

九州大学工学部 正会員

橋本 武

九州電力 K.K. O. O.

田代 幸英

1. はじめに 軟弱地盤内のトンネル掘削で重要なことは、覆工施工後に発生する後荷をいかに算定するか、また、この後荷によって覆工と地山との間にどのような相互作用があるかである。前回の年次講演会において、本題に関する理論の骨子を説明し、2, 3の算例を示したが、今回はその続報として、粘弾性地山における覆工と地山の相互作用を考察する中から覆工施工時期、粘弾性定数の変化に対する粘性地圧の変動について検討を行なうものである。

2. 解析概要および結果の考察 対象とするトンネルは鉄道単線 ラールトンネルを想定して土被り $H=14\text{m}$ 、トンネル外径 $D=7\text{m}$ (覆工厚 0.5m) の円形断面とした(図-1)。定数は地山のバネ定数、および単位体積重量を $E^0=1.0$ 、 $\gamma=1.0$ のように標準化し、 $E^0/E^0=k$ 、 $\nu^0(\nu^0/\nu^0=1.0)$ 、 $H^0/C^0=2(1+\nu^0)/3(1-2\nu^0)$ 、 E_c/E^0 をパラメータとして用いた。また、覆工のポアソン比は $\nu=0.15$ である。なお、地山解析領域は前回報告したように、鉛直方向でトンネル底盤よりトンネル径の2倍をとり、水平幅に関してはトンネル中心よりトンネル径の4倍をとることにする。図-2は縦軸に粘性地圧とその作用位置での掘削開放節点力との比を、横軸に時間無次元量 $T(=E^0/C^0 \cdot t)$ をとって $T_r=0.4$ で覆工を巻く場合の粘性地圧の経時的変化を図示したものである。トンネル孔周縁の節点の位置の違いによって若干変動し、ある幅をもった曲線群となる。これらの曲線を曲線回帰して、その終局値を求め、さらにこの曲線群の変動幅は最大でも数%で節点の位置の違いによる規則性がないので、便宜上平均値をとって図示すると図中の点線のようになる。このような方法を用いることにより、粘性地圧はトンネル孔周縁の節点の位置に関係なく、ほぼ一本の近似曲線で表現できることになる。図-3は縦軸に地山および覆工内の近似最大主応力とトンネル頂点での一次応力との比をとって、その経時的変化を示したものである。地山では土平部分に最も大きな主応力が発生するが、覆工施工前は応力一定のみであり、覆工築造ののちは若干下がりながら一定値に落ち着く。また、覆工内の最大主応力は覆工側壁で最も大きく、粘性地圧と同様の曲線形状で増加している。また、これらの諸特性に影響を与えているものと推測されるパラメータについて検討しよう。図-2のような方法によって求めらる地圧無次元量曲線に関して、覆工施工時期が $T_r=0.0, 0.4, 0.8, 1.2$ および 2.0 の5通りについて、後荷終局値の50%および90%値に相当する時間(T_{50}, T_{90})を算定すれば表-1のようになる。これによれば施工時期がずれる時間分だけ時間 T_{50}, T_{90} はずれていることがわかる。このことは T_{50}, T_{90} と T_r との関係が直線関係にあり、覆工を施工する時期がいつであっても地圧増加の割合が同じであることを意味する。また、覆工築造後トンネル孔周縁の変位は拘束されるが、その拘束されるまでの節点変位と弾性変位との

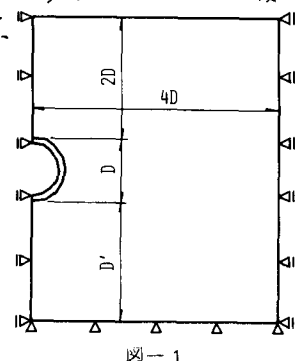


図-1

の比(変位比)を地圧無次元量との関係についてプロットすれば図-4が得

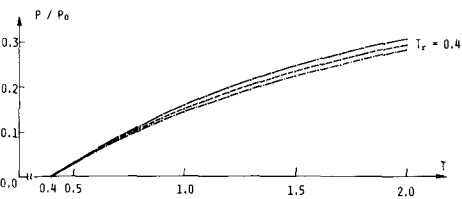


図-2

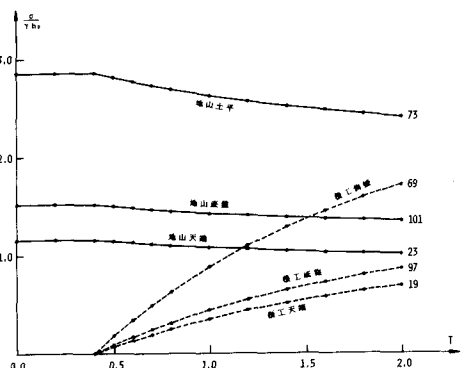


図-3

表-1

	T_r	0.0	0.4	0.8	1.2	2.0
の比(変位比)を地圧無次元量との関係について	T_{50}	0.986	1.386	1.786	2.186	2.986
プロットすれば図-4が得	T_{90}	3.286	3.686	4.085	4.485	5.286

