

## 管推進工法 (D 301) の適用土質

## APPLICABLE GROUND FOR THE D 301 PIPE JACKING METHOD

一久保和幸\*・野村由司彦\*\*・保科 宏\*\*・塩見博司\*\*\*

By Kazuyuki ICHIKUBO, Yoshihiko NOMURA, Hiroshi HOSHINA and Hiroshi SHIOMI

The D 301 pipe jacking method has been developed to be used in construction of conduits for communication cables.

This method has driving mechanism without muck discharge. Tunnel machine produces a cylindrical hole in ground by forward driving of closed head, into which following pipes are pushed, and a small diameter tunnel is set up.

This paper describes the applicable ground for this method with the view of estimation of driving force and soil behaviour in surrounding ground.

## 1. ま え が き

電気通信ケーブル用地下管路の建設は、電力、ガス、上・下水道等の公益事業と同様に、従来から開削工法を主体として行われてきた。しかし路面を掘削する方法では、舗装の損傷、交通渋滞、路面沈下等の建設公害を伴うため、道路管理上の規制や住民苦情から逃れられず、地下管路の建設に非常な困難を生じる例が多かった。

茨城電気通信研究所では、こうした開削工法の欠点を補うため、路面を掘削せずに管路布設を行う管推進工法(以下D 301工法とよぶ)<sup>1)</sup>の開発を行ってきた。本工法は、先端の閉塞された管体を地盤に水平に押し込み、内径300mmの小口径管を埋設する圧入無排土方式の推進工法である。この方式の特徴は、第一に掘削・排土を行わないため操作が容易で迅速かつ経済的であること、第二に機械構造がシンプルで位置・姿勢角計測機構や方向制御機構の装備が容易であり長距離・曲線施工が可能

なことなど、多くの利点がある。

土質工学的な見地から、圧入無排土工法は比較的軟らかい圧縮性地盤に適すると考えられるが、本工法のような水平圧入問題の研究例はほとんど見当たらず、圧入に対する地盤の抵抗力、周辺地盤の変位等の圧入特性を解明することが実用上の課題であった。そこで著者らは、砂、関東ロームおよび粘土の各地盤において推進実験を行い、地盤の圧入抵抗を明らかにするとともに、本工法の地盤調査法としてコーン貫入試験に着目し、圧入抵抗とコーン貫入抵抗の間に強い相関があることを見出した。また管体の圧入が周辺地盤に与える影響を調べるため、地盤内変位測定と地表面変位測定を実施し、圧入無排土工法の推進に伴う近傍地盤の挙動について定量化を試みた。

## 2. 推進実験

## (1) 地盤条件

推進実験は、砂、関東ロームおよび粘土の3種類の地盤を選定して行った。推進実験を行った地盤の土質条件を表1に示す。ここで、砂は非圧縮性の粒子構造をもち本工法にとって困難が予想されるため、人工的に地盤を砂に入れ換え、転圧の程度によって締め固度を3段階に調整している。非常にゆるい砂①では埋戻し砂をその

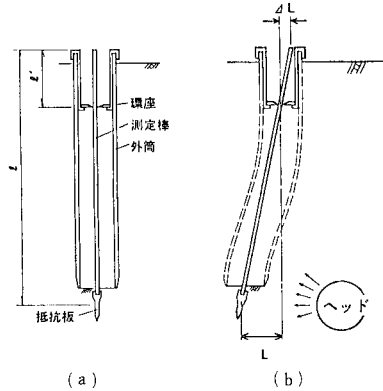
\* 正会員 NTT北海道設備建設センター都市土木担当課長 (〒060 札幌市中央区北1条西6丁目)

\*\* 正会員 NTT電気通信研究所茨城研究所線路研究部線路機械研究室主任研究員 (〒319-11 茨城県那珂郡東海村白方白根162)

\*\*\* 正会員 NTT筑波技術開発センター企画部門センター営業担当課長 (〒305 茨城県大穂町花畑1-7-1)

表一 推進実験の土質条件

記号	単位	砂			関東ローム	粘土
		①非常な硬	②ゆるい	③中位		
砂分	%	1.0	1	1.0	0	0
シルト分	%	7.1	8.0	7.1	3.5.5	12.3
粘土分	%	7	9	7	6.3.5	2.8
比重	G <sub>s</sub>	2.653	2.708	2.689	2.410	2.214
単位体積重量	r <sub>s</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	1.270	1.700	1.789	1.308	1.689
含水比	W (%)	16.5	25.5	15.5	95.5	55.4
間隙比	e	1.436	0.990	0.730	2.781	1.527
粘着力	C (Pa)	—	2.8	2.5	4	6.8
内部摩擦角	φ (°)	—	26.00	28.00	21.30	3.45
土質条件	qc 値 (MPa)	0.9 ~ 1.5	1.2 ~ 4.0	2.7 ~ 4.4	0.6 ~ 1.7	1.0 ~ 2.0
	土盛り (m)	2.9	2.4	2.6 ~ 2.7	1.5 ~ 2.7	2.4
	曲率半径 (m)	150	200	170	100, 150	170
	推進長 (m)	15	90	15	50	90



