(48) 土被りの浅いトンネルにおける切羽前方の地盤隆起現象の測定例

日本鉄道建設公団　　金澤　博
㈱応用地質調査事務所　正会員　近藤達敏
同　上　正会員　○土屋　浩

1 まえがき

土被りの浅いトンネルにおいては、切羽前方の地盤が一時的に隆起する現象が知られている[1)]。今回、トンネル中心線上の地表から、スライデイングミクロメータによる地中変位測定を実施したところ、この地盤隆起現象が観測された他、切羽が到達するまでの地盤挙動の実態が明らかになつた。

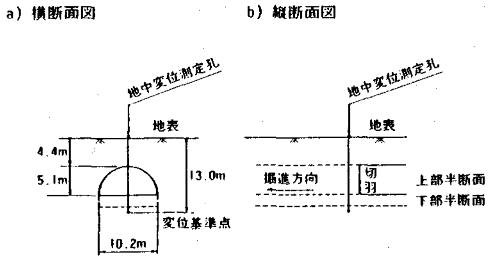
本論においては、トンネル掘削予定線より上方の地盤を梁、掘削予定線より下方の地盤を弾性床とみなし、「弾性床上の梁」の挙動として、地盤の隆起現象を説明することを試みた。

2 測定方法

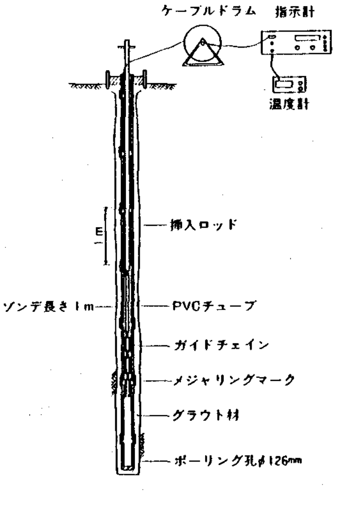
図－1に地中変位の測定位置を示した。地中変位測定孔（深度13m）は、トンネル中心線上にあり、トンネル切羽が到達する直前まで全区間の測定が可能である。トンネルは半径5.1mの半円形であり、トンネル上方の地盤は切土工によつて、土被り4.4mに造成されている。付近の地質は第三紀鮮新世の砂岩であり、地盤の弾性係数Eについては、孔内載荷試験で2300Kgf/cm²，岩石試験では5200Kgf/cm²前後の値が得られている。また、地下水位はトンネル踏前より下方にある。

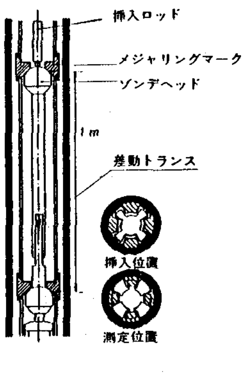
図－2はスライデイングミクロメータによる地中変位測定の方法を模式的に示したものである。測定孔には1m毎にメジヤリングマークを接続した測定ケーシングパイプを挿入し、周囲をグラウト材で充填して、メジヤリングマークが地盤と一体になつて挙動するようにしてある。孔内に埋設するものはこの測定ケーシングパイプだけである。

測定の際はスライデイングミクロメータのゾンデ（長さ1m）を図－3のようにロツドを使つて挿入し、ゾンデの上端および下端のヘツドがメジヤリングマークに接触して停止するまで張力を加えて、そのときのゾンデ長を差動トランスによつて検出する。その結果は、1m当りの区間変位量として0.001mm単位で読みとられる。



