

日本電信電話公社 茨城電気通信研究所 正員 塩見 博司

" " 梅津 孝雄

" " 野村 由司彦

1. はじめに 茨城電気通信研究所では、無排土圧入方式による電話ケーブル用トンネル(内径30cm)築造工法の開発を行っている。本工法の研究開発のなかで実施した、実地盤(関東ローム)推進実験の結果をもとに、トンネル築造マシンを先端閉塞の水平貫入体と考えた場合の貫入抵抗(所要推力)の発生メカニズムについて考察し、地表面隆起が認められる際の貫入抵抗は、貫入体前面地盤の全般せん断抵抗により説明できることが判明したので報告する。

2. 実験概要 推進実験は、約52mの推進長で2回実施し、各回の推進土被りは、1.44~1.69m(第1回)、1.45~1.97m(第2回)であった。また、第2回の推進実験では、推進長、40~45mの区間で地表に測量釘を設置し、その鉛直方向の変位をレベルにより測量し、地表面変位計測を行った。

推進実験に用いたトンネル築造マシン(実機)は、図-1に示すとおりであり、貫入抵抗とは、図中の“先端部”が推進ジャッキにより地盤に貫入する際の所要推力(油圧ロスは含まない)を意味する。

推進対象地盤は、表-1に示す土質性状を有するローム地盤であり、このローム層は、G.L.-0.65~-3.40mに分布している。また、推進実験が行われた場所は、推進開始直後の約7mを除き、舗装等、地表面を拘束するものは何もない状況であった。

表-1. 土質試験結果

測定項目	試験名	No. 1	No. 2	No. 3
地盤に対する圧入速度	秒速シルト	0	0	0
圧入速度	シルト	0.35.5	52.0	0
シルト	シルト	63.5	27.0	0
粘土分	シルト	1.0	19.0	0
均等係数		2.68	38.33	0
自然含水比	%	95.5	107.9	80.2
比 重		2.410	2.334	2.718
単位体積重量	γ/m^3	1.308	1.422	1.310
間 隙 比		2.781	2.770	2.295
飽 和 度	%	82.8	85.9	87.4
一面 粘着力	γ/cm^2	0.04	0.03	0
一面 内部摩擦角	$^\circ$	21.5	25.0	0
一面 圧縮率	γ/cm^2	0.71	2.42	0.63

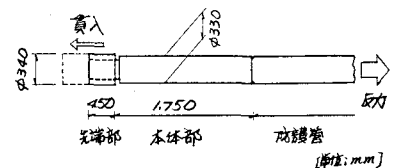


図-1. 貫入体概略図

3. 実験結果 推進実験の結果、土被り^(a)と先端部貫入に要する所要推力の間には、図-2に示すように、この程度の土被り^(a)では、所要推力と一次的な関係があることが判った。なお、ここでの土被り^(a)とは、図-2に併記したように、貫入体中心における土被りを意味する。また、地表面変位計測の結果は、図-3、図-4に示すとおりであり、貫入体の位置に対する地表面隆起の発生範囲は、貫入体先端(A-D)の延長線に対し、 $\theta = 25^\circ$ ($\theta = \pi/4 - \phi/2$;

$\phi = 40^\circ$)の線(A-G, D-H)と点A, Dより半径1.36mの円弧で囲まれたものであった。なお、貫入体と“変位無”の測点との相対位置は、任意の測点で隆起が認められた計測時の直前の計測における相対位置とした。

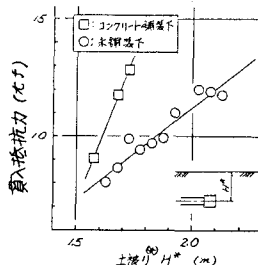
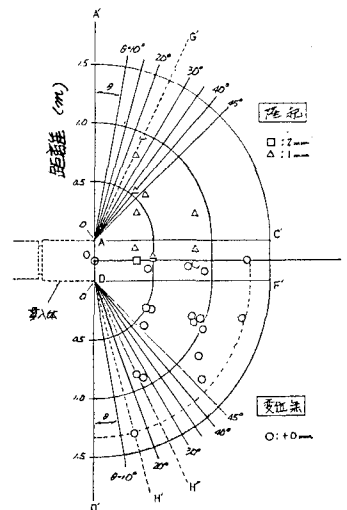
図-2. 土被り^(a)と貫入抵抗