図一 地盤内変位測定装置

まま放置した状態にし、ゆるい砂②では道路の土工と同じ手順で転圧を行っている。中ぐらいの砂③は、砂②の倍程度転圧を加えた。ロームと粘土は自然地盤である。

(2) 調査・計測

D301工法は、排土せずに管体を地中に押し込むため地盤から受ける抵抗が大きく、また圧入によって地盤に与える影響も適当土質選定上の重要な課題であった。

本工法では、先端が閉塞された直径34cm、長さ21cmの管体（以下、ヘッドとよぶ）を推進方向に42cmずつ圧入させ、その後ろへ、後続する管群を推進させる工程を交互に行う。本論文では、このヘッドの圧入力と地盤抵抗の関係について述べており、管群の推進力には言及しない。

そこで実験では、推進中のヘッド圧入力をジャッキ油圧で計測すると同時に、地中と地表面の地盤変位を観測した。地盤内の変位測定は困難なため、著者らは図一の地盤内変位測定装置を考案した。そして、推進計画線

からの距離を330cmから50cmまで順次変えながら、推進方向に0.5m間隔で、この装置を設置した。なお、抵抗板の深さは計画線に合わせた。この装置は、外筒が柔軟な塩化ビニル製であり金属製の測定棒は変位の少ない地表近くの環座を中心に回転するため、図一に示す原理で地盤内の変位に対して敏感に追従できる。土の移動量Lは、地表で相対移動量ΔLとして測定され、次式で求められる。

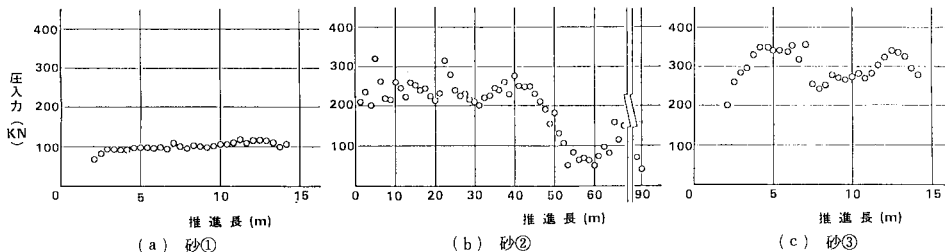
$$L = \Delta L (l - l') / l' \dots\dots\dots (1)$$

3. 実験結果

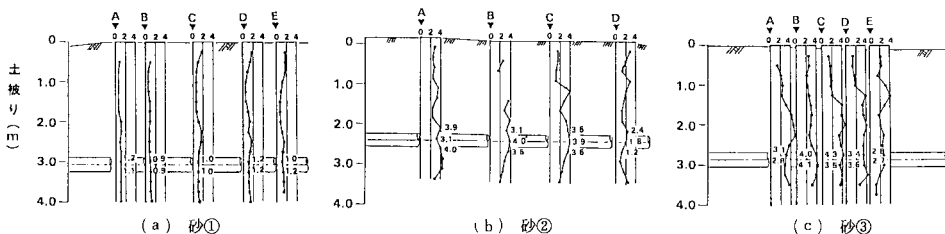
(1) 圧入抵抗

a) ヘッド圧入力

実機を用いた現地盤の推進実験におけるヘッド圧入力測定結果は、砂地盤の最大値が、砂①は120kN、砂②が320kN、そして砂③では354kNであり、地盤の密度が高くなるほど圧入力が大きくなっている。また粘性土



図二 圧入力の実測値



図三 貫入試験による地盤柱状図 (単位: MPa)

地盤の最大値は、ロームが 140 kN, 粘土が 120 kN であった。例として、砂地盤の圧入力測定値を図-2 に示す。これにより、本実験の地盤については、D 301 工法の装備推力 1 MN の 1/2.5 以下で圧入可能であることが示された。

**b) 圧入抵抗とコーン貫入抵抗**

地盤条件と圧入抵抗の関係を評価する指標として、コーン貫入抵抗  $q_c$  (MPa) に着目した。 $q_c$  を選定した理由は次のとおりである。まず、一般に使用される  $N$  値の場合は、打撃による動的圧入のため圧入速度が本工法より著しく大きい、 $q_c$  の場合は同程度であり速度の影響を無視できること。次に、 $N$  値は打撃回数を表わすが  $q_c$  は力そのものを表わすため、圧入抵抗と土質調査結果の関係を比較検討しやすいことである。