図－1　地中変位の測定位置





図－3

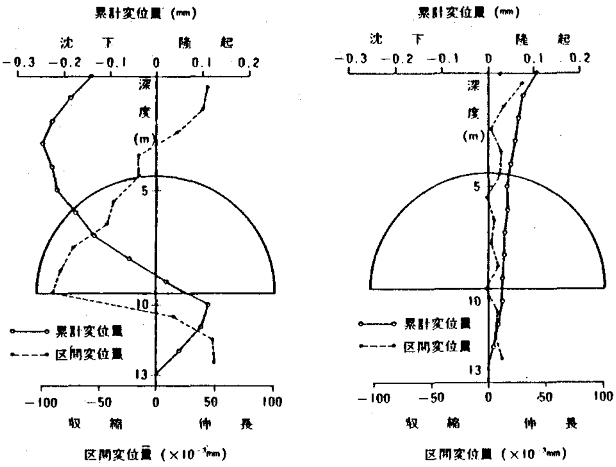
図－2　地中変位測定孔　　スライデイングミクロメータ

3　測 定 結 果

スライディングミクロメータによる地中変位測定結果を図－４に示した。切羽が計測断面に到達する直前（ａ）においては、切羽正面の地盤に著しい収縮が生じ、地表面における累計変位量は ０．１４ mmの沈下を示している。また、図－４のｂ）は地表面が一時的に隆起した時期における測定結果であり、ほぼ全深度にわたつて伸長傾向になつており、地表面隆起量は ０．１１ mm を示している。なお、初期値を測定した際の切羽距離は －２５ｍであつた。

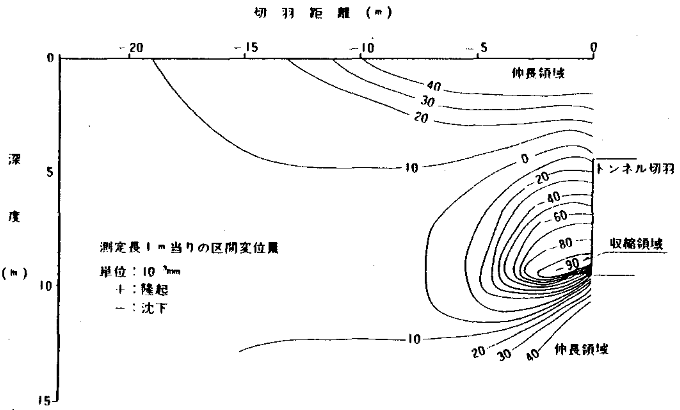
ところで、実際の計測断面とトンネル切羽との関係は図－５のａ）のようである。ここでは、トンネル周辺の地質状況および土被り条件を一様とみなし、計測断面とトンネル切羽との関係を図－５のｂ）のように考えることにする。そうすると、計測結果はトンネル掘削中のある時点における切羽前方の地盤の状況を示したものと考えることができる。

区間変位量の等値線図を図－６に示した。トンネル切羽正面には顕著な収縮領域があり、その上方および下方には伸長領域が生じている。次に、累計変位量の等値線図を図－７に示した。切羽の斜め上方に沈下領域があり、それより更に前方に隆起領域が生じている。