図-3. 地表面隆起の発生状況

4. 考察 推進実験と地表面変位計測は

り得られた結果をもとに、貫入体先端部の貫入抵抗力の発生メカニズムについて考察する。

地表面変位計測の結果より、貫入体前面の地盤は先端部の貫入に伴い、“ズリ上り”現象が生じているものと考えられる。¹⁾そこで、この“ズリ上り”部の形状について、図-5に示すような円弧スベリ線をもち、もっとも安全率の小さい形状のモデルを仮定した。このモデルを用い、土の内部マサツ角(ϕ)をパラメータとして、貫入体の位置(深さ H)と隆起の発生する範囲(距離 L : $\overline{AC}$)の関係を求めると、図-6に示す結果が得られる。同図に実験で得られた値($H=1.95\text{m}$, $L=1.36\text{m}$)を併記すると、両者はほぼ一致していることが判った。

したがって、図-5に示した“ズリ上り”現象の2次元でのモデルは、推進実験で確認された現象を説明しているものと考え、このモデルをもとに、図-3の平面的な地表面隆起の発生状況を考慮し、3次元の“ズリ上り”現象のモデルへの拡大を試みた。

3次元のモデルとしては、図-7に示すものを考えた。図-3の実験結果によれば、図-7の $\angle GAC$ に相当する $\angle G'AC'$ は約65度であり、 $\phi=40$ 度の内部マサツ角をもつことになる。一方、表-1の土質試験結果より判断すると、 $\angle GAC=55.8\sim 57.5$ 度であり、実験より狭い範囲となる。しかし、この範囲に実験値の80%以上が含まれていることから、図-7の3次元モデルにより、以下に、貫入推力とせん断抵抗力のつり合いについて検討する。

図-7に示した3次元“ズリ上り”モデルが貫入体先端部の貫入により全般せん断を生ずると考え、全般せん断抵抗力としては、粘着力成分と土の自重による成分があるものとする。推力と全般せん断抵抗力とは、図-5、図-7の点 O を中心とした回転モーメントによりつり合うものとし、表-1の土質定数を用い、土被り h に対する貫入抵抗(貫入推力)を求めると図-8に示すようなものとなる。同図に図-2の実験結果を併記すると、No.2の土質定数による計算結果はほぼ一致しており、当地盤での貫入抵抗力を評価し得たものと判断される。

したがって、今回の推進実験においては、貫入抵抗(貫入推力)は、地盤の全般せん断抵抗力により生じていることが判った。

5. おわりに 今回の推進実験は、地表面の隆起に対し、開放された条件の下での実験であり、地表面が舗装等で拘束されている場合や、土被りが大きく地盤内の圧縮率のみで、水平貫入体の貫入に伴う体積増を吸収する場合の貫入抵抗を説明するには十分なものではない。したがって、今後、より深い土被りでの推進実験を行い、地表面に変位の生じない、あるいは、舗装等で拘束された場合について検討する予定である。

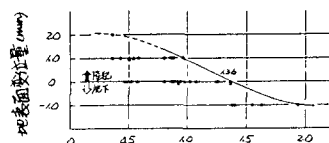


図-4 距離と地表面変位量

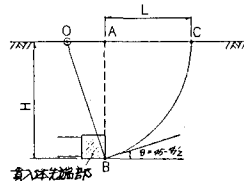


図-5 “ズリ上り”モデル(2次元)

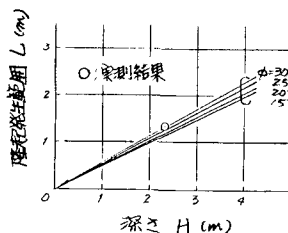


図-6 深さと隆起発生範囲

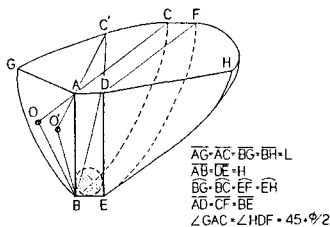


図-7 “ズリ上り”モデル(3次元)

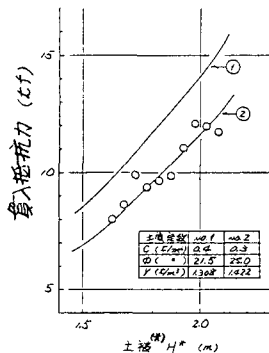


図-8 土被り h と貫入抵抗

参考文献: 1) 森地「シールド模型推進時の土の動き」, 土と基礎, 1967.3. P3-10.