一方、貫入試験で問題になるのは、水平圧入する本工法との圧入方向の違いと圧入断面積の相違による寸法効果である。しかし垂直圧入時の局所せん断破壊によって生じる圧入抵抗に関して、室町<sup>2)</sup>や山口<sup>3)</sup>の理論式には重力が考慮されていないが実験結果とよく一致しているため、圧入方向の影響は小さいと考えられる。また寸法効果については、藤井<sup>4)</sup>が地盤支持力に対する基礎幅の影響を遠心載荷装置を用いて広範囲に解明しているが、それによると幅 2 cm から 34 cm へ増大したときの圧入抵抗の減少は 30% 程度である。以上より、圧入抵抗とコーン貫入抵抗とは強い相関があると推定した。

そこで、推進位置の地盤条件をオランダ式コーン貫入試験機 (2t 用) により事前に調査した。例として砂地盤の地盤柱状図を図-3 に示す。また、図-2, 3 から得られる地盤の圧入抵抗  $F_R$  とコーン貫入抵抗  $q_c$  の関係を図-4 に表わすが、ここで  $F_R$  および  $q_c$  はそれぞれヘッド圧入力およびコーン貫入力を断面積で除した値である。この図から、特に砂地盤では  $F_R = q_c$  という相関が成立するといえる。またローム、粘土の場合も測定値は少ないが砂と同様の傾向を示唆している。したがって D 301 工法のヘッド圧入力  $F$  について、上記の関係を

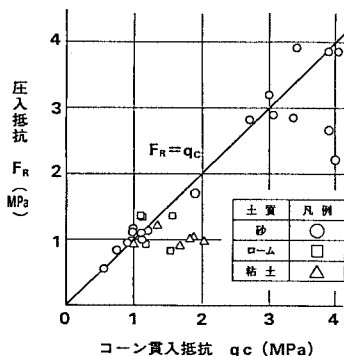


図-4 貫入試験と圧入抵抗の関係

利用した推定式 (2) を得ることができる。

$$F = q_c A \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $F$ :ヘッド圧入力 (100 N)

$q_c$ :コーン貫入抵抗 (MPa)

$A$ :ヘッド断面積 (=908 cm<sup>2</sup>)

D 301 工法ではヘッド圧入力の装備推力が最大約 1 MN であるから、式 (2) を利用して、コーン貫入抵抗が 10 MPa を下回る場合に本工法の適用が可能と判断できる。

以上より、D 301 工法の適用土質を圧入力の面から検討する際には、コーン貫入試験によるのが有効であることが、確認された。

**(2) 周辺地盤の挙動**

**a) 地盤内変位**

地盤内において、圧入する管体の体積増加は、地盤が周辺に移動し圧縮されることにより吸収しているものと考えられる。そこで、前述の地盤内変位測定装置を用いて、推進中に管体周辺の地盤内変位を直接測定した結果を図-5、図-6 に示す。図中の横軸と縦軸はそれぞれヘッド (管) 中心からの水平距離と地盤の変位量を、また破線は管体の外周面を表わしている。さらに、横軸上には参考のため各土質の土被りを示す。

地盤内変位が収束する離隔は、図-5 の変位の収束点より、砂①が 2.0 m, 砂②が 2.3 m, 砂③が 3.3 m と求められ、密な砂ほど大きい値を示した。これはダイレイタンシー特性の違いによるものと考えられる。また、粘

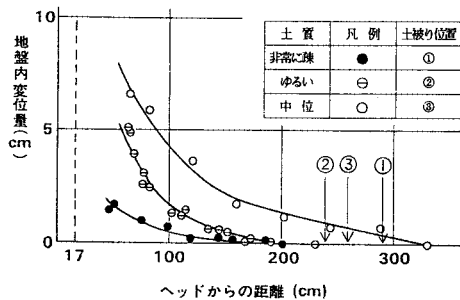


図-5 地盤内変位測定結果 (砂)

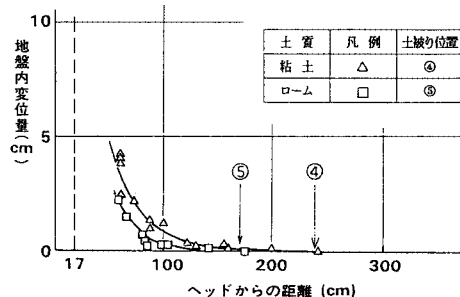


図-6 地盤内変位測定結果 (粘性土)