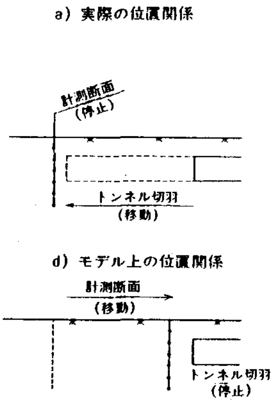


ａ）　切羽距離 －１ｍ　　　ｂ）　切羽距離 －１２ｍ

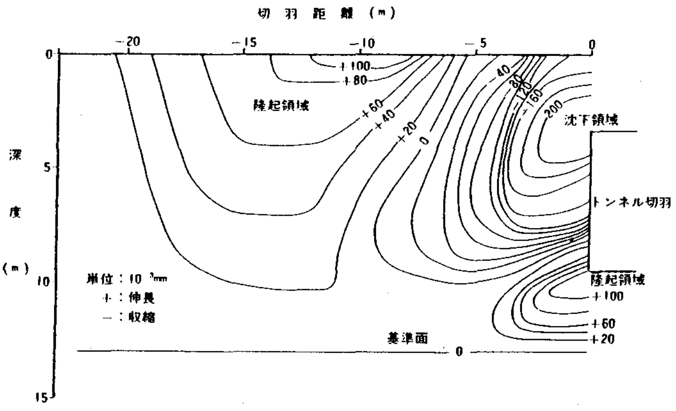
図－４　　地中変位測定結果



図－６　　区間変位量の等値線図



図－５　トンネルと計測断面との関係



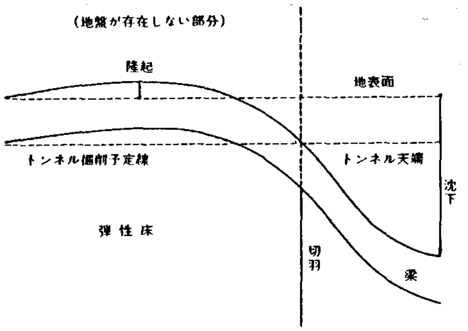
図－７　　累計変位量の等値線図

4　　地盤隆起現象の発生機構

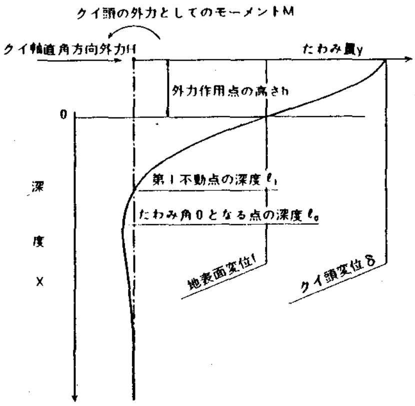
土被りの浅いトンネルの切羽前方の地盤が隆起する現象の発生機構としては、図－８のように考えることができる。トンネル掘削予定線より上方の地盤が剛性を持つているために、切羽後方の地盤が沈下した時、切羽前方の地盤はその反対方向、即ち、隆起側に変形することになるわけである。そこで、この地盤隆起現象を「弾性床上の梁」の挙動としてとらえ、トンネル掘削予定線より上方の地盤を梁、下方の地盤を弾性床とみなして解析することにする。

「弾性床上の梁」として解析される部材の中では「クイ」がよく知られているので、用語と表記法については図－９のようなクイの挙動の取扱いに準ずる。即ち、沈下もしくは隆起の大きさは「たわみ量 y 」、切羽距離は「深度 x 」と表現する。地盤隆起現象は、図－９を時計回りに９０度回転した形になつている。

次に、トンネル掘削予定線より上方の地盤について、トンネル掘削中のある時点における変形状況を詳細に見ることにする。図－１０に切羽前方における区間変位量の分布を示した。切羽の前方１２ｍ前後まで、伸長傾向が著しい。また、図－１１に切羽前方における累計変位量の分布を示した。これは、トンネル掘削予定線より上方の地盤の変形後の形状そのものであり、図－９に示したクイのたわみ曲線とよく似ている。地盤のたわみ量としては、深度２ｍの測点における累計変位量を採用することにする。才１不動点は切羽の前方７ｍ付近にある。



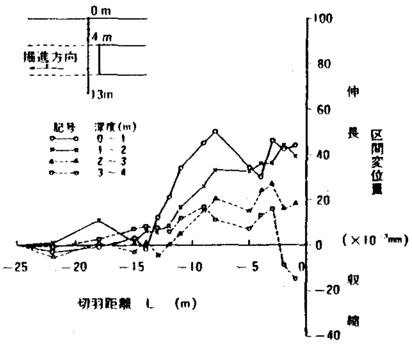
図－８　　地盤隆起現象の発生機構



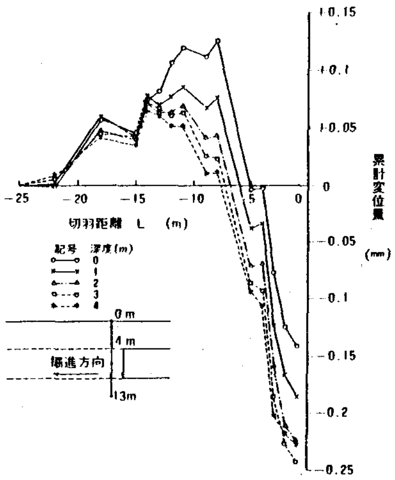
図－９　　クイのたわみ曲線

5　　クイのたわみ曲線との対比

地上に突出したクイの、クイ頭が回転しない場合のたわみ曲線は、次のように定式化されている[2)]。



図－１０　　区間変位量の分布



図－１１　　累計変位量の分布

$$地上部分：y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3}\{2\beta^3\chi^3 - 3(1-\beta h)\beta^2\chi^2 - 6\beta^2 h\chi + 3(1+\beta h)\} \quad ----------- (1)$$

$$地中部分：y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3}e^{-\beta\chi}\{(1+\beta h)\cos\beta\chi + (1-\beta h)\sin\beta\chi\} \quad ----------------- (2)$$

