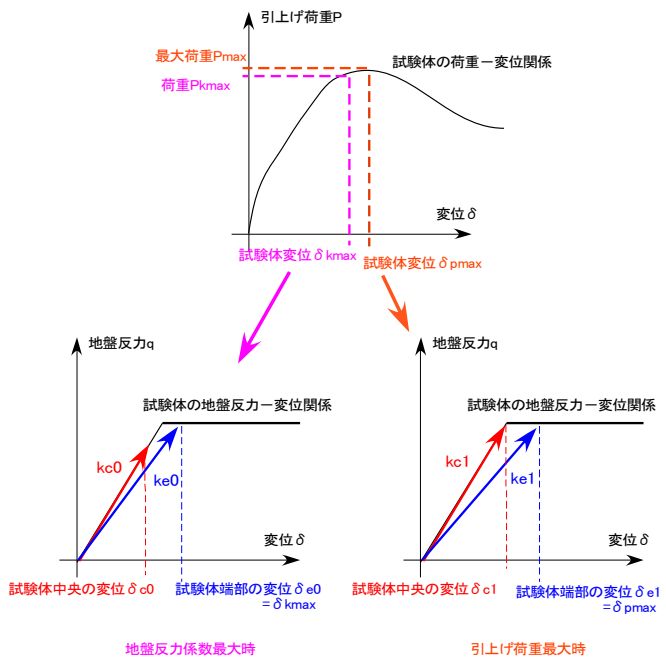


図-6 引上げ荷重と地盤反力係数、試験体変位の関係

(i), (ii)の関係を図-6に示す。図のように、試験体各部の断面で考えると、地盤反力係数は試験体中央部と端部において試験体の撓みの影響で異なる値(k_c , k_e)となる。一方試験体の地盤反力-変位関係を考えると、試験体変位 $\delta_{k_{max}}$ の時は地盤反力係数が $k_{c0} \sim k_{e0}$ の間にあり、試験体変位 $\delta_{p_{max}}$ 時の $k_{cl} \sim k_{el}$ よりも大きくなるが、地盤反力の積分値である引上げ荷重は試験体変位 $\delta_{k_{max}}$ よりも試験体変位 $\delta_{p_{max}}$ 時のほうが大きくなる場合がある。

(3) 試験体径と作用荷重の関係 (実験パターン1)

表-3に試験体径Dと試験体に作用する最大引上げ荷重P1、最大荷重時の試験体変位 δ と、前述したデータ整理時点(i), (ii)での地盤反力係数の関係を示す。これらの実験は全て遠心重力50gで実施した。

データ整理の結果、以下の特徴が明らかとなった。

試験体径Dが大きいほど最大引上げ荷重値は大きい。

試験体径が大きいほど最大荷重値を示す試験体変位 δ と埋設管中心の深度 H_p の比 δ/H_p が小さい。

地盤反力係数は試験体径Dが小さいほうが大きくなる傾向がある。

最大荷重時の地盤反力係数は $k_{p_{max}}=1\text{N/cm}^3$ 程度であ

る。

地盤反力係数の最大値は $k_{max}=2\text{N/cm}^3 \sim k=5\text{N/cm}^3$ 程度となった。

(4) 埋設深さと埋設管に作用する荷重の関係 (実験パターン2)

実験パターン2は、遠心重力25gおよび50gにおいて同じ条件での実験(試験体長さ方向の実物換算値は異なる)を実施した。実験において、ケース2-3ではパイプ右端部がボイド管に接触して試験体が右に傾いて引きあげられてきた。この影響で引上げ荷重が大きくなったものと考えられたため、ここでは以下の処理により引上げ荷重を補正した。

(a) 試験体の右端はボイド管に接触して曲げモーメントが発生したと仮定する。一方、左端の境界条件はピンなので、曲げモーメントはゼロである。

(b) 上記の条件で曲げモーメント分布 $M(x)$ を2次関数で近似する。

(c) $M(x)$ の2回微分で荷重分布 $q(x)$ を算定する。

表-4に埋設深度と試験体に作用する荷重の関係を示す。埋設深度をパラメータとした実験の結果、以下の特徴が

表-3 実験パターン1 (試験体径パラメータ) による最大引上げ荷重と地盤反力係数算定結果

ケース		1-1	1-2	1-3
試験体径 D	模型 (mm)	6	15	10
	実物換算値 (mm)	300	750	500
最大引上げ荷重 P1	模型 (N)	241	322	281
	実物換算値(kN/m)	60.3	97.9	85.3
最大荷重時 $\delta_{p_{max}}/H_p$		0.10	0.05	0.06
地盤反力係数 $k_{p_{max}}$	模型 (kN/m^3)	70,000	46,000	61,000
	実物換算値 (N/cm^3)	1.40	0.92	1.22
最大地盤反力係数 k_{max}	模型 (kN/m^3)	250,000	77,000	139,000
	実物換算値 (N/cm^3)	5.00	1.54	2.77