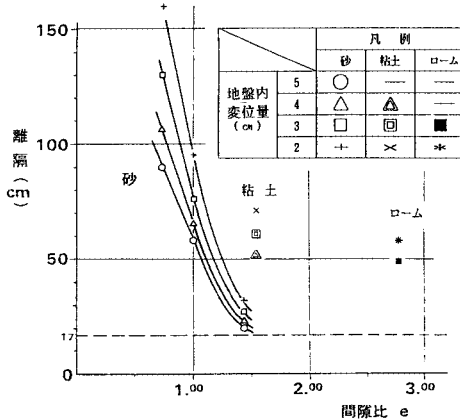


図-7 地盤内変位量と間隙比

表-2 地表面変位測定結果

項目	土被り (m)	最大地表面変位 (mm)		記事
		隆地	舗装下	
砂	非常にゆるい	2.9	-15	全区間沈下
	ゆるい	2.4	+ 2	一部隆起
	中位の	2.6~2.7	0	0
ローム	1.7	± 2	0	2度実験
	2.7	0	0	
粘土	2.4	---	0	

土、ロームの場合には、図-6 から変位が収束する離隔は、それぞれ、2.4 m、1.8 m と求められた。粘性土における変位の減少は、本実験地盤の飽和度が 80 % で空気を含んでいることによる間隙減少と、周囲への変位の拡散によるものと考えられる。

これらの地盤挙動を土の間隙比  $e$  との関係で検討する。変位量を  $e$  と離隔によって整理し図-7 に示す。砂のみを比較すると、 $e$  の増加に伴って変位量が急減しており、 $e$  がダイレイタンスの特性に関係があることを示している。また、 $e$  が同程度の砂と粘土では粘土の変位量がかなり大きい。これは粘土の透水性が低いため、非排水せん断変形が生じていることによると考えられる。

b) 地表面変位

推進計画線真上における地表面変位測定結果を表-2 に示すが、一部を除き明らかな隆起や沈下を認められなかった。そこで図-5、図-6 の変位収束距離と土被りを比較すると、両者がほぼ一致するため、地表位置ではすでに変位が収束していると考えられる。例外として砂①では全区間沈下が発生しているが、このように一次圧密すら終了していない地盤が道路や市街地等に存在するとは考えられないから、実用上は問題ないといえる。

この結果から、圧入工法適用上の最小土被りは、前述の圧密範囲より大きな土被りを確保すれば地表面変位の問題が避けられるものと推測できる。また地表に舗装が設置されている場合は、変位が完全に拘束されており、さらに浅い土被りでの推進が可能と考えられる。

c) 変位測定法の検証

変位の測定精度は、a), b) 項において地表面変位がきわめて小さく環座を不動点とみなせたため信頼できる。なお環座が移動した場合も、地上で測量可能な移動量から、容易に測定値を補正できる。さらに、実地盤の変位が離隔や土の密度によって相互によく整理できることから、本実験の変位測定装置の有効性が確認されたとともに圧入が周辺地盤に与える影響を定量化する見通しが得られた。

4. ま と め

本研究では、圧入無排土式に地中を推進する管体と地盤の相互作用に着目して、圧入に対する地盤の抵抗力と管周辺地盤の挙動について、コーン貫入試験および地盤変位測定を行って検討した。その結果、次のような知見が得られた。

(1) D 301 工法の地盤圧入に対する単位面積当たり圧入抵抗  $F_R$  は、コーン貫入試験値  $q_c$  とほぼ等しくなり、コーン貫入試験によってヘッド圧入力を推定できることを見出した。これにより、圧入力から、圧入無排土工法の適用可否の判断ができる見通しが得られた。

(2) 地盤内変位について、本実験の変位測定装置および測定法の有効性を確認するとともに土質ごとの変位特性を定量化できる見通しを得た。圧入に伴って変位が収束する離隔は本実験の場合、砂で 2.0~3.3 m、粘土が 2.4 m そしてロームでは 1.8 m であり、変位量は土質に左右されることを確認した。

(3) 地表面変位は地盤内変位に比べてきわめて小さく、地盤内変位が生ずる範囲よりも大きな土被りを確保すれば、実用上問題ないことを確認した。

謝 辞：本研究をまとめるにあたり、適切なご指導をいただいた NTT 電気通信研究所線路研究部 小島伸哉部長、内田直也統括調査役、山岸康利前通信土木研究室長、ならびに高塚外志夫前調査員に厚くお礼申し上げます。また土質工学の面で有益なご助言をいただいた東京工業大学の木村 孟教授に感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 野村由司彦・保科 宏・塩見博司・梅津孝雄：方向制御可能なトンネル機械の設計と特性，土木学会論文集，Vol. III-2, No. 352, pp. 99~107, 1984.
- 2) 室町忠彦：静的コーンペネトロメータの軟弱地盤調査への適用に関する実験的研究，鉄道技研報告，No. 757, pp. 36~40, pp. 65, 1971.
- 3) 山口伯樹：弾塑性解析による杭の先端支持力式とその適用例，土と基礎，Vol. 7, pp. 7~11, 1975.
- 4) 藤井齊昭：砂地盤における浅基礎の支持力機構について，中央大学理工学部紀要，第 20 巻，pp. 128, 1977.

(1985. 8. 10・受付)