ここに、
- y_1 ：地上部分のたわみ量（cm）
- y_2 ：地中部分のたわみ量（cm）
- χ ：深　　度　（cm）
- h ：外力作用点高さ　（cm）
- H ：クイ軸直角方向力　（Kgf）
- E ：クイの弾性係数　（Kgf／cm²）
- I ：クイの断面２次モーメント（cm^4）
- β ：クイの特性値　（cm^{-1}）
- K ：地盤の横方向地盤反力係数（Kgf／cm³）
- D ：クイ径（cm）

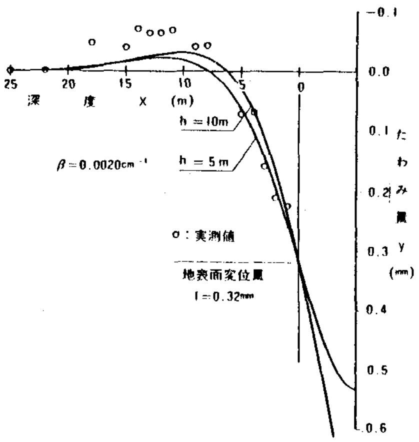
であり、
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}} \quad --------- (3)$$

なる関係がある。クイ頭変位量 δ（cm）および地表面変位量 f（cm）は、式(1)および式(2)から次のようになる。

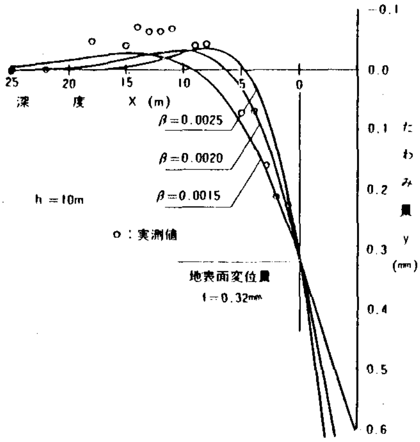
$$\delta = \frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3}H \quad ------- (4)$$

$$f = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3}H \quad --------- (5)$$

これらの式から明らかなように、たわみ曲線の形状はクイの特性値 β および外力作用点高さｈだけで決定づけられる。そこで、図－１１から切羽距離０ｍにおける変位量を推定し、これを地表面変位量ｆ（０．３２ mm）として与えたときのたわみ曲線をいくつか求めてみた。図－１２は外力作用点高さｈの違いによるたわみ曲線の相違を示す。また、図－１３はクイの特性値 β の違いによるたわみ曲線の相違を示したものである。



図－１２　外力作用点高さｈとたわみ曲線



図－１３　クイの特性値 β とたわみ曲線

６　あとがき

土被りの浅いトンネルにおける地盤の隆起現象を実測した結果、これが弾性床上の梁としてほぼ説明し得ることがわかつた。実測した隆起量は理論値のほぼ２倍に相当するが、その理由は、弾性床とみなした地盤が伸長傾向となる部分で充分な拘束効果を発揮しないためであろう。なお、小論の計測データは㈱応用地質調査事務所

雁　秀夫氏、畠山秀喜氏によるものである。記して謝意を表する。

参考文献

１）寺戸幸雄・木村　宏　：　トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の変形挙動に関する考察、オ１４回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，１９８２年２月．

２）（社）日本道路協会編　：　道路橋示方書・同解説，　下部構造編，　PP．２９８～３０５．（社）日本道路協会，　１９８１年４月．

(48) FIELD MEASUREMENTS OF THE UPHEAVAL BEHAVIORS OF THE GROUND IN FRONT OF THE TUNNEL FACE WITH A SHALLOW OVERBURDEN DURING EXCAVATION

Hiroshi KANAZAWA (Japan Railway Construction Public Corporation)
Tatsutoshi KONDOH , Hiroshi TSUCHIYA (OYO Corporation)

SUMMARY

In the case of tunnel excavation in the shallow overburden, some upheaval behaviors of the ground surface are often found ahead of the tunnel face. The displacement behaviors by SLIDINGMICROMETER -ISETH from the ground surface in vertical direction were obtained during the excavation of Kuromatsu tunnel and the upheaval deformation were observed just ahead of the tunnel face.

In this article, the authors propose a BEAM MODEL to explain the upheaval phenomena. The authors consider the ground formations to be seperated into two parts bounded on the horizontal plane through the tunnel crown. The upper parts are considered as a beam and the lower one as an elastic floor board.

As a result, the theoretical calculation based on the BEAM MODEL proposed by us will consequently show a good accordance to the upheaval phenomena of the ground just ahead of tunnel face during excavation.