表-4 実験パターン2 (埋設深度パラメータ) による最大引上げ荷重と地盤反力係数算定結果

ケース		2-1	2-2	1-3	2-3
試験体径 D	模型 (mm)	10	20	10	20
	実物換算値 (mm)	500			
埋設深度 H_p	模型 (mm)	30	60	50	100
	実物換算値 (m)	1.5		2.5	
最大引上げ荷重 P1	模型 (N)	121	281	281	603
	実物換算値 (kN/m)	36.6	42.7	85.3	91.5
最大荷重時 $\delta_{p_{max}}/H_p$		0.04	0.03	0.06	0.04
地盤反力係数 $k_{p_{max}}$	模型 (kN/m^3)	56,000	40,000	61,000	29,000
	実物換算値 (N/cm^3)	1.12	1.62	1.22	1.16
最大地盤反力係数 k_{max}	模型 (kN/m^3)	71,000	42,000	139,000	53,000
	実物換算値 (N/cm^3)	1.42	1.68	2.77	2.13

明らかとなった。

縮尺が異なる模型であっても単位奥行きあたりの最大荷重値はほぼ等しい。

埋設深度が大きいほうが，最大荷重値を示す δ/H_p が大きい。

最大荷重時の地盤ばね係数は $k=1\text{N/cm}^3$ 程度である．
地盤反力係数の最大値は $k=1.5\text{N/cm}^3 \sim k=2.5\text{N/cm}^3$ 程度となった。

図-8に試験体のひずみ計測による曲げモーメント分布から逆算した引上げ荷重値を示す．スケーリングの異なる模型（遠心重力25gおよび50g）での最大引上げ荷重値はほぼ一致し，この実験では縮尺の影響が小さいことが確認できた。

(5) 試験体変位と地盤反力定数の関係

図-9に実験パターン1の試験体変位 δ と地盤反力係数

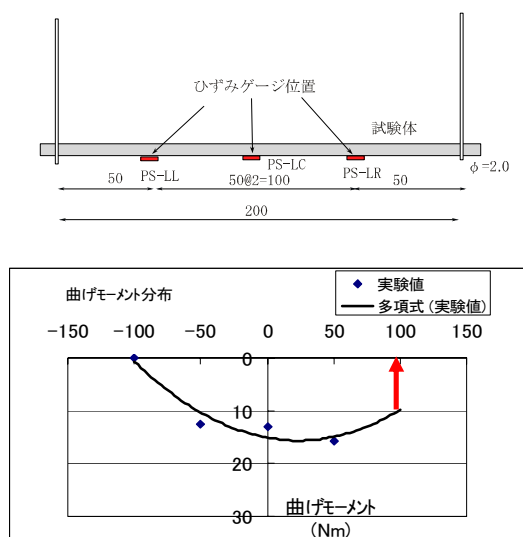


図-7 試験体セットアップと曲げモーメント分布（ケース2-3）

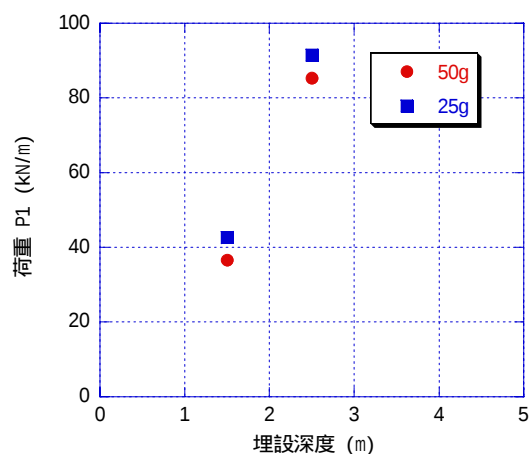


図-8 埋設深度と最大引上げ荷重値の関係（実験パターン2：実物換算値）

の関係を示す．ここで，試験体変位のパラメータは δ を埋設深度 H_p で正規化した δ/H_p とした．この時地盤反力係数は，無次元化変位 δ/H_p と地盤反力 q の関係において δ/H_p に依存した非線形地盤ばねの等価剛性を与える．

整理の結果，地盤反力係数は全ての δ/H_p において試験体径の小さい場合が大きくなった．また，地盤反力係数には極大値が出現し，そのときの δ/H_p は $0.02 \sim 0.05$ で，それより δ/H_p が増大すると小さくなる．3.(2) f)でそのメカニズムを解説したが，全てのケースにおいて，試験体の撓みの影響により最大引上げ荷重出現時の変位 δ_{pmax} が，地盤反力係数の極大値が出現する変位 δ_{kmax} よりも大きかった．