られる。両者の関係は直線関係にあり、これによって粘性地圧と節点変位との兼ね合いが判断できる。図-5は弾性係数比 k と50%および90%地圧到達時間の関係を、図-6は弾性係数比 k と地圧無次元量の関係を図示したものである。 k が小さいほど到達時間は長くなり、粘性地圧も大きくなることわかる。図-7は粘性に関する定数 ν_0 が0.2から0.4まで変化する場合の $T=2.0$ における地圧状態を描いている。 ν_0 が大きくなるに従い、地圧の作用方向(ス軸となす角)が小さくなり、それもトンネル水平に近、ほど顕著に表われる。しかし、その度量は微小であり、実質の粘性地圧に対してはあまり影響ないように思われる。図-8(a),(b),(c)は地山のポアソン比 ν^0 を0.40,0.30および0.20にした場合の主応力分布を示す。理論の仮定上、側圧係数を $K_a = \nu^0 / (1 - \nu^0)$ としているので実際には側圧係数を変化させた場合と同じことになる。 ν^0 が0.4から0.2に変化していくと、地山では最大主応力が次第に大きくなっている。最後に、終局地圧と覆工剛度との関係を図示したものが図-9である。 E_c/E^0 の値が2.00程度では終局地圧が急激に増加し、それ以降はほとんど変化がなくなることわかる。

3. 結語 以上の結果から、1)時間に対する地圧増加の割合は覆工施工時期の違いにかかわらず同一で、覆工作用地圧の大きさはその作用位置ごの掘削開放節点力である程度決定される。2)覆工築造による拘束される節点変位と弾性変化との比に対する地圧との関係は直線関係にあり、その変位化は地山の3要素モデルの弾性係数比によって影響される。3)覆工周縁地山の近似最大主応力は覆工築造後、若干減少しながらある一定値に落ち着く。

覆工内の近似最大主応力はクリープ曲線と類似した増加曲線を示す。4)地山の側圧係数は最大主応力にあまり影響を及ぼさないが、最小主応力および主応力の方向に影響を与える。5)覆工剛度が粘性地圧に影響を及ぼすのは地山の剛度の20倍程度までと考え、差し支えない。

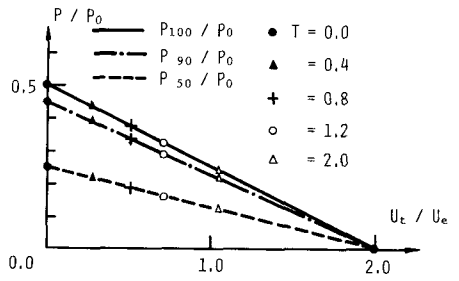


図-4

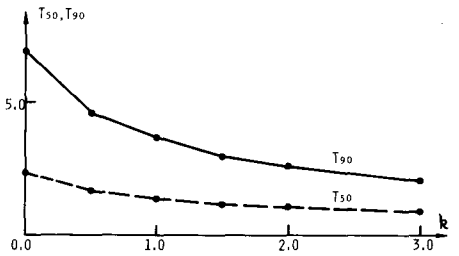


図-5

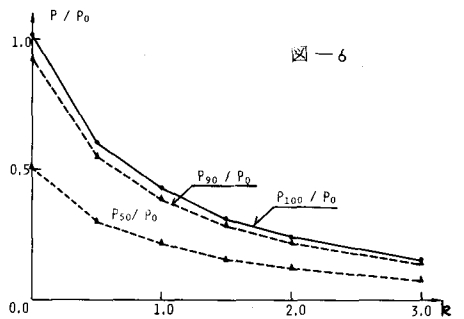


図-6

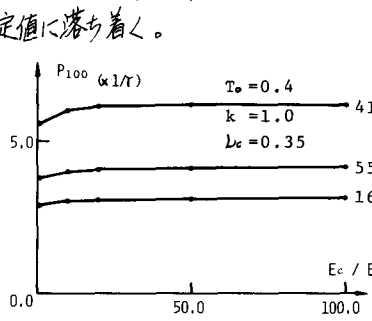


図-7

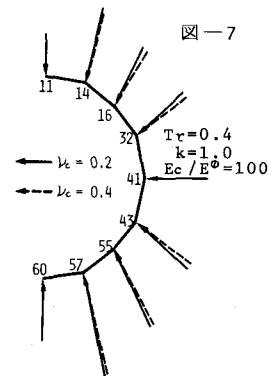
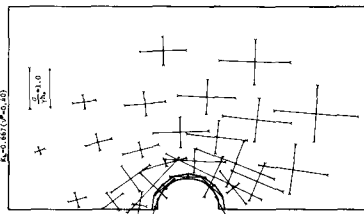
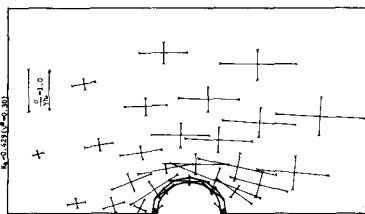


図-8

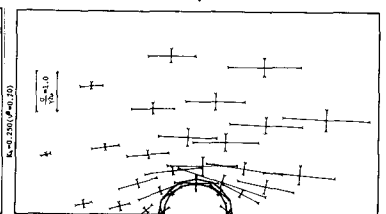
図-9



(a)



(b)



(c)

参考文献 1) 橋本 田代: 覆工に作用する粘性地圧について(続報) 第32回土木学会年次学術講演会概要集第3部 pp382~383.