なお，データ整理に際し曲げ剛性が小さく撓みの影響が大きいと考えられるケース1-1 ($D=300\text{mm}$) は，試験体変位 $\delta_p(x)$ から撓み $v(x)$ の影響を考慮した平均変位 δ_p （図-10）に換算しなおして評価した．

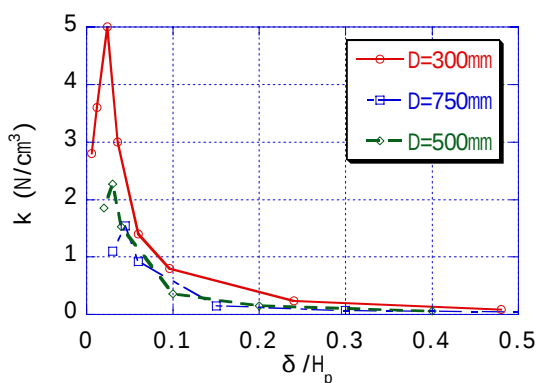


図-9 引上げ変位と地盤反力係数の関係（試験体径パラメータ：実物換算値）

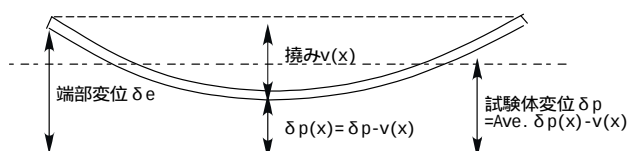


図-10 試験体の撓み $v(x)$ と平均変位 δ_p

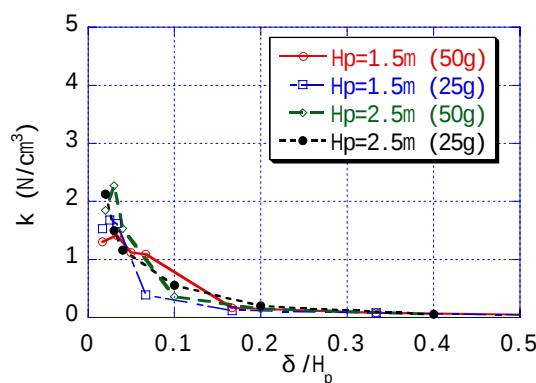


図-11 引上げ変位と地盤反力係数の関係（埋設深度パラメータ：実物換算値）

図-11に実験パターン2の δ/H_p と地盤反力係数の関係を示す。地盤反力係数の極大値が出現する δ/H_p は0.02～0.03であり、これより大きな δ/H_p では地盤反力係数は減少していく。埋設深度が大きい($H_p=2.5\text{m}$)ケース1-3(50g模型)と2-3(25g模型)は、埋設深度が小さい($H_p=1.5\text{m}$)ケース2-1(50g模型)、2-2(25g模型)よりも最大値は大きい、 δ/H_p に関する非線形性に大きな差は見られない。

4．最大地盤拘束力

実験で計測された最大荷重と、高圧ガス導管液状化耐震設計指針⁴⁾に示された、試験体が地盤に対して浮き上がる方向での最大地盤拘束力⁵⁾を比較する。これは、液状化時の表層地盤(非液状化層)の沈下による埋設管と地盤との相互作用と、本研究で対象とした断層変位により上方に変位する埋設管と地盤との相互作用が、両者の相対運動の観点から同等であると見なせるからである。

ここで、高圧ガス導管液状化耐震設計指針による地盤拘束力 σ_c の算定式(以下、液状化指針式とする)は、

$$\sigma_c = \left(K \tan \phi \frac{H_p}{D} + 1 - \frac{\pi D}{8 H_p} \right) \cdot \gamma_t H_p$$

ここに、

K：土圧係数、 ϕ ：土の内部摩擦角

H_p ：パイプ中心の埋設深度(m)

γ_t ：土の単位体積重量(kN/m^3)、D：試験体径(m)

である。

ここでは、 $\phi=43$ 度(土質試験値)、 $\gamma_t=14.8\text{kN/m}^3$ (管理値)を用い、Trautmann⁵⁾らの研究結果から模型地盤(密な砂地盤：Dr=90%)での土圧係数をK=0.75と設定して最大地盤拘束力を算定した。図-12に液状化指針式による最大地盤拘束力と、実験により得られた最大地盤拘束力を比較した。これより、実験値と液状化指針式の整合性が高いことがわかった。

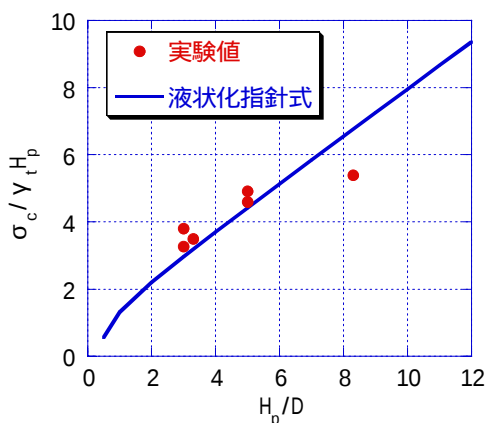


図-12 最大地盤拘束力の比較結果

5．結論

逆断層による断層変位により埋設管が強制変位を受ける場合の地盤拘束力特性を検討する目的で、埋設管模型を地盤中に埋設して引上げる実験を実施し、以下の知見を得た。

埋設管の管径が大きいほど管が地盤に対して浮き上がる方向での最大荷重値は大きくなる。一方、そのときの埋設管変位 δ と埋設深度 H_p の比 δ/H_p は管径が大きいほど小さくなる。

埋設深度が大きいほど管が地盤に対して浮き上がる方向での最大荷重値は大きい。

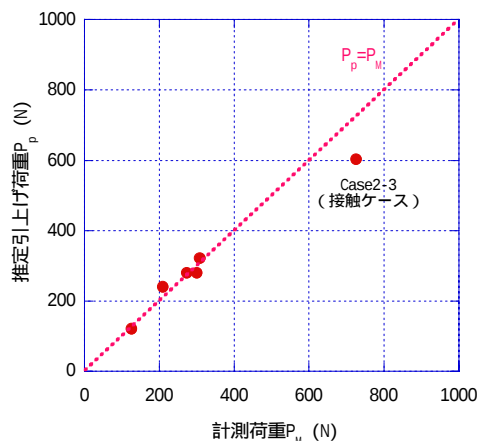
埋設管が地盤に対して浮き上がる方向に変位する場合の地盤反力係数は、管径が小さいほど大きくなる傾向がある。

上記の地盤反力係数には極大値が出現し、そのときの埋設管変位と埋設深度との比 δ/H_p は0.02～0.05の範囲であった。また、それより変位が大きいと、地盤反力係数は漸減していく。

高圧ガス導管液状化耐震設計指針の算定式による最大地盤拘束力と、実験により得られた最大地盤拘束力を比較した結果、実験値と高圧ガス導管液状化耐震設計指針式の整合性は高く、埋設管が地盤に対して浮き上がる方向に変位する場合の最大地盤拘束力を推定できる。

付録。

荷重分布から推定した試験体の引上げ荷重 P_p (3.(2) d))と、試験時の荷重計での計測荷重 P_M (共に最大荷重時)の関係を付図-1に比較した。試験体が引上げ時にボイド管に接触したケース2-3を除き $P_p=P_M$ をほぼ満足しており、荷重分布推定方法の妥当性が示された。



付図-1 最大荷重値の比較結果

参考文献

- 1) 安田 進, 岸野洋也, 中山いずみ, 早川俊吾, 川村耕一郎 :
縦ずれ断層における埋設管の挙動に関する模型実験, 第39回
地盤工学研究発表会CD-ROM, pp. 1867-1868, 2004 .
- 2) (財)地震予知総合研究振興会 : 地盤の大変形に関する調査
研究, 2001.
- 3) (財)地震予知総合研究振興会 : 1999年台湾集集地震被害調査
報告書, 2000 .
- 4) 高圧ガス導管液状化耐震設計指針 : 日本ガス協会, 2001 .
- 5) Trautmann, C. H., O'ruke, T. D., and Kulhawy, F. H. : Uplift force-
displacement response of buried pipe, J. of Geotechnical Engineering,
ASCE, Vol. 111, No.9, pp.1161-1076, Sep., 1985.

(2007.4.6 受付)

CHARACTERISTICS OF SUBGRADE REACTION OF COVER SOIL ON BURIED PIPELINES SUBJECTED FAULT RAPTURE DEFORMATION

Shunichi HIGUCHI and Nobuhisa SUZUKI

Deformation behavior of buried pipelines subjected reverse fault action was investigated. Characteristics of ground-pipeline interaction (subgrade reaction) in case of the upward pipe movement relate with the ground were investigated by the centrifuge experiments.

Results show as follows. (a) Reaction force of cover soil is propotional to both pipe diameter and buried depth. (b) Coefficient of subgrade reaction is in inverse propotion to pipe diameter. (c) Coefficient of subgrade reaction has the maximum velue related with pipe displacement. (d) Maximum subgrade reaction of cover soil can be evaluated by the design fomula proposed in the Standard Practice of Seismic Dedign of Buried Pipeline on the Liquefable Ground, published by JGA.